



**Universidade Federal de Campina Grande  
Centro de Ciência e Tecnologia  
Departamento de Engenharia Civil  
Disciplina: Estágio Supervisionado  
Orientador: José Bezerra da Silva  
Aluno: Fernando Vieira Araújo Mat. 2002.1089**

**Estágio Supervisionado  
( Sistema de Drenagem Urbana no Bairro do Pedregal III )**

**OUTUBRO DE 2005**



Biblioteca Setorial do CDSA. Julho de 2021.

Sumé - PB

**Universidade Federal de Campina Grande  
Centro de Ciência e Tecnologia  
Departamento de Engenharia Civil  
Disciplina: Estágio Supervisionado  
Orientador: Pro. José Bezerra da Silva  
Aluno: Fernando Vieira Araújo Mat. 2002.1089**

**Estágio Supervisionado  
( Sistema de Drenagem Urbana no Bairro do Pedregal III )**

**Orientador: José Bezerra da Silva**



**Aluno: Fernando Vieira Araújo**

# Sumário

Nº	Descrição	página
-	AGRADECIMENTO.....	4
-	APRESENTAÇÃO.....	5
-	INTRODUÇÃO.....	6
-	OBJETIVO.....	7
-	REVISÃO BIBLIOGRAFICA.....	8
1	SISTEMA DE ESGOTO.....	8
1.1	GENERALIDADES E DEFINIÇÕES.....	8
1.2	CLASSIFICAÇÃO DAS AGUAS DE ESGOTAMENTO.....	9
1.3	SISTEMAS DE ESGOTOS.....	9
1.3.1	DEFINIÇÕES.....	9
1.3.2	EVOLUÇÃO DOS SISTEMA DE ESGOTAMENTO.....	10
1.3.3	CRONOLOGIA DOS SITEMAS DE ESGOTOS.....	14
1.3.4	COMPARAÇÃO ENTRE OS SISTEMAS.....	16
1.4	SISTEMAS DE ESGOTOS SANITÁRIOS.....	17
1.4.1	DEFINIÇÕES.....	17
1.4.2	OBJETIVOS.....	17
1.4.3	SITUAÇÃO NO BRASIL.....	18
1.4.3.1	GERENCIAMENTO.....	18
1.4.3.2	SITUAÇÃO ATUAL.....	19
2	CARACTERIZAÇÃO DE ESGOTOS SANITÁRIOS.....	20
2.1	TIPOS DE DESPEJOS.....	20
2.2	COMPOSIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS ESGOTOS SANITÁRIOS.....	21
2.3	PRESENÇA BACTERIOLÓGICA.....	21
2.3.1	ORINGEM.....	21
2.3.2	PATOGÊNICOS.....	21
2.3.3	PROCESSOS DE DECOMPOSIÇÃO DA MATÉRIA ORGÂNICA.....	22
2.3.4	COMPARAÇÃO ENTRE OS PROCESSOS.....	23
2.3.5	CORROSÃO BACTERIANA.....	24
2.4	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.....	25
2.4.1	ASPECTOS FÍSICOS.....	25
2.4.2	TIPOS DE SÓLIDOS.....	25
2.5	CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS.....	26
2.5.1	MATÉRIA ORGÂNICA.....	27
2.5.2	QUANTIFICAÇÃO DA MATÉRIA ORGÂNICA.....	28
2.5.3	DEIFETUOSO.....	29
2.5.4	DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGÊNIO - DBO.....	29
2.5.5	COMPARAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS.....	30
2.5.6	FREQUÊNCIA DOS TESTES DA DBO E DQO.....	31
2.5.7	NITROGÊNIO.....	31
2.5.8	FÓSFORO.....	32
2.5.9	pH E ALCALINIDADE.....	33



2.6	CONCENTRAÇÕES DE GASES NOS ESGOTOS.....	34
3	VAZÕES DE CONTRIBUIÇÕES.....	35
3.1	INTRODUÇÃO.....	35
3.2	CONTRIBUIÇÃO DOMESTICA.....	35
3.2.1	ORIGEM.....	35
3.2.2	COEFICIENTE DE RETORNO " C ".....	35
3.2.3	CONTRIBUIÇÃO PER CAPITA MÉDIA.....	36
3.2.4	POPULAÇÃO DE PROJETO.....	36
3.2.4.1	GENERALIDADES.....	36
3.2.4.2	CRESCIMENTO DE POPULAÇÃO.....	37
3.2.4.3	POPULAÇÃO FLUTUANTE.....	41
3.2.4.4	DENSIDADE DEMOGRÁFICA.....	41
3.2.4.5	EQUIVALENTE POPULACIONAL.....	42
3.2.4.6	COMETÁRIOS.....	43
3.2.5	CONTRIBUIÇÃO MÉDIA DOMÉSTICA.....	44
3.3	ÁGUAS DE INFILTRAÇÃO.....	44
4.0	COMPONENTES DE SISTEMAS ESGOTOS SANITÁRIOS.....	45
4.1	INTRODUÇÃO.....	45
4.2	TERMINOLOGIA BÁSICA.....	45
4.3	COMETÁRIOS.....	47
5.0	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO/CONDIÇÕES TÉCNICAS.....	48
5.1	INTRODUÇÃO.....	48
5.2	HIPÓTESE DE CÁLCULO.....	48
5.2.1	HIPÓTESE CLÁSSICA.....	48
5.2.2	JUSTIFICATIVA.....	49
5.3	CONDIÇÕES ESPECIFICAS.....	49
5.4	SOLUÇÕES GRÁFICAS.....	51
5.4.1	ÁLBACO P/ DIMENSIONAMENTO PELA TENSÃO TRATIVA.....	51
5.4.2	ÁLBACO P/ CÁLCULO DE TUBULAÇÃO POR MANNING( N = 0.013 ).....	52
6.0	DIMENSIONAMENTO HIDRÁLICO DOS COLETORES.....	53
6.1	INTRODUÇÃO.....	53
6.2	COEFICIENTES DE CONTRIBUIÇÃO.....	53
6.2.1	TAXA DE CONTROLE DOMICILIAR HOMOGÊNIO.....	53
6.2.2	TAXA DE CÁLCULO LINEAR.....	54
6.3	PROFUNDIDADE DOS COLETORES.....	54
6.4	TRAÇADOS DE REDE.....	55
6.5	LOCALIZAÇÃO DOS POÇOS DE VISITAS.....	57
6.6	LOCALIZAÇÃO DOS COLETORES.....	57
6.7	SEQUÊNCIA DE CÁLCULOS.....	59
6.7.1	ESTUDO PRELIMINAR.....	59
6.7.2	PLANILHAS DE CÁLCULOS.....	60
6.7.3	METODOLOGIA DE CÁLCULOS.....	60
7.0	DIMENSIONAMENTO HIDRÁLICO DOS COLETORES.....	61
7.1	DEFINIÇÃO.....	61
7.2	DISPOSIÇÃO CONSTRUTIVA.....	61
7.3	LOCALIZAÇÃO.....	63
7.4	DIMENSÕES.....	64
7.5	ELEMENTOS PARA ESPECIFICAÇÕES.....	65
7.5.1	PRÉ-MOLDADOS.....	65
7.5.2	CONCRETO ARMADO NO LOCAL.....	67

7.5.3	ALVENARIA.....	67
7.5.4	OUTRS MATERIAIS.....	68
7.6	TUBULAÇÕES DE INSPEÇÃO E LIMPEZA – TIL.....	68
7.6.1	DEFINIÇÃO E ESTRUTURA.....	68
7.6.2	TIL PRÉ-FABRICADOS.....	71
8.0	SIFÃO INVERTIDO.....	72
8.1	DEFINIÇÃO.....	72
8.2	TIPOS DE OBSTÁCULOS.....	73
8.3	FUNCIONAMENTO HIDRÁLICO.....	73
8.4	INFORMAÇÕES PARA PROJETOS HIDRÁLICOS.....	73
8.5	EXEMPLO ESQUEMÁTICO.....	74
9	ESTAÇÕES ELEVÁTORIAS.....	75
9.1	INTRODUÇÃO.....	75
9.2	OCORRÊNCIAS.....	75
9.3	CLASSIFICAÇÃO.....	76
9.4	CARACTERISTICAS GERAIS.....	76
9.5	LOCALIZAÇÃO.....	77
9.6	BOMBAS PARA ESGOTOS.....	77
9.6.1	CONCEITOS.....	77
9.6.2	BOMBAS CENTRÍFUGAS.....	78
9.6.3	BOMBAS HELICOIDAIS.....	80
9.6.4	EJETORES PNEUMÁTICOS.....	82
9.6.5	SELAÇÃO DE BOMBAS.....	83
9.7	NOCÕES SOBRE MOTORES.....	83
9.7.1	TIPOS DE MOTORES.....	83
9.7.2	MOTORES ELÉTRICOS.....	84
9.7.3	MOTORES SÍNCRONOS.....	85
9.7.4	MOTORES ASSÍNCRONOS.....	86
9.7.5	ROTORES.....	87
9.7.6	POTÊNCIAS.....	88
9.7.7	COMENTÁRIOS.....	89
9.8	PROJETO DE ELEVATÓRIAS.....	90
9.8.1	INFORMAÇÕES BÁSICAS.....	90
9.8.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	90
9.8.3	UNIDADES PRELIMINARES.....	91
9.8.4	POÇO ÚMIDO.....	92
9.8.4.1	CONSIDERAÇÕES PARA PROJETOS.....	93
9.8.4.2	CÁLCULO DO VOLUME.....	94
9.8.4.3	DIMENSÕES ÚTEIS.....	95
9.8.4.4	DETALHES A SEREM OBEDECIDOS.....	95
9.8.5	TUBULAÇÕES.....	96
9.8.5.1	MATERIAL DAS TUBULAÇÕES.....	96
9.8.5.2	PEÇAS ESPECIAIS E CONEXÕES.....	97
9.8.6	SALA DE BOMBAS.....	97
9.8.7	ESTRUTURA FUNCIONAL.....	97
9.9	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	98
9.10	CONCLUSÃO.....	99
9.11	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	100
9.12	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	101
9.13	ANEXO.....	102

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus por Sua presença constante em minha vida; a minha mãe, minhas tias, aos meus primos, minha namorada e a todos os meus amigos pelo o incentivo , apoio e dedicação.

Aos meus professores, e em especial ao professor José Bezerra da Silva por ter aceitado dar-me orientação para a realização desse projeto e ao Engenheiro Robervandro Veras de Oliveira que me deu a oportunidade de estagiar em seu empreendimento e por ter colaborado na aquisição de conhecimentos relacionados a construção civil.

Agradeço também aos funcionários e laboratoristas que dividiram seus conhecimentos e contribuíram para minha formação profissional.

Aos mestres de obra, à secretária Marleide, pedreiros, enfim a todos que me auxiliaram no decorrer do estágio

E agradeço aos meus verdadeiros amigos por termos dividido todos os momentos, fossem eles bons ou ruins, durante toda essa caminhada.

## **APRESENTAÇÃO**

O presente relatório apresenta informações de atividades desenvolvidas a partir do estágio supervisionado da aluno Fernando Vieira Araújo, regularmente matriculada no curso de Engenharia Civil do Centro de Ciências e Tecnologia, na Universidade Federal de Campina Grande, sob o número de matrícula 2002.1089. O estágio ocorreu no período de 27 de Janeiro a 26 de Julho de 2005, com disposição de cinco horas diárias que corresponde a 25 horas semanais. O estágio contabilizou um total de 625 horas.

As atividades do estágio foram desenvolvidas no sistema de drenagem urbana, localizado no bairro do pedregal III, na cidade de Campina Grande, tendo como administrador responsável o Engenheiro Civil Robervandro Veras de Oliveira.

## **INTRODUÇÃO**

O estágio supervisionado tem por finalidade prioritária criar raciocínios práticos, lógicos e realistas dos trabalhos desenvolvidos a cada dia no canteiro de obras, tendo como base os conhecimentos teóricos adquiridos na instituição de ensino (UFCG), mesclados com a experiências vividas pelo estagiário.

O objetivo deste relatório é descrever as atividades realizadas na obra, onde foram aprimorados e adquiridos novos conhecimentos. As atividades desenvolvidas verificaram os termos utilizados na construção civil, plantas e projetos, cronograma, materiais, controle de compras, estoque de matérias, conferência de plantas e projetos, escavação de valas, concretagem dos condutos, ressaltando as etapas de execução, um pouco dos detalhes construtivos e abordando ainda as dificuldades encontradas durante a execução da obra.

## **OBJETIVO**

O estágio é muito importante na formação de profissional, é a única oportunidade do aluno colocar em prática o que ele viu na universidade. Não só colocar seus ensinamentos em prática, mas também absorver muitos outros, na convivência com os mestres de obras, topógrafos e até mesmo com os piões, pois cada um destes, devido a sua vasta experiência na prática tem muito a nos ensinar. Eles nos ensinam os chamados macetes, os quais significam, por exemplo, uma maneira mais fácil e econômica de se fazer algum serviço, não deixando de lado a segurança.

Então é isso, o estágio tem como objetivo promover a interação entre aluno e mestre de obra, aluno e topógrafo, em fim, generalizando, entre aluno e obra. Com o estágio o aluno, no nosso caso, da construção civil, sente na pele como é na real. Ou seja, o que ele vai encontrar pela frente.

# REVISÃO BIBLIOGRAFICA

## 1.0 SISTEMAS DE ESGOTOS

### 1.1. Generalidades e Definições

É característico de qualquer comunidade humana, o consumo de água como uma necessidade básica para desempenho das diversas atividades diárias e, conseqüentemente, a geração de águas residuárias sem condições de reaproveitamento. A água consumida na comunidade deve ser de procedência conhecida, requerendo, na maioria das vezes, tratamento prévio para que ao atingir os pontos de consumo, a mesma esteja qualificada com um grau de pureza que possa ser utilizada de imediato para o fim a que se destina. As instalações necessárias para que a água seja captada, tratada, transportada e distribuída nos pontos de consumo constituem o sistema de abastecimento de água.

Os processos de consumo da água, na sua maioria geram vazões de águas residuárias que, por não disporem de condições de reutilização, devem ser coletadas e transportadas para locais afastados da comunidade, de modo mais rápido e seguro, onde, de acordo com as circunstâncias, deverão passar por processos de depuração adequados antes de serem lançadas nos corpos receptores naturais. Este condicionamento é necessário para preservar o equilíbrio ecológico no ambiente atingido direta ou indiretamente pelo lançamento. Este serviço é executado pelo sistema de esgotos sanitários.

A geração de resíduos sólidos, o lixo, também é uma conseqüência da presença humana. Sendo sua constituição de teor insalubre e de presença incômoda para a população humana, deve ser coletado de modo sistemático e seguro e transportado para locais de beneficiamento, incineração, etc, ou áreas de depósito previamente determinado e preparado, isolado do perímetro habitado a fim de evitar interferência no desempenho das atividades vitais da comunidade.

Paralelamente à operação dos serviços citados devem também ser drenadas as águas de escoamento superficial, em geral vazões sazonais de origem pluvial, através de um sistema de galerias e canais, para os corpos receptores de maior porte da área tais como córregos, rios, lagos, etc. A existência desse conjunto de condutos artificiais de esgotamento, denominado de sistema de drenagem pluvial ou sistema de esgotos pluviais, é fundamental para preservação da estrutura física da comunidade, pela redução ou controle dos efeitos adversos provocados pela presença incontrolada dessas vazões.

Entende-se, pois, que a existência dos serviços descritos são essenciais para o bem-estar de toda uma comunidade humana. Por definição, esse conjunto de serviços compõe o denominado Saneamento Básico, e tradicionalmente tem sido de responsabilidade, pelo menos no seu gerenciamento, do poder público imperante na coletividade.

É fundamental, também, observar-se que a boa operação e confiabilidade dos sistemas que compõem as atividades de Saneamento Básico respondem

diretamente por melhores condições de saúde, conforto e segurança e produtividade em uma comunidade urbana.

## **1.2. Classificação das Águas de Esgotamento**

A expansão demográfica e o desenvolvimento tecnológico trazem como consequência imediata o aumento de consumo de água e a ampliação constante do volume de águas residuárias não reaproveitáveis que, quando não condicionadas de modo adequado, acabam poluindo as áreas receptoras causando desequilíbrios ecológicos e destruindo os recursos naturais da região atingida ou mesmo dificultando o aproveitamento desses recursos naturais pelo homem. Essas águas, conjuntamente com as de escoamento superficial e de possíveis drenagens subterrâneas, formarão as vazões de esgotamento ou simplesmente esgotos.

Sendo assim, de acordo com a sua origem, os esgotos podem ser classificados tecnicamente da seguinte forma:

- esgoto sanitário ou doméstico ou comum;
- esgoto industrial;
- esgoto pluvial.

Denomina-se de esgoto sanitário toda a vazão esgotável originada do desempenho das atividades domésticas, tais como lavagem de piso e de roupas, consumo em pias de cozinha e esgotamento de peças sanitárias, como por exemplo, lavatórios, bacias sanitárias e ralos de chuveiro.

O chamado esgoto industrial é aquele gerado através das atividades industriais, salientando-se que uma unidade fabril onde seja consumida água no processamento de sua produção, gera um tipo de esgoto com características inerentes ao tipo de atividade (esgoto industrial) e uma vazão tipicamente de esgoto doméstico originada nas unidades sanitárias (pias, bacias, lavatórios, etc).

O esgoto pluvial tem a sua vazão gerada a partir da coleta de águas de escoamento superficial originada das chuvas e, em alguns casos, lavagem das ruas e de drenos subterrâneos ou de outro tipo de precipitação atmosférica.

## **1.3. Sistemas de Esgotos**

### 1.3.1. Definições

Para que sejam esgotadas com rapidez e segurança as águas residuárias indesejáveis, faz-se necessário a construção de um conjunto estrutural que compreende canalizações coletoras funcionando por gravidade, unidades de tratamento e de recalque quando imprescindíveis, obras de transporte e de lançamento final, além de uma série de órgãos acessórios indispensáveis para que o sistema funcione e seja operado com eficiência. Esse conjunto de obras para coletar, transportar, tratar e dar o destino final adequado às vazões de esgotos, compõem o que se denomina de Sistema de Esgotos.

O conjunto de condutos e obras destinados a coletar e transportar as vazões para um determinado local de convergência dessas vazões é denominado de Rede



Coletora de Esgotos. Portanto, por definição, a rede coletora é apenas uma componente do sistema de esgotamento.

### 1.3.2. Evolução dos Sistemas de Esgotamento

Os primeiros sistemas de esgotamento executados pelo homem tinham como objetivo protegê-lo das vazões pluviais, devendo-se isto, principalmente, à inexistência de redes regulares de distribuição de água potável encanada e de peças sanitárias com descargas hídricas, fazendo com que não houvesse, a primeira vista, vazões de esgotos tipicamente domésticos. Porém, como as cidades tendiam a se desenvolver às margens de vias fluviais, por causa da necessidade da água como substância vital, principalmente para beber, com o passar do tempo os rios se tornavam tão poluídos com esgoto e o lixo, que os moradores tinham que se mudar para outro lugar. Este padrão universal foi seguido pelos humanos por muitos e muitos séculos.

Poucas foram as exceções a esse padrão. Sítios escavados em Mohenjo-Daro, no vale da Índia, e em Harappa, no Punjab, indicam a existência de ruas alinhadas, pavimentadas e drenadas com esgotos canalizados em galerias subterâneas de tijolos argamassados a, pelo menos 50 centímetros abaixo do nível da rua. Nas residências constatou-se a existência de banheiros com esgotos canalizados em manilhas cerâmicas rejuntadas com gesso. Isto a mais de 3000 a. C.

No Egito, no Médio Império (2100-1700 a. C.), em Kahum, uma cidade arquitetonicamente planejada, construíram-se nas partes centrais, galerias em pedras de mármore para drenagem urbana de águas superficiais, assim como em Tel-el-Amarna, onde até algumas moradias mais modestas dispunham de banheiros. Em Tróia regulamentava-se o destino dos dejetos, sendo que a cidade contava com um desenvolvido sistemas de esgotos. E Knossos, em Creta, a mais de 1000 a. C., contava com excelentes instalações hidro-sanitárias, notadamente nos palácios e edifícios reais. Na América do Sul os incas e vizinhos de língua quíchua, desenvolveram adiantados conhecimentos em engenharia sanitária como atestam ruínas de sistemas de esgoto e drenagem de áreas encharcadas, em suas cidades.

Historicamente é observado que as civilizações primitivas não se destacaram por práticas higiênicas individuais por razões absolutamente sanitárias e sim, muito freqüentemente, por religiosidade, de modo a se apresentarem limpos e puros aos olhos dos deuses de modo a não serem castigados com doenças. Os primeiros indícios de tratamento científico do assunto, ou seja, de que as doenças não eram exclusivamente castigos divinos, começaram a aparecer na Grécia, por volta dos anos 500 a. C., particularmente a partir do trabalho de Empédocles de Agrigento (492-432 AC), que construiu obras de drenagem das águas estagnadas de dois rios, em Selenute, na Sicília, visando combater uma epidemia de malária.

No livro hipocrático *Ares, Águas e Lugares* (1), um texto médico por excelência, consideravam-se insalubres planícies encharcadas e regiões pantanosas, sugerindo a construção de casas em áreas elevadas, ensolaradas e com ventilação saudável. Saliente-se que nas cidades gregas havia os administradores públicos, os astínomos, responsáveis pelos serviços de abastecimento de água e de esgotamentos urbanos como, por exemplo, a manutenção e a limpeza dos condutos. Nas cidades

romanas do período republicano esta gerência era desempenhada pelos censores e no imperial, a partir de Augusto (63 AC-14 DC), pelos zeladores e atendentes. A prestação destes serviços, no entanto, eram prioridade das áreas nobres das cidades gregas e principalmente das romanas, onde os moradores tinham de pagar pelo uso do serviço.

É importante citar que uma obra como a cloaca máxima, destinada ao esgotamento subterrâneo de águas estagnadas dos pés da colina do Capitólio até o Tibre, ainda hoje em operação, foi concluída no governo de Tarquínio Prisco. Em *De Arquitetura*, Vitruvius (70-25 a. C) justificava a importância de se construírem as cidades em áreas livres de águas estagnadas e onde a drenagem das edificações fosse facilitada. Relatos de Josefos (37-96 d. C) sobre o Oriente Médio, descrevem elogios ao sistema de drenagem em Cesaréia, construído por Herodes (73-4 a. C). Já Estrabão surpreendeu-se negativamente com a construção de galerias a céu aberto em Nova Esmirna.

Sistemas de drenagens construídos em concreto com aglomerantes naturais também existiram nas cidades antigas como Babilônia, Jerusalém e Bizâncio, porém por sua insuficiência quantitativa, estas cidades tornaram-se notáveis por seus peculiares e ofensivos odores.

A partir de 476 da era cristã., com a queda do Império Romano, iniciou-se o período medieval, que duraria cerca de um milênio, e desgraçadamente para o Ocidente, caracterizou-se por uma fusão de culturas clássicas, bárbaras e ensinamentos cristãos, centralizado em Constantinopla. Grande parte dos conhecimentos científicos foram deslocados pelos cientistas em fuga, para o mundo árabe, notadamente a Pérsia, dando início na Europa, a uma substituição deste conhecimento por uma cultura a base de superstições, gerando a hoje denominada Idade das Trevas (500-1000 d. C.). Como a ênfase de que as doenças eram castigos divinos às impurezas espirituais humanas e seus tratamentos eram resolvidos com procedimentos místicos ou orações e penitências, as práticas sanitárias urbanas sofreram, se não um retrocesso, pelo menos uma estagnação.

Neste período, no Ocidente, como o conhecimento científico restringiu-se ao interior dos mosteiros, as instalações sanitárias como encanamentos de água e esgotamentos canalizados, ficaram por conta da iniciativa eclesiástica. Como exemplos desta afirmativa, pode-se citar que enquanto no século IX, a cidade do Cairo, no Egito, já dispunha de um serviço público de adução de água encanada, só em 1310 os franciscanos concordaram em que habitantes da cidade de Southampton utilizassem a água excedente de um convento que tinha um sistema próprio de abastecimento de água desde 1290.

Na Idade Média, nas cidades as pessoas construíram casas permanentes e esgoto, lixo e refugos em geral eram depositados nas ruas. Quando as pilhas ficaram altas, e o mau odor tornava-se insuportável, a sujeira era retirada com a utilização de pás e veículos de tração animal. Esta condição prevaleceu até o final do século XVIII, principalmente nas cidades menores.

A iniciativa de pavimentação das ruas nas cidades européias, com a finalidade de mantê-las limpas e alinhadas, a partir do final do século XII, exemplos de Paris

(1185), Praga (1331), Nuremberg (1368) e Basileia (1387), tornou-se o marco inicial da retomada da construção de sistemas de drenagem pública das águas de escoamento superficial e o encanamento subterrâneo de águas servidas, estas inicialmente para fossas domésticas e, posteriormente, para os canais pluviais. As primeiras leis públicas notáveis de instalação, controle e uso destes serviços têm origem a partir do século XIV.

Em termos de saneamento o período histórico dos séculos XVI e XVIII é considerado de transição. A partir do século XVI, já no Renascimento, com a crescente poluição dos mananciais de água o maior problema era o destino dos esgotos e do lixo urbanos. No século seguinte, o abastecimento de água urbano teve radical desenvolvimento, pois se passou a empregar bombeamentos com máquinas movidas a vapor e tubos de ferro fundido para recalques de água, notadamente a partir da Alemanha, procedimentos que viriam a se generalizar no século seguinte, juntamente com a formação de empresas fornecedoras de água.

Os estudos de John Snow (1813-1858), o movimento iluminista, a revolução industrial e as mudanças agrárias provocaram alterações revolucionárias no final do século XVIII, com profundas alterações na vida das cidades e, conseqüentemente, nas instalações sanitárias. Ruas estreitas e sinuosas foram alargadas e alinhadas, pavimentadas, iluminadas e drenadas, tanto na Inglaterra como no continente.

O aparecimento da água encanada e das peças sanitárias com descarga hídrica, fizeram com que a água passasse a servir com uma nova finalidade: afastar propositadamente dejetos e outras impurezas indesejáveis ao ambiente de vivência. A sistemática de carregamento de refugos e dejetos domésticos com o uso da água, embora fosse conhecido desde o século XVI, quando John Harrington (1561-1612) instalou a primeira latrina no palácio da Rainha Isabel, sua disseminação só veio a partir de 1778, quando Joseph Bramah (1748-1814) inventou a bacia sanitária com descarga hídrica, inicialmente empregada em hospitais e moradias nobres. A generalização dos sistemas de distribuição de água e as descargas hídricas para evacuar o esgoto, provocaram a saturação do solo, contaminando as ruas e o lençol freático. A extravasar para os leitos das ruas criou, também, constrangimentos do ponto de vista estéticos, levando a necessidade de criação de esquemas para limpeza das vias públicas das cidades grandes.

Muitas cidades como Paris, Londres e Baltimore tentaram o emprego de fossas individuais com resultados desastrosos, pois as mesmas, com manutenção inadequada, se tornaram fontes de geração de doenças. Raramente eram limpas e seu conteúdo se infiltrava pelo solo, saturando grandes áreas do terreno e poluindo fontes e poços usados para o suprimento de água. As fossas, portanto, tornaram-se um problema de saúde pública.

Além disso, era ilusoriamente fácil eliminar a água de esgoto, permitindo-a alcançar os canais de esgotamento existentes sob muitas cidades. Como esses canais de esgotamento se destinavam a carrear água de chuva, a generalização dessa prática levou os rios de cidades maiores transformar-se em esgotos a céu aberto, um dos maiores desafios enfrentados pelos reformadores sanitários do século XIX.

Paralelamente começava a se concretizar a idéia de serem organismos microscópicos como possível causa das doenças transmissíveis. No início do século XIX havia na Grã-Bretanha várias cidades consideradas de grande porte, mas elas pareciam tão incapazes como seus predecessores de evitar as contrastantes ondas de mortes por doenças e epidemias, que ainda eram o preço inevitável da vida urbana. Apesar das consideráveis melhorias executadas nos esgotos londrinos no século anterior, as galerias continuavam despejando seus bacilos no rio Tâmis, contaminando a principal fonte de água potável da capital.

Ao mesmo tempo, a melhoria das condições de transporte, provocou um efeito colateral assustador: as epidemias se espalhavam com muito maior rapidez e produzindo um alcance de vítimas muito mais devastador, como a de cólera (1831-1832). O governo britânico assustou-se com a intensidade de mortes e as autoridades perceberam uma clara conexão entre a sujeira e a doença nas cidades.

As décadas de 1830 e 1840 podem ser destacadas como as mais importantes na história científica da Engenharia Sanitária. A epidemia de cólera de 1831/32 despertou concretamente para os ingleses a preocupação com o saneamento das cidades, pois evidenciou que a doença era mais intensa em áreas urbanas carentes de saneamento efetivo, ou seja, em áreas mais poluídas por excrementos e lixo, além de mostrar que as doenças não se limitavam às classes mais baixas. Em seu famoso Relatório (1842), Chadwick (1800-1890) já afirmava que as medidas preventivas como drenagem e limpeza das casas, através de um suprimento de água e de esgotamento efetivos, paralelo a uma limpeza de todos os refugos nocivos das cidades, eram operações que deveriam ser resolvidas com os recursos da Engenharia Civil e não no serviço médico.

As evoluções dos conhecimentos científicos, principalmente na área de saúde pública, tornaram imprescindível a necessidade de canalizar as vazões de esgoto de origem doméstica. Os reformadores e os engenheiros hidráulicos (1842) propuseram, então, a reforma radical do sistema sanitário, separando rigorosamente a água potável da água servida: os esgotos abertos seriam substituídos por encanamentos subterrâneos, feitos de cerâmica durável.

Funcionários da prefeitura de Paris já haviam começado a projetar esgotos no começo do século XIX para proteger seus cidadãos de cólera. A solução indicada foi canalizar obrigatoriamente os efluentes domésticos e industriais para as galerias de águas pluviais existentes, originando, assim, o denominado Sistema Unitário de Esgotos, onde todas os esgotos eram reunidos em uma só canalização e lançados nos rios e lagos receptores.

No início do século XIX, a construção dos sistemas unitários propagou-se pelas principais cidades do mundo na época, entre elas, Londres, Paris, Amsterdam, Hamburgo, Viena, Chicago, Buenos Aires, etc. Na realidade métodos de disposição de esgoto não melhoraram até os anos 1840 quando o primeiro esgoto moderno foi construído em Hamburgo, Alemanha. Era moderno no sentido de que foram conectadas ligações individuais das casas a um sistema coletor público de esgotos. O sistema caracterizou-se também porque os trechos coletores iniciais de esgotos sanitários eram separados das galerias de esgotos pluviais.

Epidemias de cólera que assolaram a Inglaterra e outros países europeus até os anos 1850. Efetivamente Londres só teve um sistema de esgotos considerado eficientes a partir de 1859. No entanto, a evolução tecnológica nas nações mais adiantadas, como a Inglaterra, por exemplo, e as necessidades do intercâmbio comerciais, forçavam a instalação de medidas sanitárias eficientes por todos o planeta, pois a proliferação de pestes e doenças contagiosas em cidades desprovidas dessas iniciativas propiciavam, logicamente, aos seus visitantes os mesmos riscos de contaminação, gerando insegurança e implicando, portanto, que os navios comerciais da época evitassem a ancoragem em seus portos, temendo contaminação da tripulação e, conseqüentemente, causando prejuízos constantes às nações mais pobres e dependentes do comércio internacional. No Brasil relacionavam-se nesta situação, notadamente os portos do Rio de Janeiro e Santos.

Porém nas cidades situadas em regiões tropicais e equatoriais, com índice pluviométrico muito superior (cinco a seis vezes maiores que a média européia, por exemplo) a adoção de sistemas unitários tornou-se inviável devido ao elevado custo das obras, pois a construção das avantajadas galerias transportadora das vazões máximas contrapunha-se às desfavoráveis condições econômicas características dos países situados nestas faixas do globo terrestre.

### 1.3.3. Cronologia dos Sistemas de Esgotos

A seguir está relacionados uma série de datas com registros de acontecimentos marcantes na história da evolução dos sistemas de esgotamento na civilização ocidental.

4000 AC - Mesopotâmia: início de construções de sistemas de irrigação.

3750 AC - Índia: construção de galerias de esgotos pluviais em Nipur.

3750 AC - Babilônia: construção de galerias de esgotos pluviais.

3100 AC - Vários pontos: surgimento de manilhas cerâmicas.

3000 AC - Harada e Mohenjodaro, Pakistão: muitas casas com banheiros abastecidos através de tubos cerâmicos e condutos em alvenaria de tijolos para condução de águas superficiais.

2750 AC - Índia: início dos sistemas de drenagem subterrânea no vale dos hindus.

2000 AC - Creta: empregado no Palácio de Minos, em Knossos, manilhas cerâmicas de ponta e bolsa com cerca de 0,70m de comprimento.

1700 AC - Creta: instalada a primeira banheira no palácio de Knossos, por Dédalus.

514 AC - Roma: construção de uma galeria com 740m de extensão e diâmetro equivalente de até 4,30m, de pedras arrumadas, denominada de cloaca máxima, por Tarquínio Prisco, o Velho (c. 580-514 AC).

500 AC - Roma: construção de galerias auxiliares a principal, em condutos de barro, por Tarquínio, o soberbo (540-509).

260 AC - Atenas: criação da bomba parafuso, por Arquimedes (287- 212 AC).

200 AC - Atenas: criação da bomba de pistão, por Ctesibius (20).

32 AC - Roma: Agripa (63-12 AC) ordenou a limpeza das galerias existentes e criou novas de até 3m de largura por 4km de extensão.

1237 DC - Londres: surgimento da água encanada com o emprego de canos de chumbo.

1370 DC - Paris: construída a primeira galeria com cobertura abobadada.

1500 DC - Alemanha: uso obrigatório de fossas nas residências.

1650 DC - Gloucester: instalação de latrinas municipais.  
1680 DC - Londres: início do emprego de água para limpeza de privadas.  
1689 DC - Paris: Denis Papin (1647-1712) inventa a bomba centrífuga.  
1778 DC - Londres: Joseph Bramah (12) inventa a bacia sanitária com descarga hídrica.  
1785 DC - Londres: James Simpson introduz no mercado os tubos de ponta e bolsa.  
1804 DC - Inglaterra: emprego de tubos de ferro fundido.  
1805 DC - Lichfield: substituição de canos de chumbo por de ferro fundido.  
1808 DC - Londres: substituição de estruturas de madeira por canos de ferro fundido. Idem  
Dublin (1809), Filadélfia (1817), Gloucester (1826), etc  
1815 DC - Inglaterra: autorizado o lançamento de efluentes domésticos nas galerias pluviais.  
1827 DC - Londres: uso compulsório de tubos de ferro fundido.  
1830 DC - Londres: permissão para lançamento de esgotos domésticos no rio Tâmsa (o que seria pro-ibido em 1876).  
1842 DC - Hamburgo, Alemanha: iniciada a implantação de um sistema projetado de esgotos de acor-do com as teorias modernas.  
1847 DC - Londres: lançamento compulsório das águas domésticas nas galerias pluviais.  
1848 DC - Londres: promulgação na Inglaterra de leis de saneamento e saúde pública.  
1855 DC - Rio de Janeiro: contratação dos ingleses para criar sistemas de esgotamento para as cidades do Rio e São Paulo.  
1857 DC - Rio de Janeiro: inauguração do sistema de esgotos (separador parcial) da cidade, tornando-se uma das primeiras cidades do mundo dotada de rede coletora de esgotos.  
1857 DC - Nova Iorque: inauguração do sistema de esgotos da cidade.  
1873 DC - Recife: iniciada a construção da primeira rede coletora de esgotos sanitários desta capital.  
1876 DC - São Paulo: inaugurado o primeiro sistema coletor de esgotos (separador parcial) da cidade.  
1879 DC - Memphis, EUA: criação do Sistema Separador Absoluto por George Waring ( ? -1898).  
1889 DC - Irlanda: apresentada pelo autor a expressão de Manning.  
1892 DC - Campinas: execução da rede coletora desta cidade.  
1897 DC - B. Horizonte: inauguração da cidade com água e esgotos projetados por Saturnino de Brito.  
1900 DC - Áustria: início da produção de tubos de cimento-amianto por Ludwing Hastscher.  
1900 DC - São Paulo: Saturnino de Brito inventou o tanque fluxível.  
1907 DC - São Paulo: Saturnino de Brito iniciou as obras de esgotos e drenagem da cidade de Santos.  
1912 DC - Brasil: adoção do sistema separador absoluto.  
1920 DC - São Paulo: invenção do tubo de ferro fundido centrifugado por De Lavaud.  
1928 DC - São Paulo: construção da estação de tratamento de esgotos de Santo Ângelo  
1953 DC - Inglaterra: iniciada a fabricação de tubos de PVC.  
1962 DC - Campina Grande: fundação da primeira empresa pública nacional de



saneamento (SANE-SA).

1968 DC - Brasília: criação do PLANASA - Plano Nacional de Saneamento (2).

1968 DC - São Paulo: criação da CETESB - Companhia de Tecnologia e Saneamento Ambiental (3).

Observando esta série de acontecimentos conclui-se que na Antigüidade as preocupações voltavam-se para obras de esgotamento pluvial. Isto justificado pela inexistência de peças sanitárias com descarga hídrica e pela ignorância dos povos sobre a periculosidade dos resíduos domésticos.

Verifica-se também que durante a Idade Média não há registros da evolução na área de saneamento, sendo esta situação decorrente dos acontecimentos que caracterizam este período da História.

O surgimento da água encanada e a disseminação do uso de peças sanitárias com descarga hídrica, aliados ao desenvolvimento científico e tecnológico da humanidade após o Renascimento, fizeram com que o homem tomasse consciência da necessidade de criar sistemas eficazes de saneamento onde se garantisse o abastecimento da água potável e recolhimento das águas residuárias e dá-lhe condição favorável de reciclagem na natureza.

#### 1.3.4. Comparação entre os Sistemas

A evolução dos sistemas de esgotamento deu origem a dois tipos com características bem distintas, principalmente do ponto de vista da quantidade e qualidade das vazões transportadas, o Sistema Unitário e os Separadores Absolutos, sendo este último o mais empregado nos tempos contemporâneos. Para melhor entender esta preferência pode-se elaborar uma série de comparações como as relacionadas a seguir:

##### *a) Desvantagens do Sistema Unitário*

- 1. dificulta o controle da poluição a jusante onerando o tratamento, em virtude dos grandes volumes de esgotos coletados e transportados em épocas de cheias e, conseqüentemente, o alto grau de diluição em contraste com as pequenas vazões escoadas nos períodos de estiagem, acarretando problemas hidráulicos nos condutos e encarecem do a manutenção do sistema;
- exige altos investimentos iniciais na construção de grandes galerias necessárias ao transporte das vazões máximas do projeto;
- tem funcionamento precário em ruas sem pavimentação, principalmente de pequenas declividades longitudinais, em função da sedimentação interna de material oriundo dos leitos das vias públicas;
- implicam em construções mais difíceis e demoradas em conseqüência das suas dimensões, criando maiores dificuldades físicas e no cotidiano da população da área atingida.

##### *b) Vantagens do Sistema Separador Absoluto*

- permite a implantação independente dos sistemas (pluvial e sanitário) possibilitando a construção por etapas e em separado de ambos, inclusive desobrigando a construção de galerias pluviais em maior número de ruas;
- permite a instalação de coletores de esgotos sanitários em vias sem pavimentação, pois esta situação não interfere na qualidade dos esgotos sanitários coletados;
- permite a utilização de peças pré-moldadas denominadas de tubos, na execução das canalizações devida a redução nas dimensões necessárias ao escoamento das vazões, reduzindo custos e prazos na implantação dos sistemas;
- acarreta maior flexibilidade para a disposição final das águas de origem pluvial, pois estes efluentes poderão ser lançados nos corpos receptores naturais da área (córrego, rios, lagos, etc) sem necessidade prévia de tratamento o que acarreta redução das seções e da extensão das galerias pluviais;
- reduz as dimensões das estações de tratamento facilitando, conseqüentemente, a operação e manutenção destas em função da constância na qualidade e na quantidade das vazões a serem tratadas.

Diante destas circunstâncias é quase inconcebível nos dias de hoje, serem projetados sistemas unitários de esgotamento. Em vários países (entre estes o Brasil) é obrigatório o emprego do sistema separador absoluto. Um exemplo de sistema unitário moderno é o da Cidade do México, onde praticamente toda a água residuária gerada na área urbana é canalizada para utilização em áreas agrícolas irrigáveis.

## **1.4. Sistemas de Esgotos Sanitários**

### 1.4.1. Definição

Diante das diversas comparações não há como resistir a afirmação de que a implantação de sistemas separados para águas residuárias e para vazões pluviais seja mais vantajosa, tanto para pequenas comunidades como em grandes centros urbanos.

Desse modo torna-se imperativo que o estudo de projetos de esgotamento sanitário levem a concepções distintas das do esgotamento pluvial e, conseqüentemente, ao desenvolvimento de teorias em separado, dentro de um macro-estudo que envolva todas as propostas de saneamento básico de uma comunidade.

Identificada a separação técnica pode-se afirmar que o conjunto de condutos e obras destinadas a coletar, transportar e dar destino final adequado as vazões de esgoto sanitário denomina-se de Sistema de Esgotos Sanitários. Isto é o que será exposto ao longo desta publicação, a partir deste ponto, com ênfase para o dimensionamento dos componentes das redes coletoras convencionais.

### 1.4.2. Objetivos

A implantação dos serviços de Saneamento Básico, em função da sua importância, tem de ser tratada como prioridade sob quaisquer aspectos na infra-estrutura pública



das comunidades, considerando-se que o bom funcionamento desses serviços implica em uma existência com mais dignidade para a população usuária, pois melhora as condições de higiene, segurança e conforto dos usuários, acarretando assim maior força produtiva em todos os níveis da mesma. Neste contexto, pode-se assegurar que a implantação de um sistema de esgotos sanitários, bem como sua correta operação, permite atingir os seguintes objetivos:

#### a) Objetivos Sanitários

- coleta e remoção rápida e segura das águas residuárias;
- eliminação da poluição e contaminação de áreas a jusante do lançamento final;
- disposições sanitárias dos efluentes, devolvendo-os ao ambiente em condições de reuso;
- redução ou eliminação de doenças de transmissão através da água, aumentando a vida média dos habitantes.

#### b) Objetivos Sociais

- controle da estética do ambiente, evitando lamaçais e surgimento de odores desagradáveis;
- melhoria das condições de conforto e bem estar da população;
- utilização das áreas de lazer tais como parques, rios, lagos, etc, facilitando, por exemplo, as práticas esportivas.

#### c) Objetivos Econômicos

- melhoria da produtividade tendo em vista uma vida mais saudável para os cidadãos e menor número de horas perdidas com recuperação de enfermidades;
- preservação dos recursos naturais, valorizando as propriedades e promovendo o desenvolvimento industrial e comercial; redução de gastos públicos com campanhas de imunização e/ou erradicação de moléstias endêmicas ou epidêmicas.

### 1.4.3. Situação no Brasil

#### 1.4.3.1. Gerenciamento

Nos anos setenta, no Brasil, como no resto na América Latina em geral, o estado seguiu sendo praticamente a única instância de liberação de recursos e financiamento de programas de saúde e saneamento, embora não alcançasse a meta de 1% do PNB previsto para o final da década, como previsto no PLANASA. Apesar da aparente evolução da qualidade de vida dos brasileiros na época, não havia uma política de promoção de espaços onde se expressassem as variedades de interesses e perspectivas dos diversos fatores sociais e a definição dos rumos a seguir, ficando na dependência de ações de políticos nem sempre com conhecimentos adequados no assunto, a realização dos projetos elaborados.

A partir dos anos oitenta, com a internacionalização do capital, do trabalho e do mercado, somadas as mudanças no eixo político com a passagem de regimes de natureza autoritária para governos eleitos pelo voto direto, aceleraram-se a deterioração dos modelos de desenvolvimento em voga na região e, a partir do Governo Figueiredo, os governantes passaram a se limitar a administração da crise continuamente, desaparecendo o estado como orientador das políticas sociais, sem uma preocupação clara com as conseqüências sociais desta mudança, resultando numa conta social muito pesada e de tristes conseqüências .

Apesar da ausência de dados mais precisos é possível comprovar as diferentes expectativas de vida entre as diversas classes sociais no Brasil. O aumento de enfermidades anteriormente em declínio, tais como malária e tuberculose e o ressurgimento de outras consideradas extintas como, por exemplo a cólera e a dengue, têm causado uma superposição de efeitos negativos que resultam em uma evidente deterioração social.

Urge pois, que o estado, ante o compromisso de igualdade entre cidadãos, possa promover ações que gerem respostas sociais adequadas às necessidades diversas, superando distorções provocadas pela atual realidade mundial.

#### *1.4.3.2. Situação Atual*

Segundo a Organização Pan-americana de Saúde - OPS, a América Latina (aproximadamente 450 milhões de habitantes) necessita investir cerca de US\$ 216 bilhões para resolver seus problemas de saneamento básico. Somente para disposição dos resíduos domésticos serão necessários recursos da ordem de US\$ 8 bilhões (produção diária de 250 mil toneladas de lixo doméstico sendo que atualmente, apenas 30% destas são dispostas adequadamente).

A difícil situação econômica que o país vem suportando nos últimos anos, aliada a uma política governamental de descompromisso pela organização de programas para o setor de saneamento, fez com que os recursos para investimento em sistemas de esgotamento sanitário fossem insuficientes para acompanhar o crescimento da população.

Enquanto a população crescia o atendimento com os serviços de esgotamento nunca chegou a crescer o suficiente para diminuir o número de brasileiros sem este benefício no mesmo período, fazendo com que o déficit aumentasse a cada ano. Hoje se tem menos de um terço da população brasileira atendida com sistemas de esgotos sanitários e, como complicador, vários destes sistemas sendo operados inadequadamente.

Outra observação que pode ser feita é o desequilíbrio regional entre os beneficiados com sistemas de esgotos sanitários. Por exemplo, enquanto no sudeste tem-se 58% da população beneficiada na Região Norte este índice cai para menos de 2,5% com ligações de esgotos sanitários.

### **1.5. Exercícios**

- *Definir*

- Saneamento Básico;
  - Sistema Unitário de Esgotamento;
  - Sistema Separador Absoluto.
  - Sistema de Esgotos Sanitários;
  - Objetivos Sanitários, Econômicos e Sociais.
- Classificar os tipos de águas esgotáveis de acordo com a origem.
  - Descrever as conseqüências sanitárias do aparecimento da água encanada e dos aparelhos com descarga hídrica.
  - Quais as principais dificuldades para implantação de sistemas unitários de esgotamento?
  - Que razões levaram D.Pedro II a contratar os ingleses para projetarem e construírem sistemas de esgotamento em cidades brasileiras ?
  - Que razões incentivaram George Waring a criar o Sistema Separador Absoluto?
  - Em que situações poder-se-iam projetar sistemas unitários em detrimento do separador absoluto?
  - É possível que efluentes pluviais necessitem de tratamento? Justificar.
  - Fazer um "comentário histórico" justificando a lacuna de 1200 anos sem datas notáveis em Saneamento na "era cristã".
  - Pesquisar o significado de:
    - conduto, canal e canalização;
    - tubo e tubulação;
    - cano e manilha.
    - moléstias endêmicas e epidêmicas;
    - poluição e contaminação;
    - águas residuárias;
    - recursos naturais;
    - ligação de esgotos e economia (em saneamento).

## NOTAS:

1. Ares, Águas e Lugares (em grego Aeron Hidron Topon) foram o primeiro esforço sistemático para apresentar as relações casuais entre fatores do meio físico e doença. Esse livro tornou-se um clássico da medicina por mais de dois mil anos, até o surgimento da Bacteriologia e da Imunologia. Nele pela primeira vez foram feitas as definições de endemia e epidemia.
2. Plano Nacional de Saneamento - PLANASA - programa que visava viabilizar soluções adequadas com o objetivo específico de reduzir o déficit histórico do saneamento básico no país, com recursos financeiros oriundos do BNH e FAE, a juros de até 8% ao ano.
3. Centro Tecnológico de Saneamento Básico - CETESB, criado pelo Decreto 50.079, de 24 de julho de 1968, integrado ao FESB (Fundo Estadual de Saneamento Básico), com o objetivo de realizar exames de laboratórios, estudos, pesquisas, ensaios e treinamento de pessoal no campo da engenharia sanitária. Resolução da Assembléia Geral Extraordinária dos acionistas da CETESB, de 17 de dezembro de 1976, com alteração da denominação da já então denominada Companhia Estadual de Tecnologia de Saneamento Básico e de Defesa do Meio Ambiente, passando a se denominar Companhia de Tecnologia e Saneamento Ambiental, mantendo a sigla

CETESB, com objetivos e atividades bem mais abrangentes na área de saneamento.

## 2.0 CARACTERIZAÇÃO DE ESGOTOS SANITÁRIOS

### 2.1. Tipos de Despejos

O uso da água nas suas mais diversas formas, independente do modo como a mesma tenha sido adquirida, provoca, na maioria das vezes, a origem de despejos líquidos os quais, pelas mais diversas razões, tais como higiênicas, estéticas, etc, devem ser retirados do ambiente de consumo de água, a partir do momento em que os mesmos não possuam mais condições de reutilização. De um modo geral, esses despejos são originados de atividades domésticas, comerciais ou industriais.

Os despejos procedentes de áreas comerciais e residenciais apresentam-se com características semelhantes se analisados isoladamente, tendo em vista que, em ambos os setores, o volume de água consumida deve-se a efetivação de atos de higienização e acondicionamento de alimentos, resultando em um líquido com resíduos essencialmente orgânicos. Tecnicamente esses despejos são denominados de águas residuárias domésticas, esgotos domésticos ou esgotos sanitários.

As águas residuárias geradas em atividades industriais têm características próprias em função da matéria-prima, do processo de industrialização utilizado e do produto industrializado. Espera-se, por exemplo, que os esgotos de uma indústria de laticínios tenham predominância acentuada de matéria orgânica em seu meio, enquanto que os de uma metalúrgica caracterizar-se-ão pela presença de óleos minerais, cianetos, compostos de cromo e outros metais pesados em sua composição.

Desta forma, estabelecimentos industriais isolados, em geral, têm seus esgotos reunidos aos de origem doméstica após ser acondicionada tanto biológica como química e fisicamente para que não sejam afetadas as características básicas das vazões receptoras, e para que não tragam problemas de escoamento a jusante da rede coletora. Por essas razões os distritos industriais ou grandes complexos fabris normalmente são dotados de sistemas de esgotamento próprios adequados a realidade individual ou coletiva dessas unidades de transformação.

Sem a presença de oxigênio livre o esgoto entra em condições anaeróbias de decomposição, ou seja, a vida microscópica passa a ser desenvolvida consumindo oxigênio procedente da decomposição de compostos oxigenados presente na mistura, prevalecendo a presença de hidrocarbonetos simples, aldeídos parafínicos, ácidos carboxílicos, ésteres, etc. A partir desse ponto o esgoto adquire uma aparência escura e libera continuamente gases de odor desagradável e ofensivos a saúde humana, passando a ser denominado de esgoto séptico. É importante mencionar que gases inodoros também podem ser tóxicos.

## 2.2. Composição e Classificação dos Esgotos Sanitários

Os esgotos sanitários têm em sua composição cerca de 0,1% de material sólido, compondo-se o restante essencialmente de água. Essa parcela, numericamente tão pequena, é, no entanto, causadora dos mais desagradáveis transtornos, pois a mesma possui em seu meio microrganismos, na maioria unicelular, consumidores de matéria orgânica e de oxigênio e, muito provavelmente, a ocorrência de patogênico à vida animal em geral.

O esgoto doméstico chega à rede coletora com oxigênio dissolvido, resultante parte da água que lhe deu origem e parte inserida através de turbulência normalmente ocorrida na sua formação, sólidos em suspensão bem caracterizados e apresentando odores próprios do material que foi misturado a água na origem. Com a movimentação turbulenta através dos condutos de transporte a parte sólida sofre desintegração formando uma “vazão líquida” de coloração cinza-escura, com liberação de pequenas quantidades de gases mal cheirosos, oriundos da atividade metabólica dos microrganismos presentes em seu meio. Nestas condições o esgoto passa a ser denominado de esgoto velho.

O aumento da lâmina líquida nos condutos originado do acréscimo das vazões para jusante e da redução das declividades, dificulta a entrada do oxigênio atmosférico, enquanto que o oxigênio livre no meio aquoso é consumido pelos microrganismos aeróbios. Se a capacidade de reaeração da massa líquida não for suficiente para abastecimento das necessidades das bactérias, a quantidade de oxigênio livre tende a zero, provocando o desaparecimento de toda a vida aquática aeróbia.

## 2.3. Presença Bacteriológica

### 2.3.1. Origem

A parcela da matéria orgânica presente nos esgotos sanitários é composta por um número muito grande de microrganismos vivos oriundos, principalmente, do intestino dos indivíduos que contribuíram para a formação das vazões esgotáveis. A quase totalidade desses microrganismos são essenciais ao metabolismo in-terno dos alimentos que são ingeridos e são eliminados do interior do organismo quando se faz uso de bacias sanitárias ou mictórios, por exemplo. A massa líquida resultante da mistura das excretas humanas com águas de descargas é denominada de águas negras ou águas imundas. Essas águas misturadas às que procedem das atividades de asseio, chamadas de águas servidas, formam o esgoto doméstico.

De um modo geral quando outras vazões que não de origem estritamente doméstica são reunidas propositadamente a estas, são porque se apresentam com composição orgânica de natureza qualitativa similar, de modo que não alteram prejudicialmente o funcionamento do sistema de esgotamento para jusante.

### 2.3.2. Patogênicos

Tem-se uma idéia quantitativa do número de bactérias presentes nos esgotos

domésticos observando-se a concentração de coliformes fecais, (êntero-bactérias comuns aos animais de sangue quente) que é da ordem de  $10^6$  a  $10^7$  por cem mililitros (medida aproximada de um copo d'água). Essas bactérias não são perigosas, mas sua presença em mananciais de água aventa a possibilidade da presença de microrganismos prejudiciais a saúde do homem, chamados de agentes patogênicos, provenientes das fezes ou urina de portadores destes sem, no entanto, implicar em alguma proporcionalidade numérica entre si. A eliminação de coliformes pelos indivíduos é constante, enquanto que a de patogênicos é função de que os mesmos estejam doentes ou simplesmente sejam portadoras do agente infeccioso.

No estudo da composição dos esgotos sanitários podem ser encontrados agentes provocadores de doenças transmissíveis tipo cólera, febres tifóides, disenterias, leptospirose, amebíase, ancilostomose, shistosomose, etc, que dependendo do padrão de saúde da região, podem ser configuradas como doenças endêmicas, que são enfermidades comuns aos habitantes de um lugar ou de certos climas, e/ou epidêmicas, que são males que atacam uma coletividade em uma determinada época, podendo repetir-se posteriormente ou não, dependendo das providências sanitárias adotadas durante e após cessada a epidemia.

Na busca de possíveis contaminações os principais indicadores de contaminação fecais comumente pesquisados são a quantificação dos coliformes totais (CT) e os fecais (CF) e os estreptococos fecais (EF), sendo que os CT, que são coliformes encontrados normalmente em águas poluídas, em fezes de seres humanos e de animais de sangue quente. Naturalmente estas bactérias também são encontradas no solo e já foram mais utilizados como indicadores de contaminação no passado, embora hoje ainda sejam trabalhadas.

Os CF são um grupo de êntero-bactérias originários do homem de outros animais de sangue quente e são mais úteis em análises, pois sobrevivem a temperaturas mais altas ( $44^{\circ}\text{C}$ ) que os totais ( $37^{\circ}\text{C}$ ). A conhecida *Escherichia coli* é uma componente dos CF. Os EF são variedades êntero-intestinais do homem (espécie predominante: *Streptococcus faecalis*) e de outros animais. Historicamente a relação CF/EF, quando menor que a unidade indica que a possível contaminação é devida a outros animais de sangue quente e quando maior que "4" torna-se um indicador de que a contaminação foi provocada por despejos de origem doméstica, porém estas relações atualmente estão em desuso.

Uma série de microrganismos patogênicos para o homem normalmente o atingem através dos despejos fecais oriundos de pessoas infectadas. Esses microrganismos na sua maioria bactérias, vírus, protozoários e vermes, provocam doenças entéricas infecciosas que podem ser fatais.

Quanto aos esgotos industriais, salvo aqueles originados no beneficiamento de produtos de origem animal, tais como de indústrias de laticínios, por exemplo, não contém em seu meio número significativo de microrganismos vivos.

Em casos especiais pode haver necessidade de se corrigir a concentração de outros constituintes como, por exemplo, a concentração de compostos inorgânicos e/ou a cor antes da reutilização como água para abastecimento. Esgotos com grandes frações de águas residuárias industriais podem requerer tratamento especial para

remover constituintes particulares, como pesticidas, compostos de enxofre, metais pesados, etc.

### 2.3.3. Processos de Decomposição da Matéria Orgânica

Embora uma parte dos microrganismos vivos presentes nos esgotos sejam de natureza virótica, de larvas, protozoários ou vermes, a grande maioria dessa população é de bactérias. E todas elas, patogênicas ou não, necessitam para sobrevivência da espécie, de matéria orgânica como alimento e oxigênio para respiração. A forma como esse oxigênio é adquirido pelas bactérias é o que as diferenciam entre si do ponto de vista sanitário. Denomina-se de bactérias aeróbias aquelas que consomem em sua atividade vital o oxigênio livre presente no interior da massa líquida, originando o processo de decomposição biológica aeróbia do esgoto também chamado de oxidação. Na ausência do oxigênio livre ou presença em quantidade insuficiente para a realização do processo citado, desenvolve-se o processo de decomposição anaeróbia ou putrefação que é realizado pelas bactérias anaeróbias as quais consomem o oxigênio dos compostos orgânicos e inorgânicos em sua atividade metabólica como, por exemplo, dos sulfatos ( $\text{SO}_4^{2-}$ ). Outras bactérias têm a faculdade, dependendo da presença ou não do oxigênio livre, de comportarem-se como aeróbias ou anaeróbias. São as bactérias facultativas. Essas bactérias têm o poder de manutenção da atividade biológica mesmo que o esgoto passe de condições aeróbias para sépticas.

No tratamento dos esgotos, microrganismos aeróbios são encontrados nos processos de lodos ativados e filtros biológicos e os anaeróbios predominam em digestão anaeróbia de esgotos (reatores UASB, por exemplo) e digestores de lodo. As facultativas são ativas nas unidades aeróbias e nas anaeróbias.

O mecanismo biológico de remoção da matéria orgânica nos esgotos chama-se de metabolismo bacteriano. Quando o material orgânico é consumido para obtenção de energia este processo é denominado de catabolismo e quando a matéria é usada para transformação em massa molecular, ou seja, geração de novas bactérias, tem-se o anabolismo. Estes processos são interdependentes e ocorrem simultaneamente, com relação variável em função do tipo de digestão: aeróbia ou anaeróbia.

### 2.3.4. Comparação entre os Processos

De uma maneira ou de outra a matéria orgânica biodegradável presente no esgoto é decomposta pela ação das bactérias nele presentes transformando-a em matéria estável, ou seja, as substâncias orgânicas insolúveis dão origem a solúveis mineralizadas. Para efeito de comparação pode-se afirmar que o processo aeróbio desenvolve-se com maior rapidez e seus produtos, gás carbônico, nitratos, sulfatos e água, são mais facilmente assimilados pelos organismos superiores, principalmente os vegetais, enquanto que do anaeróbio resultam metano, amoníaco e gás sulfídrico entre outros, que são gases nocivos à saúde humana e de odor bastante desagradável, porém a produção de lodo que vai requerer um tratamento posterior, é muito maior no aeróbio (vinte vezes), além da bactéria aeróbia ser menos resistente à situações adversas. Muito freqüentemente uma estação de tratamento envolve processos anaeróbios combinados com aeróbios.

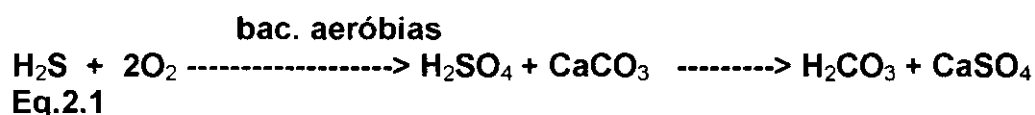


Nas cidades maiores, em função das grandes distâncias a serem percorridas pelas vazões de esgotamento, é possível a ocorrência de septicidade dos esgotos no interior dos condutos, visto que nestas condições é provável que todo o oxigênio livre presente inicialmente, seja consumido ao cabo de quatro a seis horas de escoamento.

Portanto, sempre que possível, é vantajoso o fornecimento de oxigênio livre à massa de esgotos, pois este procedimento acarreta aceleração na mineralização da carga orgânica, além de evitar os transtornos ambientais provocados pelas substâncias geradas com o processo anaeróbio.

### 2.3.5. Corrosão Bacteriana

É importante também mencionar que não só o aspecto sanitário da ação bacteriana é motivo de estudo. A estabilidade das unidades de um sistema de esgotos sanitários, bem como dos condutos e equipamentos, pode ser significativamente afetada pela atividade de bactérias. Um exemplo bastante citado na literatura de saneamento a descrição de um fenômeno comum nas regiões de climas quentes e tropicais (temperaturas acima de 25°C) nos esgotos em condições sépticas, com elevado teor de sulfatos e projetadas com pequenas declividades (< 0,008m/m). Na decomposição anaeróbia, principalmente de albuminas, o consumo do oxigênio dos sulfatos ( $\text{SO}_4^-$ ) provoca o aparecimento do gás sulfídrico ( $\text{H}_2\text{S}$ ), quimicamente um gás fraco e mal cheiroso, podendo ser mortal para o homem em concentrações superiores a 300mg/L, que se desprende da massa líquida para o espaço aéreo interno do conduto. O contato com o oxigênio ( $\text{O}_2$ ) presente no ar circulante no espaço livre do conduto e com as bactérias, favorece a condensação desses gases, originando ácido sulfúrico, um ácido forte, após a utilização do enxofre por bactérias sulfurosas em seus processos respiratórios e liberando energia. O ácido formado pela ação bacteriana tem alto poder de reação sobre materiais ligantes como o cimento, originando sulfatos de cálcio, como esquematizado na equação simplificada do fenômeno (Eq.2.1) e na Fig. 2.1.



#### **Thiobacillus**

Esses sulfatos são compostos moles e quebradiços, sem condições de resistir às cargas externas, tendendo, pois, ao desmoronamento das canalizações. A corrosão dos materiais metálicos pelo ácido sulfúrico pode ser descrita de modo similar aos materiais ligados com cimento, inclusive com os mesmos processos de aparecimento do ácido sulfúrico.



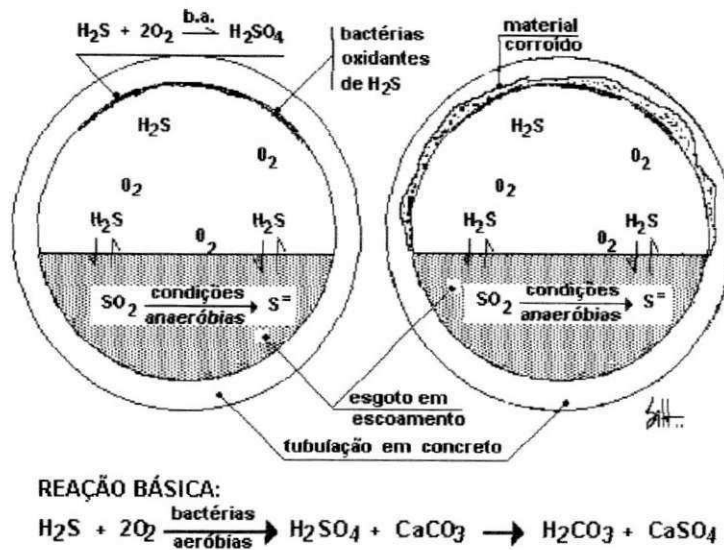


FIG. 2. 1 - Corrosão bacteriana do concreto nas canalizações de esgotos sanitários

Para evitar danos às canalizações em consequência do aparecimento de ácido sulfúrico devem ser tomadas providências para sua eliminação ou a limitação de sua produção. Esse procedimento deve ser efetuado através do controle do pH de descargas que contenham enxofre (mantê-lo entre 5,5 e 9,0), adição de produtos químicos oxidantes (cloro, por exemplo, reage não apenas com o gás sulfídrico como também com as mercaptanas, reduzindo o mau cheiro característico nas condições anaeróbias), evitar altas concentrações de DBO, aeração das vazões (oxigênio dissolvido mínimo da ordem de 1mg/L), ventilação (com ventiladores primários conectados aos poços de visita) e limpeza periódica dos condutos, tanto mecânica como quimicamente e, antes de tudo, um projeto bem elaborado e implantado, principalmente no que disser respeito a declividades mínimas de projeto.

Além das providências citadas, nas canalizações construídas com materiais cimentados ou metálicos, deverão ser empregados revestimentos internos a base de materiais vinílicos, resinas epóxi ou ceras especiais capazes de resistir ao ataque químico dos ácidos fortes.

É importante lembrar que em qualquer sistema o problema será sazonal e que em cada situação as soluções serão peculiares às circunstâncias de operação do sistema projetado.

## 2.4. Características Físicas

### 2.4.1. Aspectos Físicos

Na formação dos esgotos sanitários o adição de impurezas a água de origem dão-lhe características bem definidas as quais sofrem variações ao longo do tempo em virtude das transformações internas decorrentes da desintegração e decomposição contínua da matéria orgânica. Dentre estas características são de fácil percepção cor, turbidez, odor, presença de sólidos em suspensão e

temperatura.

Também se observa que a diminuição gradativa da quantidade de oxigênio dissolvido intensifica o escurecimento da mistura esgotável e exalação de odores desagradáveis e ofensivos a saúde humana. A temperatura é também uma importante determinação física e é função do clima da região geográfica. O teor de sólidos é bastante variável (300 a 1200 mg/L) com aproximadamente 70% de matéria orgânica.

#### 2.4.2. Tipos de Sólidos

São caracterizados como sólidos dos esgotos todas as partículas nele presentes em suspensão ou em solução, sedimentáveis ou não, orgânicas ou minerais. A determinação da quantidade total de sólidos presentes em uma amostra de esgotos sanitários é chamada de sólidos totais.

A separação dos tipos de sólidos presentes na mistura é feita em laboratório e classificada da seguinte maneira :

- a) Sólidos Totais - massa sólida obtida com a evaporação da parte líquida da amostra a 100° a 105° C, em mg/L;
- Sólidos Minerais ou Fixos - resíduos sólidos retidos após calcinação dos sólidos totais a 500° C, em mg/L;
- Sólidos Orgânicos ou Voláteis - parcela dos sólidos totais volatilizada no processo de calcinação, em mg/L;
- Sólidos em Suspensão - quantidade de sólidos determinada com a secagem do material retirado por filtração da amostra, através de micromalha, de 0,45 micron, em mg/L;
- Sólidos Dissolvidos - fração dos sólidos medida após evaporação da parte líquida da amostra filtrada, em mg/L;
- Sólidos Sedimentáveis - porção das partículas em suspensão sedimentadas por ação da gravidade quando a amostra é submetida a um período de repouso de uma hora em um cone padronizado denominado cone de Imhoff, medida em ml/L (K. Imhoff, 1876-1965).

De um modo geral pode-se comentar que dos sólidos totais, 700mg/L em média, parte é de sólidos suspensos (200mg/L) e o restante sólidos dissolvidos (500mg/L). Nos sólidos suspensos encontram-se, em proporções mais ou menos iguais, sólidos sedimentáveis e não sedimentáveis, dos quais 75% são voláteis e 25% fixos. Entretanto quanto aos sólidos dissolvidos tem-se 30% de voláteis contra 70% de fixos.

### **2.5. Características Químicas**

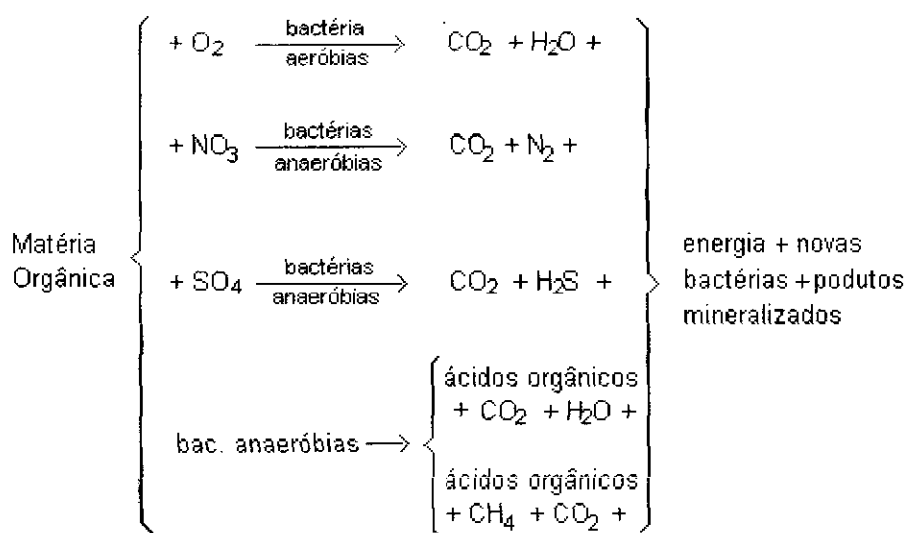
#### 2.5.1. Matéria Orgânica

Nas águas residuárias de origem doméstica, por exemplo, encontram-se presentes uma grande variedade de compostos orgânicos inanimados e de microrganismos vivos (estes ou alguns destes já podem estar presentes também no corpo receptor). O material orgânico pode estar na forma molecular ou em aglomerados ditos

particulado, enquanto que os microrganismos em geral são microsseres unicelulares. Estes microsseres transformam o material orgânico usando-o como fonte de energia e para a formação de novas células.

As principais categorias de matéria orgânica encontrada nos esgotos sanitários são proteínas, carboidratos e lipídios. Proteínas são grandes complexos moleculares compostos de aminoácidos. Carboidratos são compostos polihidroxilados tais como açúcares, celulose e amidos. Os lipídios são substâncias orgânicas a base de óleos, graxos e gorduras. O volume de matéria orgânica biodegradável presente em uma amostra de esgoto doméstico típico deverá apresentar 40% a 60% de proteínas, 25% a 50% de carboidratos e cerca de 10% de lipídios.

A utilização do material orgânico pelos microrganismos chama-se metabolismo. No metabolismo o consumo do material orgânico para obtenção de energia é denominado de catabolismo, enquanto que a síntese de material celular a partir do material orgânico é denominada de anabolismo. Portanto, da energia liberada nas reações parcela é consumida na respiração e mobilidade das bactérias, enquanto que outra parcela é usada no crescimento de novas células (processo de *cissiparidade*). O restante é perdido na forma de calor. A transformação da matéria orgânica no interior dos esgotos pode ser descrita como mostrado no esquema da Figura 2.2.



**FIG. 2. 2 - Esquema da Depuração Biológica**

### 2.5.2. Quantificação da matéria orgânica

Sabe-se que devido a vasta variedade de compostos orgânicos em esgotos sanitários, é impraticável (se não impossível!) uma identificação individual de todos eles, ou seja, a determinação quantitativa dos diversos componentes da matéria orgânica nas águas residuárias seria extremamente difícil ou mesmo impossível.

Por outro lado, para que se descrevam os processos metabólicos faz-se necessário que se caracterize quantitativamente a concentração do material orgânico. Portanto é necessário que se utilize de um parâmetro que use uma propriedade que todos têm em comum para avaliar a concentração de compostos orgânicos, isto é, a necessidade desta quantificação faz com que se empregue métodos alternativos diretos ou indiretos para sua determinação.

Normalmente se parte de uma das duas propriedades que são características das substâncias orgânicas: a) o material orgânico pode ser oxidado e b) o material orgânico contém carbono orgânico.

Em laboratório um destes métodos indiretos rotineiramente empregado é a medição do consumo de oxigênio na oxidação da matéria orgânica, ou seja, determinando-se o consumo de oxigênio na degradação da amostra, calcula-se o conteúdo equivalente de matéria orgânica presente originalmente.

Em pesquisas relativas a engenharia sanitária, normalmente é empregada dois testes padronizados que se baseiam na oxidação do material orgânico: os testes da *Demanda Bioquímica de Oxigênio* (DBO) e o teste da *Demanda Química de Oxigênio* (DQO). Em ambos os testes o material orgânico e a concentração deste é determinada a partir do consumo de oxidante para a oxidação. As diferenças essenciais entre os testes estão no oxidante utilizado e nas condições operacionais prevalentes em cada teste.

É fundamental salientar que os compostos orgânicos presentes no esgoto são divididos em dois grupos: os biodegradáveis que são os compostos que podem ser oxidados pelo oxigênio (*restos de alimentos, por exemplo*) e os não biodegradáveis (determinados tipos de detergentes e de derivados de petróleo, por exemplo).

No teste da DBO prevalecem as condições de biodegradabilidade, portanto a matéria orgânica não biodegradável não é afetada durante a realização do teste. Por outro lado os compostos orgânicos que não provocam demanda de oxigênio durante o teste da DBO são quantificados no teste da *Demanda Química de Oxigênio* (DQO). Assim na DBO determina-se o material orgânico biodegradável, enquanto que o teste da DQO contabiliza-se todo o material orgânico inicialmente presente na amostra.

Considerando-se que rotineiramente nos laboratórios trabalha-se com DQO, em função da simplicidade do teste e com DBO por melhor traduzir o que ocorre na natureza, estes dois testes serão estudados a seguir. Um terceiro teste pode ser utilizado no caso da necessidade da quantificação de carbono orgânico como alternativa para quantificar a concentração do material orgânico: o teste do *Carbono Orgânico Total* (COT).

### 2.5.3 Defeituoso

#### 2.5.4. *Demanda Bioquímica de Oxigênio - teste da DBO*

O consumo concomitante de oxigênio nos processos de estabilização biológica da matéria presente nos volumes de esgotos sanitários, implica na necessidade de

---

quantificar-se esse consumo de oxigênio tendo em vista que a sua determinação é um indicador do teor da matéria orgânica biodegradável diluída. Dessa necessidade surgiu o conceito de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) que literalmente pode ser definida como *a quantidade de oxigênio livre necessária para estabilizar bioquimicamente a matéria orgânica através da ação de bactérias aeróbias*. Esse parâmetro normalmente é expresso em miligrama de oxigênio por litro de esgoto ( $\text{mgO}_2/\text{L}$ ). É importante observar que o mesmo exclui degradação em condições sépticas.

No teste da DBO, embora a quantificação do material orgânico também seja feita a partir do consumo do oxidante usado, neste o oxidante empregado é o oxigênio dissolvido que, através da ação de estritamente biológica por bactérias, promove uma reação de redox com o material orgânico biodegradável. Quando não há bactérias em concentração suficiente nas amostras, estas devem ser adicionadas em um processo chamado em saneamento de semeadura, juntamente com nutrientes, para que se tenha a noção mais realista passível do teor de material orgânico biodegradável presente.

Uma diferença significativa de ordem prática entre os testes é que no da DQO a oxidação do material orgânico quimicamente oxidável é completada em cerca de duas horas, enquanto que a oxidação biológica de material orgânico leva várias semanas para ser concluído, por ser um processo natural. Ainda segundo o professor van Haandel, no livro já citado, vários são os motivos que provocam esta lentidão. No caso das águas residuárias com grande variedade de compostos orgânicos, a taxa de oxidação do material orgânico depende da natureza e do tamanho de suas moléculas.

Pequenas moléculas podem ser consumidas de imediato pelas bactérias, mas as macromoléculas do material coloidal como as proteínas, os carboidratos e os lipídios, precisam ter suas moléculas *quebradas* em unidades menores para que possam ser assimiladas. Da mesma maneira o material dito particulado somente poderá ser metabolizado após ser "dissolvido" para compostos moleculares. No caso de esgotos sanitários este processo demora cerca de quarenta dias ou mais.

Como em laboratório torna-se impraticável esperar tanto tempo pelo resultado do teste, por uma questão até de espaço e de equipamentos e até por razões históricas, os ensaios para a determinação da DBO, são desenvolvidos com uma incubação da amostra durante 5 dias. Como em condições normais de diluição toda a matéria orgânica biodegradável deve estar estabilizada após cerca de 30 dias de atividade biológica aeróbia, restando praticamente consumos residuais de oxigênio em processos de nitrificação, convencionou-se cinco dias para o desenvolvimento do teste, período em que a reação é mais intensa.

Como a taxa de oxidação seria influenciada pela temperatura e pela atividade fotossintética, durante o teste as amostras são mantidas a uma temperatura constante de  $20^\circ\text{C}$  (um valor médio para as condições ambientais normais de temperatura) e fora do alcance da luz. Isto significa que o parâmetro DBO de uma água residuária representa o consumo biológico de oxigênio durante um período de incubação de 5 dias a uma temperatura de  $20^\circ\text{C}$  ( $\text{DBO}_5^{20}$ ).



Determinada a  $DBO_5^{20}$  pode-se empregar a relação empírica de Phelps (1944), citado em Tratamento Anaeróbio de Esgotos, para esgoto sanitário bruto, a DBO total pode ser estimada pela expressão:

$$DBO_t = DBO_{\text{última}} (1 - e^{-0,23 t}) \quad \text{Eq. 3.3}$$

onde t é o período de incubação.

#### 2.5.5. Comparação entre os parâmetros

O valor da DBO última ( $DBO_u$ ) será sempre inferior ao da DQO total do material biodegradável ( $DQO_b$ ), visto que na degradação biológica a oxidação não é completa. Esta diferença resulta de que ao consumir material orgânico parte deste é convertido em novas bactérias e no final tem-se uma fração de material celular que não é oxidada, mesmo após um longo período de incubação. Esta massa orgânica resultante é denominada de resíduo endógeno. Segundo McCarthy e Brodersen (1962), esta parcela corresponde a cerca de 13% da carga orgânica inicial de modo que a DBO infinita equivale a 87% da DQO biodegradável.

Sabe-se que na maioria das águas residuárias o material orgânico é uma mistura de material biodegradável e não biodegradável e que existe uma proporcionalidade entre a  $DBO_u$  e a  $DQO_b$  de cerca de 87% da  $DQO_b$  (concentração de DQO biodegradável), então:

$$DBO_5^{20} = 0,68.DBO_u = 0,68 \times 0,87.DQO_b = 0,59.DQO_b$$

Eq. 2.4

ou

$$DQO_b / DBO_5^{20} = 1,70.$$

Eq. 2.5

É lógico que a presença de material não biodegradável elevará a razão  $DQO/DBO_5^{20}$  para um valor maior que 1,70 (no caso de esgoto doméstico, a razão geralmente se situa na faixa de 1,8 a 2,2)

#### 2.5.6. Freqüência dos testes da DBO e da DQO

Em um estudo de caracterização da matéria orgânica presente em um determinado esgoto faz-se necessário que se desenvolva testes consecutivos tanto de DQO como de DBO, ou seja, que se conheça o valor médio destes dois parâmetros. Como o teste da DBO na prática é mais complicado pelos motivos já expostos, geralmente realiza-se a DQO com maior freqüência, porque esse teste leva a um resultado de mais abrangente em um menor espaço de tempo.

O teste da DBO é realizado com menor freqüência, porém em um número razoável para os objetivos do estudo e procurando-se estabelecer uma relação empírica entre as concentrações da DBO e da DQO. Definida esta relação pode-se, então, estimar o valor da DBO a partir do da DQO. O teste da DQO tem outra vantagem muito significativa que é a possibilidade de se fazer o balanço de massa. Pelo balanço de massa pode-se verificar se os procedimentos experimentais usados nos testes foram

adequados e se os testes foram realizados corretamente.

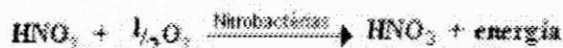
Uma das limitações do teste da DBO é que, como foi dito, a transformação do material orgânico ocorre em um ambiente aeróbio e os resultados não podem ser tomados como indicativos confiáveis para o caso de uma degradação anaeróbia. No caso de um sistema anaeróbio de tratamento torna-se necessário que se determine a concentração do material orgânico no afluente que pode ser removido através da digestão anaeróbia e, depois, a concentração do material orgânico biodegradável presente no efluente do sistema.

### 2.5.7. Nitrogênio

Nitrogênio merece especial atenção nas análises químicas das amostras dos esgotos porque sendo um nutriente indispensável para o crescimento dos microrganismos responsáveis pela depuração biológica, seus compostos favorecem o desenvolvimento de algas e plantas aquáticas que podem comprometer a qualidade dos efluentes, caso sua presença seja excessiva, favorecendo o aparecimento da eutrofização nos corpos receptores. No meio aquático o nitrogênio pode estar presente nas formas molecular (gasosa), orgânica (dissolvida ou em suspensão), amoniacal como amônia livre ( $\text{NH}_3$ ) ou ionizada ( $\text{NH}_4^+$ ), de nitritos ( $\text{NO}_2^-$ ) e de nitratos ( $\text{NO}_3^-$ ).

Sendo um constituinte natural de proteínas, clorofila e muitos outros compostos biológicos são, portanto, lógico que sua presença seja comum nos esgotos sanitários e sua determinação seja um parâmetro fundamental para caracterização de águas residuárias brutas e tratadas. Em esgotos domésticos brutos as formas predominantes são o orgânico e o amoniacal (cerca de 99% do nitrogênio total). Quanto a esta última forma, de um modo geral, para pH superiores a 11 praticamente só se encontra amônia na forma  $\text{NH}_3$  e para pH inferiores a 8 a situação inverte-se. Saliente-se que a presença de amônia livre, mesmo em pequenas concentrações, é prejudicial aos peixes.

O nitrogênio aparece nos esgotos na forma orgânica (5 a 40mg/L) ou de amônia (10 a 50mg/L), sendo que essa amônia ( $\text{NH}_3$ ) pode ser oxidada pela ação de bactérias e o excesso oxidado para nitritos e, posteriormente, nitratos como mostram as equações seguintes:



Este processo é chamado de nitrificação e sua ocorrência nas estações de tratamento, como mostram as equações, implica no consumo de oxigênio dissolvido, além de alcalinidade com a redução do pH, o que se não for controlado pode trazer sérios problemas de eficiência, inclusive na sedimentabilidade do lodo, através do azedamento do meio. A redução do nitrato para nitrogênio gasoso é denominada de desnitrificação.

Nos cursos de água a presença de compostos de nitrogênio pode ser um indicador de despejos de esgotos a montante e da "idade" destas ocorrências. Por exemplo, a presença excessiva de nitrogênio amoniacal indicará poluição recente e a predominância de nitratos a possibilidade de uma descarga mais antiga ou mais distante.

#### 2.5.8. Fósforo

O fósforo assim como o nitrogênio, é um nutriente essencial para o crescimento dos microrganismos responsáveis pela biodegradabilidade da matéria orgânica e também para o crescimento de algas, o que pode favorecer o aparecimento da eutrofização nos receptores. Normalmente sua presença em despejos domésticos é suficiente para promover a crescimento natural dos microrganismos, porém certos despejos industriais tratáveis biologicamente podem requerer adição deste elemento como complemento para o desenvolvimento satisfatório da massa biodegradadora.

O fósforo presente nos esgotos domésticos (5 a 20mg/L) tem procedência, principalmente, da urina dos contribuintes e do emprego de detergentes usualmente utilizados nas tarefas de limpeza. Este fósforo apresenta-se principalmente nas formas de ortofosfato, poli ou pirofosfatos e fósforo orgânico. Cerca de 80% do total é de fósforo inorgânico, 5 a 15mg/L (poli + orto), enquanto que o orgânico varia de 1 a 5mg/L.

Nos esgotos domésticos de formação recente a forma predominante de ortofosfato é  $\text{HPO}_4^-$ , originada em sua maior parte da diluição de detergentes e favorecido pela condição de pH em torno da neutralidade. Porém sua predominância tende a ser acentuada a medida que o esgoto vá envelhecendo, uma vez que os polifosfatos (moléculas complexas com mais de um "P" e que precisam ser hidrolisadas biologicamente) e os fósforos orgânicos (pouco representativos) transformam-se, embora lentamente, em ortofosfato, o que deve acontecer completamente até o final do tratamento dos esgotos, visto que é nesta forma que ele pode ser assimilado diretamente pelos microrganismos.

Assim sendo, a sua determinação é um parâmetro fundamental para caracterização de águas residuárias brutas e tratadas, embora por si só sua presença não seja um problema sanitário muito importante no caso de águas de abastecimento.

#### 2.5.9. pH e Alcalinidade

O termo pH expressa a intensidade da condição ácida ou básica de um determinado meio. É definido como o cologarítmo decimal da concentração efetiva ou atividade dos íons hidrogênio ( $\text{pH} = -\log a_{\text{H}^+}$ ). Os esgotos sanitários apresentam-se de um modo geral neutros ou ligeiramente alcalinos (pH de 6,7 a 7,5) devido ao consumo de sal como tempero nos alimentos pela população e da presença de cloretos (30 a 85mg/L) juntamente com compostos de cálcio (30 a 50mg/L) procedentes de infiltrações ocorridas ao longo dos condutos ou da própria água de origem (O padrão de portabilidade em vigor no Brasil, preconiza uma faixa de pH entre 6,5 e 8,5).

A determinação do pH é uma das mais comuns e importantes no contexto do tratamento de água residuárias por processos químicos ou biológicos. Nestas



circunstâncias o pH deve ser mantido em faixas adequadas ao desenvolvimento das reações químicas ou bioquímicas do processo. No tratamento de lodos de estações de tratamento de esgotos, especificamente através da digestão anaeróbia, o pH se constitui num dos principais fatores de controle do processo. Também é importante a determinação da quantidade de sulfatos (20 a 60mg/L) que têm sua origem na formação das águas residuárias.

Alcalinidade, que é a medida da capacidade do líquido em neutralizar ácidos, é resultante da presença de ácidos fracos, bases e seus sais derivados, e seu teor nos esgotos, está ligado a qualidade da água de abastecimento. Devido a capacidade de atuar como tampão contra a queda de pH, a alcalinidade é um importante parâmetro na caracterização do esgoto doméstico e, principalmente no esgoto industrial, tendo em vista que o bom desempenho do tratamento biológico adotado depende muito da manutenção das condições de neutralidade do pH. No caso particular dos esgotos de Campina Grande, aonde chega a mais de 300mg/L de  $\text{CaCO}_3$ , tratamentos biológicos são altamente favorecidos.

## **2.6. Concentrações de Gases nos Esgotos**

A presença de gases danosos a saúde do homem nas canalizações de esgoto, especialmente o gás sulfídrico, torna-se um perigo potencial para os operários da manutenção. Concentrações de 10 a 50ppm de  $\text{H}_2\text{S}$  na atmosfera do ambiente provocam irritações nos olhos e nariz e dores de cabeça para permanência de até duas horas de trabalho em contato com o esgoto. Em tarefas que exijam mais horas de exposição do trabalho, concentrações em torno de 50ppm podem provocar cegueira temporária.

Concentrações de cerca de 100ppm não são recomendáveis para permanência de mais de uma hora. Trabalhar sob taxas de 300ppm podem levar a morte e acima de 3000ppm esta deverá ocorrer de forma instantânea.

Não é possível estabelecer concentrações típicas de  $\text{H}_2\text{S}$  no interior dos condutos de esgotos. Sabe-se, no entanto, que a quantidade do gás depende das características da rede coletoras, principalmente maiores extensões e menores concentrações de oxigênio livre, e da temperatura que quanto mais baixa dificulta as atividades dos microrganismos produtores de sulfetos. Pode-se afirmar que concentrações além de 100ppm seriam consideradas excessivas.

Velocidades de autolimpeza e diâmetros adequados, pontos de aeração estratégicos e manutenção eficiente do sistema, dificultam a produção dos gases perigosos no meio da massa líquida dos esgotos.

Um projeto bem elaborado não deve apresentar concentrações de  $\text{H}_2\text{S}$  superiores a 5,0ppm nas atmosferas dos condutos.

## **2.7. Conclusão**

Foi descrito que as características Físicas, Químicas e Bacteriológicas dos efluentes sanitários dependem da qualidade da água consumida pela população e dos costumes alimentares desta, bem como da reunião aos esgotos de despejos de fontes não domésticas e até de possíveis infiltrações ao longo da rede coletora. É

fundamental, pois, a implantação de um projeto bem elaborado de modo a coletar eficientemente e transportar segura e rapidamente às unidades de tratamento, para que se tenha menos problemas de operação e manutenção dos sistemas de esgotos sanitários. É imprescindível também que essa operação seja eficiente, sem a qual não adiantaria a “perfeição” do projeto executivo. Em um estudo de caracterização física, química e biológica de esgotos sanitários “in natura” é fundamental o estabelecimento de suas possíveis origens.

### **3.0 VAZÕES DE CONTRIBUIÇÃO**

#### **3.1. Introdução**

O projeto de um sistema de esgotos sanitários depende fundamentalmente dos volumes de líquido a serem coletados ao longo da rede coletora. Esses volumes irão depender de uma série de fatores e circunstâncias tais como qualidade do sistema de abastecimento de água, população usuária e contribuições industriais, entre outros, sendo que a partir das suas definições, serão dimensionados os órgãos constitutivos do sistema.

As vazões de esgotos sanitários formam-se de três parcelas bem distintas, a saber, contribuições domésticas, normalmente a maior e a mais importante do ponto de vista sanitário, vazões concentradas, em geral de origem industrial e a inconveniente, mas sempre presente, parcela de águas de infiltrações.

O estudo para determinação do valor de cada uma dessas parcelas será desenvolvido nos itens seguintes deste capítulo.

#### **3.2. Contribuição Doméstica**

##### **3.2.1. Origem**

O consumo contínuo de água potável no desempenho diário das atividades domésticas produz águas residuárias ditas “servidas” quando oriundas de atividades de limpeza e as “negras” quando contém matéria fecal. Como esses despejos têm normalmente origem na utilização da água do sistema público de abastecimento, espera-se que a maior ou menor demanda de água implicará, proporcionalmente, na maior ou menor contribuição doméstica de vazões a esgotar.

##### **3.2.2. Coeficiente de Retorno “c”**

É natural que parcela da água fornecida pelo sistema público de abastecimento de água não seja transformada em vazão de esgotos como, por exemplo, a água utilizada na rega de jardins, lavagens de pisos externos e de automóveis, etc. Em compensação na rede coletora poderão chegar vazões procedentes de outras fontes de abastecimento como do consumo de água de chuva acumulada em cisternas e de poços particulares.

Essas considerações implicam que, embora haja uma nítida correlação entre o consumo do sistema público de água e a contribuição de esgotos, alguns fatores poderão tornar esta correlação maior ou menor conforme a circunstância.

De acordo com a frequência e intensidade da ocorrência desses fatores de desequilíbrio, a relação entre o volume de esgotos recolhido e o de água consumido pode oscilar entre 0,60 a 1,30, segundo a literatura conhecida. Esta fração é conhecida como relação esgoto/água ou coeficiente de retorno e é representada pela letra "c". De um modo geral estima-se que 70 a 90% da água consumida nas edificações residenciais retorna a rede coletora pública na forma de despejos domésticos. No Brasil é usual a adoção de valores na faixa de 0,75 a 0,85, caso não haja informações claras que indiquem um outro valor para "c".

### 3.2.3. Contribuição Per Capita Média "c.q"

Como consequência da correlação das contribuições de esgoto com o consumo de água, torna-se necessário o conhecimento prévio dos números desta demanda para que se possa calcular com coerência o volume de despejos produzidos.

Um dos parâmetros mais importante nos projetos de abastecimento de água é a quantidade de água consumida diariamente por cada usuário do sistema, denominado de consumo per capita médio e representado pela letra "q". Esse parâmetro, na maioria das vezes, é um valor estimado pelos projetistas em função dos aspectos geo-econômicos regionais, desenvolvimento social e dos hábitos da população a ser beneficiada. Esse procedimento é freqüente em virtude do caráter eminentemente prioritário dos projetos de sistemas de abastecimento de água na infra-estrutura pública sanitária das comunidades. Partindo-se, pois, da definição do per capita de consumo de água pode-se determinar o per capita médio de contribuição de esgotos que será igual ao produto "c.q".

De um modo geral, no Brasil adotam-se per capitas médios diários de consumo de água da ordem de 150 a 200 l/hab.dia para cidades de até 10000hab e per capitas maiores para cidades com populações superiores. As normas brasileiras permitem o dimensionamento com um mínimo de 100 l/hab.dia, devidamente justificado, e o mesmo valor para indicar o consumo médio para populações flutuantes. Em áreas onde a população tem renda média muito pequena e os recursos hídricos são limitados, como por exemplo em pequenas localidades do interior nordestino, este per capita pode atingir valores inferiores a 100 l/hab.dia. Em situações contrárias e onde o sistema de abastecimento de água garante quantidade e qualidade de água potável continuamente, este coeficiente pode ultrapassar os 500 l/hab.dia.

### 3.2.4. População de Projeto

#### 3.2.4.1. Generalidades

Denomina-se população de projeto a população total a que o sistema deverá atender e volume diário médio doméstico o produto entre o número de habitantes beneficiados pelo sistema e o per capita médio de contribuição produzido pela comunidade.

Com relação a determinação desta população, dois são os problemas que se apresentam como de maior importância: população futura e densidade populacional. A determinação da população futura é essencial, pois não se deve projetar um sistema de coleta de esgotos para beneficiar apenas a população atual de uma cidade com tendência de crescimento contínuo. Esse procedimento, muito provavelmente, inviabilizaria o sistema logo após sua implantação por problemas de subdimensionamento.

Além do estudo para determinação do crescimento da população há a necessidade também de que sejam desenvolvidos estudos sobre a distribuição desta população sobre a área a sanear, pois, principalmente em cidades maiores, a ocupação das áreas centrais, por exemplo, é significativamente diferenciada da ocupação nas áreas periféricas. Assim se torna prioritário que os sistemas de esgotamento devam ser projetados para funcionarem com eficiência ao longo de um predeterminado número de anos após sua implantação e, por isto, é necessário que o projetista seja bastante criterioso na previsão da população de projeto.

#### 3.2.4.2. Crescimento de população

A expressão geral que define o crescimento de uma população ao longo dos anos é

$$P = P_0 + (N - M) + (I - E), \quad \text{Eq. 3.1}$$

onde:

- P = população após "t" anos;
- P<sub>0</sub> = população inicial;
- N = nascimento no período "t";
- M = mortes, no período "t";
- I = imigrantes no mesmo período;
- E = emigrantes no período.

Esta expressão, embora seja uma função dos números intervenientes no crescimento da população, não tem aplicação prática para efeito de previsão devido a complexidade do fenômeno, o qual está na dependência de fatores políticos, econômicos e sociais.

Para que estas dificuldades sejam contornadas, várias hipóteses simplificadoras têm sido expostas para obtenção de resultados confiáveis e, acima de tudo, justificáveis.

Logicamente não havendo fatores notáveis de perturbações, como longos períodos de estiagem, guerras, etc, ou pelo contrário, o surgimento de um fator acelerador de crescimento como, por exemplo, a instalação de um pólo industrial, pode-se considerar que o crescimento populacional apresenta três fases distintas:

- 1ª fase - crescimento rápido quando a população é pequena em relação aos recursos regionais;
- 2ª fase - crescimento linear em virtude de uma relação menos favorável entre os recursos econômicos e a população;



- 3ª fase - taxa de crescimento decrescente com o núcleo urbano aproximando-se do limite de saturação, tendo em vista a redução dos recursos e da área de expansão.

Na *primeira fase* ocorre o crescimento geométrico que pode ser expresso da seguinte forma

$$P = P_0 (1 + g)^t, \quad \text{Eq. 3.2}$$

onde "P" é a população prevista, "P<sub>0</sub>" a população inicial do projeto, "t" o intervalo de anos da previsão e "g" a taxa de crescimento *geométrico* (ou *exponencial*) que pode ser obtida através de pares conhecidos (ano T<sub>i</sub>, população P<sub>i</sub>), da seguinte forma

$$g = \sqrt[T_2 - T_1]{\frac{P_2}{P_1}} - 1 \quad \text{Eq. 3.3}$$

Na *segunda fase* o acréscimo de população deverá ter características lineares ao longo do tempo e será expresso assim

$$P = P_0 + at, \quad \text{Eq. 3.4}$$

onde P, P<sub>0</sub> e "t" tem o mesmo significado e "a" é a taxa de crescimento *aritmético* (ou *linear*) obtida pela razão entre o crescimento da população em um intervalo de tempo conhecido e este intervalo de tempo, ou seja,

$$a = \frac{P_2 - P_1}{T_2 - T_1} \quad \text{Eq. 3.5}$$

Na terceira fase os acréscimos de população tornam-se decrescentes ao longo do tempo e proporcionais a diferença entre população efetiva P<sub>e</sub> e a população máxima de subsistência na região, P<sub>s</sub> (população de saturação). Esta relação é expressa da seguinte maneira:

$$\frac{P_s}{1 + e^{-at}} \quad \text{Eq. 3.6}$$

que é conhecida como equação da curva logística e cuja representação gráfica encontra-se representada na Fig.3.1. Esta expressão foi desenvolvida pelo matemático belga Pierre François Verhulst (1804 - 1849), em 1838.

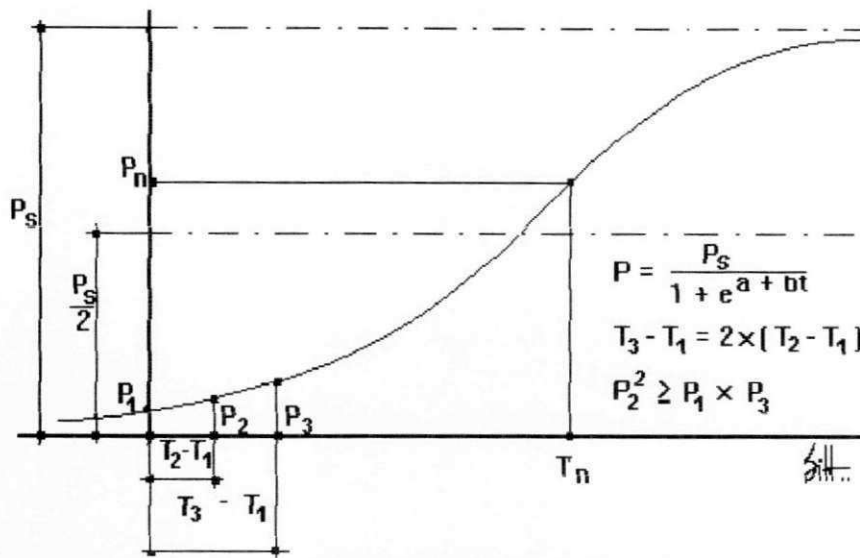


FIG. 3. 1 - Curva logística de crescimento de população

Deve-se observar, no entanto, que o progresso técnico pode alterar a população máxima prevista para um determinado conglomerado urbano, sendo um complicador a mais a ser avaliado em um estudo para determinação do crescimento da população.

Para aplicação da equação Eq.3.5 deve-se dispor de três dados de populações correspondentes a três censos anteriores recentes e equidistantes, ou seja, três pares  $(T_1, P_1)$ ,  $(T_2, P_2)$  e  $(T_3, P_3)$  de modo que

$$(T_3 - T_1) = 2(T_2 - T_1), \quad P_1 < P_2 < P_3 \quad \text{e} \quad P_2^2 > P_3 \cdot P_1.$$

Feitas essas verificações calculam-se

$$P_s = \frac{P_2^2(P_1 + P_3) - 2P_1P_2P_3}{P_2^2 - P_1P_3} \quad \text{Eq. 3.7}$$

$$a = \ln \left[ \frac{P_s - P_1}{P_1} \right] \quad \text{Eq. 3.8}$$

$$b = \frac{1}{T_2 - T_1} \ln \left[ \frac{P_1(P_s - P_2)}{P_2(P_s - P_1)} \right] \quad \text{Eq. 3.9}$$

e

$e = 2,718281828$ , base neperiana.

Por exemplo, se para uma cidade fictícia os resultados dos últimos três censos registrassem o seguinte quadro:

Ano do censo	População ( hab )
1970	274 403
1980	375 766

então,

$T_3 - T_1 = 2 ( T_2 - T_1 )$ , ou seja,  $1990 - 1970 = 2 ( 1980 - 1970 )$  e  $P_2^2 > P_1 \cdot P_3$ , isto é,

$$375\,766^2 = 1,412 \cdot 10^{11} > 274\,403 \times 491\,199 = 1,348 \cdot 10^{11},$$

o que permite a aplicação do método da curva logística. Sendo assim, pode-se calcular

$$P_s = \frac{1,4120 \cdot 10^{11} \times 765602 - 2 \times 5,0648 \cdot 10^{16}}{1,412 \cdot 10^{11} - 1,348 \cdot 10^{11}} \cong 1065625 \text{ hab}$$

$$a = \ln \left[ \frac{(1065625 - 274403)}{274403} \right] \cong \ln 2,883 \cong 1,059$$

$$b = \frac{1}{10} \ln \left[ \frac{274403 (1065625 - 375766)}{375766 (1065625 - 274403)} \right] \cong \frac{\ln 0,637}{10} \cong -0,045$$

De acordo com os parâmetros encontrados pode-se verificar, por exemplo, a população para

$$P_{t=0} = \frac{1065625}{1 + e^{1,059 - 0,045 \times 0}} = 274433 \text{ hab}$$

- $t = 0$

- 

o que equivale a  $P_1$  (mostrando que o estudo de projeção indica a população inicial);

- $t = 20$  anos

$$P_{t=20} = \frac{1065625}{1 + e^{1,059 - 0,045 \times 20}} = 490612 \text{ hab}$$

equivalendo pois, a população  $P_3$ ;

- $t = 50$  anos (30 anos após o último censo)

$$P_{t=50} = \frac{1065625}{1 + e^{1,059 - 0,045 \times 50}} = 817249 \text{ hab};$$

- $t = \text{ilimitado ou infinito}$

$$P_{\infty} = \frac{1065625}{1 + e^{1,059 - \infty}} = \frac{1065625}{1 + \frac{1}{e^{\infty}}} = P_s$$

e, como era de se esperar nesta situação, encontrou-se um valor semelhante ao de saturação.

Além desses três métodos de crescimento ditos matemáticos convencionais, o projetista poderá criar outras expressões que o mesmo achar mais conveniente e justificável como, por exemplo, relacionar o crescimento da cidade com o





Por definição a intensidade de ocupação de uma área urbana é a densidade demográfica e, em termos de saneamento, é geralmente expressa em habitantes por hectare (hab/ha) com tendência a valores crescentes das áreas periféricas para as centrais nas cidades maiores. Como ilustração para essas afirmações é apresentado a seguir um quadro com valores médios freqüentemente encontrados no estudo de distribuição urbana das populações **Área x Densidade:**

<b>Tipo de Ocupação Urbana da Área</b>	<b>Densidade (hab/ha)</b>
- áreas periféricas c/casas isolados e grandes lotes (~800m <sup>2</sup> )	25 a 50
- casas isolados com lotes médios e pequenos(250 a 450m <sup>2</sup> )	60 a 75
- casas geminadas com predominância de um pavimento	75 a 100
- casas geminadas com predominância de dois pavimentos	100 a 150
- prédios pequenos de apartamentos (3 a 4 pavimentos)	150 a 300
- prédios altos de apartamentos (10 a 12 pavimentos)	400 a 600
- áreas comerciais c/ edificações de escritórios	500 a 1000
- áreas industriais	25 a 50

É prioritário nas obras de saneamento analisar como as populações futuras serão distribuídas sobre a área. Para que estes resultados sejam confiáveis e resultem em um bom desempenho do projeto, diversos fatores devem ser considerados tais como condições topográficas, expansão urbana, custo das áreas, planos urbanísticos, facilidades de transporte e comunicação, hábitos e condições sócio-econômicas da população, infra-estrutura sanitária, etc.

São importantes nestes estudos, os levantamentos cadastrais da cidade bem como a existência de um plano diretor associado a uma rígida obediência ao código municipal de obras.

#### 3.2.4.5. Equivalente Populacional

Sabe-se até então que um projeto de um sistema de esgotos sanitários é definido a partir da determinação da população contribuinte. No caso da reunião de uma vazão industrial à contribuição doméstica é costume, para fins de dimensionamento, transformar a vazão exemplificada em uma contribuição resultante de uma população equivalente, ou seja, uma população que corresponderá a quantidade de contribuintes que produziram o mesmo volume de esgotos gerados pela unidade fabril. Esse procedimento é muito importante para o dimensionamento, notadamente de unidades de tratamento.

Para que a determinação do número equivalente de contribuintes seja confiável deve-se conhecer a fonte desta vazão bem como o seu nível de produção. No Brasil, quando se trata de determinação de dados hidráulicos, relaciona-se diretamente com o consumo de água de abastecimento e quando se trata da carga orgânica toma-se como valor padrão 54g/hab.dia, desde que não haja pesquisas locais que indiquem outro valor. No quadro abaixo é mostrada uma série de contribuições tradicionalmente adotadas em diferentes países do nosso globo. Em pesquisas efetuadas na EXTRABES/UFPB, em Campina Grande, Paraíba, foi obtido 39g/hab.dia.

#### **Contribuição orgânica média per capita**

<b>País</b>	<b>Carga Orgânica ( g / hab.dia)</b>
Alemanha	54
E.U.A	80
Holanda	54
Índia	45
Inglaterra	60

#### **3.2.4.6. Comentários**

Com relação à previsões de desenvolvimento populacional de uma cidade deve-se observar que os fatores que comandam esse crescimento apresentam características de instabilidade que podem ser questionadas para previsões a longo prazo. Portanto, cabe ao projetista cercar-se de todas as informações necessárias que o permitam uma previsão no mínimo defensável em quaisquer circunstâncias, visto que os resultados encontrados não passam, como o próprio termo indica, de uma "previsão".

Qualquer que seja o modelo de previsão utilizado deve ser verificado periodicamente e ajustado às informações mais recentes que fugiram a previsões iniciais. O equacionamento matemático representa apenas uma hipótese de cálculo com base em dados conhecidos mas sujeitos a novas situações imprevisíveis inicialmente.

De um modo geral pode-se afirmar que as formulações matemáticas do tipo aritméticas não são recomendáveis para previsões superiores a trinta (30) anos e as geométricas para períodos de projeto superiores a vinte (20) anos.

Algumas informações de caráter geral são de suma importância em um estudo de evolução de população como, por exemplo,

- a potência genética do grupo humano, dos seus costumes, leis civis, religiosidades e preconceitos;
- as disponibilidades econômicas e suas variações com o crescimento da população;
- a área habitável onde a população está instalada e seus limites de saturação;

- os ciclos de crescimento - cada ciclo corresponde a um conjunto de condições originadas de acordo com razões econômicas, culturais, tecnológicas, etc.

Deve-se salientar que os valores das populações de projeto têm como objetivo inicial a determinação das etapas de construção de forma a proporcionar um cronograma de execuções técnica e financeiramente viável.

É importante, também, citar que para uma mesma cidade pode-se ter contribuições diferentes em áreas de mesma dimensão. Esse fenômeno torna-se mais significativo quanto maior for a cidade e mais diversificada for sua estrutura econômico-social.

Também é de esperar que em áreas periféricas o crescimento das cidades tende a ser horizontal enquanto nas áreas centrais este crescimento, caso ocorra, será na vertical.

É possível também deparar-se com situações onde não haja necessidade de preocupações com variações de populações ao longo do tempo e do espaço. Por exemplo, o caso da elaboração de um projeto de um sistema de esgotamento sanitário para um conjunto habitacional com edificações padrão. Neste caso ter-se-ia, teoricamente, a ocupação imediata e, logicamente, sem previsão de modificações futuras significativas no citado complexo urbano.

### 3.2.5. Contribuição Média Doméstica - $Q_{dom}$

Definida a população de projeto "P" e o *per capita* médio diário de contribuição "c.q", então o volume médio diário de esgotos domésticos produzidos será, em litros/dia com "q" em l/hab.dia,

$$Q_{dom} = c. q. P$$

Eq. 3.10

### 3.3. Águas de Infiltração - $Q_I$

A vazão que é transportada pelas canalizações de esgoto não têm sua origem somente nos pontos onde houver consumo de água. Parcela dessa vazão é resultante de infiltrações inevitáveis ao longo dos condutos, através de juntas mal executadas, fissuras ou rupturas nas tubulações, nas paredes das edificações acessórias, etc. Este volume torna-se mais acentuado no período chuvoso, pois parte das estruturas poderá permanecer situada temporariamente submersa no lençol freático, além das contribuições originadas nas ligações clandestinas de águas pluviais. Também influi no volume infiltrado o tipo de terreno em que os condutos estão instalados e a pavimentação ou não dos arruamentos. É lógico que, por exemplo, em terrenos arenosos há maior facilidade da água subterrânea atingir as canalizações que em terrenos argilosos.

As canalizações internas aos lotes, de responsabilidade do proprietário do imóvel, podem assumir importância fundamental para a infiltração, considerando-se que a extensão destes condutos é maior que o total da rede coletora e sua execução e

manutenção geralmente não é tão cuidadosa como a da rede pública implicando, assim, em um acréscimo no volume infiltrado.

Quando da determinação da infiltração deve-se considerar também a confiabilidade das canalizações de água próximas às de esgotos, pois a frequência de vazamentos naquelas implica na possibilidade de saturação no subsolo em volta podendo, deste modo, contribuir para o aumento da infiltração. Pesquisas para determinação de coeficientes de infiltração são raras em nossa literatura e os resultados mais conhecidos estão mostrados no quadro a seguir, citados no trabalho Infiltração de Água nos Coletores de Esgotos Sanitários apresentado pelos engenheiros D. P. Bruno e M. T. Tsutiya no 12º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, em 1983, e publicado na Revista DAE n.º 133. Na impossibilidade de dados ou argumentos mais precisos pode-se trabalhar com a sugestão da NBR 9649/86 - ABNT que recomenda a adoção de uma taxa de contribuição de infiltração - TI, de 0,5 a 1,0 l/s.km, sob justificativas.

### Exemplos de algumas contribuições de infiltrações estudadas e publicadas

AUTORIDADE	LOCAL	ANO	TI - l/s.km
Saturnino de Brito	Santos, Recife	1911	0,10
Jesus Netto	São Paulo	1940	0,30 a 0,70
T. Merriman	USA	1941	0,03
Azevedo Netto	São Paulo	1943	0,40
Greeley & Hansen	São Paulo	1952	0,50
Fair & Geyer	USA	1954	0,10 a 2,70
DES, Sursan	Rio de Janeiro	1959	0,20 a 0,40
I.W. Santry	IDallas	1964	0,30 a 1,40
Hazen & Sawyer	São Paulo	1965	0,30
SANESP	São Paulo	1973	0,30
PNB - 567	Brasil	1967	1,00
NBR - 9649	Brasil	1986	0,50

-Fonte: Revista DAE , 134 - 1983

É fundamental considerar que para coletores novos situados acima do lençol freático, a infiltração deve ser mínima ou mesmo nula, e que a qualidade dos materiais empregados na confecção das tubulações, bem como o nível de estanqueidade com que as juntas são executadas, são fatores de redução deste tipo de vazão.

### 3.4. Contribuições Concentradas - $Q_c$

Além das contribuições domésticas coletadas ao longo da rede e das vazões de infiltração, determinadas edificações podem produzir contribuições de águas residuárias que não podem ser consideradas como ligações normais ao longo da

rede, tendo em vista que, devido ao seu volume, alteram sensivelmente as condições de escoamento para jusante. São as chamadas contribuições concentradas, que podem ter origem em estações rodoviárias, grandes edificações residenciais e/ou comerciais, lavanderias públicas, centros comerciais, grandes hospitais, clubes com piscinas, entre outros, e, principalmente, de estabelecimentos industriais que usam água no processo de produção como, por exemplo, uma indústria de bebidas.

### 3.5. Contribuição Total - $Q_T$

Estudado cada uma das parcelas formadoras das vazões de esgotos sanitários pode-se, portanto, expressar a vazão média coletada na forma

$$Q_T = Q_D + Q_C + Q_I, \quad \text{Eq. 3.11}$$

onde:

$Q_T$  = vazão média total diária;

$Q_D$  = contribuição média diária doméstica;

$Q_C$  = contribuições concentradas;

$Q_I$  = águas de infiltrações, que é resultante do produto da taxa de infiltração "TI" com a extensão "L" das canalizações subterrâneas.

Para o cálculo destas vazões são consideradas população de projeto, contribuição média per capita doméstica, infiltrações ao longo da rede e vazões concentradas.

Para as situações onde se fizerem necessárias determinações das vazões máxima e mínima de projeto o procedimento clássico é serem empregadas as mesmas variações definidas para o cálculo das variações de consumo doméstico de água, justificado em que as infiltrações dependem das condições dos condutos e que as vazões concentradas são função da estrutura interna do estabelecimento contribuinte. Logo, apenas a parcela de origem doméstica sofrerá variações diárias e horárias na grande maioria das situações de projeto, e seus valores serão obtidos das formas descritas a seguir:

- Contribuição doméstica máxima diária em l/dia

$$Q_{Dmáx,d} = c.q.P.K_1, \quad \text{Eq. 3.12}$$

onde  $K_1$  (coeficiente do dia de maior contribuição) tem valores usuais no Brasil variando de 1,20 a 1,50;

- Contribuição doméstica máxima horária em l/s

$$Q_{Dmáx,h} = c.q.P.K_1.K_2 / 86400, \quad \text{Eq. 3.13}$$

onde  $K_2$  (coeficiente da hora de maior vazão do dia de maior contribuição) é arbitra do usualmente em 1,50;

- Contribuição mínima em l/s

$$Q_{Dmín,h} = c.q.P.K_3 / 86400, \quad \text{Eq. 3.14}$$



onde  $K_3$  (coeficiente de contribuição mínima) é freqüentemente adotado como 0,50.

Observe-se que estes valores indicados para os coeficientes são números usuais para situações onde os projetistas não dispõem de informações mais precisas que indiquem dados mais ajustados a realidade local.

## 4.0 COMPONENTES DE SISTEMAS DE ESGOTOS SANITÁRIOS

### 4.1. Introdução

A coleta e o transporte das águas residuárias desde a origem até o lançamento final constituem o fundamento básico do saneamento de uma população. Os condutos que recolhem e transportam essas vazões são denominados de coletores e o conjunto dos mesmos compõe a rede coletora. A rede coletora, os emissários, as unidades de tratamento, etc, compõem o que é denominado de sistema de esgotos sanitários. O estudo dos sistemas de esgotamento, suas unidades e seus elementos acessórios envolvem, naturalmente, uma terminologia própria a qual será objeto de estudo neste capítulo.

### 4.2. Terminologia Básica

A seguir serão apresentados conceitos e definições de componentes e acessórios diversos dos sistemas de esgotos sanitários.

- *Bacia de Drenagem*: área delimitada pelos coletores que contribuem para um determinado ponto de reunião das vazões finais coletadas nessa área.
- *Caixa de Passagem (CP)*: câmara subterrânea sem acesso, localizada em pontos singulares por necessidade construtiva e econômica do projeto.
- *Coletor de Esgoto*: tubulação subterrânea da rede coletora que recebe contribuição de esgotos em qualquer ponto ao longo de seu comprimento, também chamado coletor público.
- *Coletor Principal*: coletor de esgotos de maior extensão dentro de uma mesma bacia.
- *Coletor Tronco*: tubulação do sistema coletor que recebe apenas as contribuições de outros coletores.
- *Corpo Receptor*: curso ou massa de água onde é lançado o efluente final do sistema de esgotos.
- *Diâmetro Nominal (DN)*: número que serve para indicar as dimensões da tubulação e acessórios.
- *Emissário*: canalização que deve receber esgoto exclusivamente em sua extremidade de montante, pois se destina apenas ao transporte das vazões reunidas.
- *Estação Elevatória de Esgotos (EEE)*: conjunto de equipamentos, em geral dentro de uma edificação subterrânea, destinado a promover o recalque das vazões dos esgotos coletados a montante.

- *Estação de Tratamento de Esgotos (ETE)*: unidade do sistema destinada a propiciar ao esgoto recolhido de ser devolvida a natureza sem prejuízo ao meio ambiente.
- *Interceptor*: canalização que recolhe contribuições de uma série de coletores de modo a evitar que deságüem em uma área a proteger, por exemplo, uma praia, um lago, um rio, etc.
- *Ligação Predial*: trecho do coletor predial situado entre o limite do lote e o coletor público.
- *Órgãos Acessórios*: dispositivos fixos sem equipamentos mecânicos (definição da NBR 9649/86 - ABNT).
- *Passagem Forçada*: trecho com escoamento sob pressão, sem rebaixamento.
- *Poço de Visita (PV)*: câmara visitável destinada a permitir a inspeção e trabalhos de manutenção preventiva ou corretiva nas canalizações - é um exemplo de órgão acessório.
- *Profundidade do Coletor*: a diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz inferior interna do coletor (Figura 4.1).
- *Recobrimento do tubo coletor*: diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz superior externa do tubo coletor.
- *Rede Coletora*: conjunto de condutos e órgãos acessório destinado a coleta e remoção dos despejos gerados nas edificações, através dos coletores ou ramais prediais.
- *Sifão Invertido*: trecho de conduto rebaixado e sob pressão, com a finalidade de passar sob obstáculos que não podem ser transpassados em linha reta.
- *Sistema Coletor*: Todo os conjuntos sanitários, constituídos pela rede coletora, emissários, interceptores, estações elevatórias e órgãos complementares e acessórios.
- *Tanque Fluxível*: reservatório subterrâneo de água destinada a fornecer descargas periódicas sob pressão dentro dos trechos de coletores sujeita a sedimentação de material sólido, para prevenção contra obstruções por sedimentação progressiva.
- *Terminal de Limpeza (TL)*: dispositivo que permite introdução de equipamentos de limpeza, localizado na extremidade de montante dos coletores.
- *Trecho de coletor*: segmento de coletor, interceptor ou emissário limitado por duas singularidades consecutivas, por exemplo, dois poços de visita.
- *Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL)*: dispositivo não visitável que permite a inspeção externa do trecho e a introdução de equipamentos de limpeza.
- *Tubo de Queda (TQ)*: dispositivo instalado no PV de modo a permitir que o trecho de coletor a montante deságüe no fundo do poço.

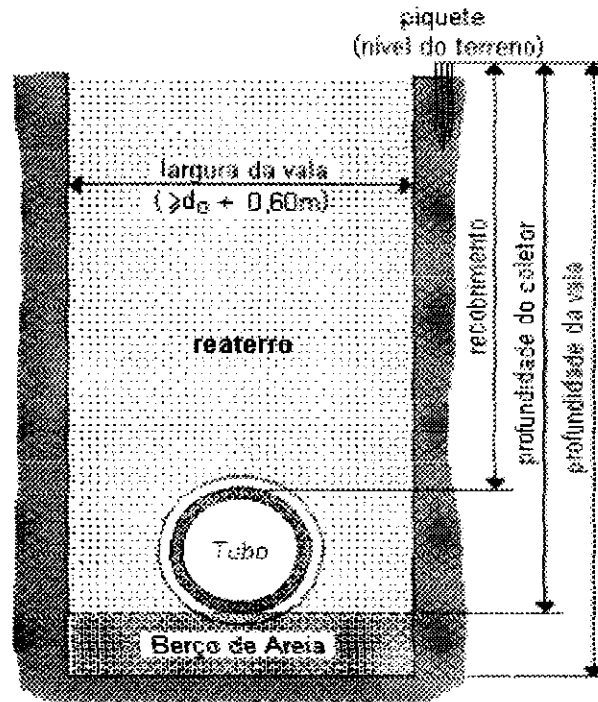


Figura 5.1 - Terminologia da vala de assentamento de um coletor

#### 4.3. Comentários

Dependendo da ocorrência de áreas onde os coletores não possam continuar ou mesmo desaguar o esgoto bruto, deverão ser projetados interceptores, assim como a necessidade de transporte de vazões finais para pontos distantes da área de coleta forçará a construção de um emissário. O lançamento subaquático no mar ou sob rios caudalosos normalmente poderá ser realizado através de emissários com elevatória na extremidade de montante.

As estações de tratamento de esgotos (ETE) ocorrerão quando os corpos receptores das vazões esgotáveis não possuírem capacidade de absorção da carga orgânica total. A capacidade das ETE será dimensionada de modo que o efluente contenha em seu meio uma carga orgânica suportável pelo corpo receptor, ou seja, que não lhe cause alterações danosas ao seu equilíbrio com o ambiente natural.

A ocorrência de estações elevatórias é freqüente em cidades de grande porte, situadas em áreas planas ou mesmo com declividade superficiais inferiores as mínimas requeridas pelos coletores para seu funcionamento normal. Nestas ocorre que no desenvolvimento das tubulações coletoras, estas vão continuamente afastando-se da superfície até atingirem profundidades inaceitáveis em termos práticos, requerendo assim, que se elevem as cotas dos coletores a profundidades mínimas ou racionais, sendo isto somente possível através de instalações de recalque de cujo efluente partirá um novo coletor que poderá, eventualmente, até terminar em outra unidade de recalque. Por uma situação similar a ocorrência de estações elevatórias é freqüente em interceptores extensos, principalmente aqueles que protegem margens aquáticas, nos emissários e nas entradas das ETE, visto serem estas normalmente estruturas a céu aberto (lagoas de estabilização, filtros biológicos e valos de oxidação) ou fechadas, mas apoiadas na superfície



(biodigestores).

Os sifões invertidos e as tubulações de recalque das elevatórias são as únicas unidades convencionais a funcionarem sob pressão nos sistemas de esgotos sanitários. Na impossibilidade da transposição em linha reta, inclinada corretamente, pela existência no local de obstáculos de qualquer natureza e que não possam ser removidos ou “atravessados”, a indicação mais viável, em termos de economia de operação, é o sifão invertido, considerando que o escoamento, embora sob pressão, dar-se-á por gravidade, evitando assim, o consumo contínuo de energia elétrica e equipamentos de recalque permanentes, como nas estações elevatórias.

Diversos autores classificam poços de visita e dispositivos substitutos destes, como órgãos acessórios obrigatórios das redes, enquanto que citam como acessórios eventuais sifões invertidos, considerando que estes funcionam juntos aos coletores com vazões contínuas e por gravidade, ocupando como os poços de visita, um espaço natural das tubulações transportadoras, e também os tanques fluxíveis por estes permitirem o funcionamento ininterrupto dos trechos a jusante.

## **5.0 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO / CONDIÇÕES TÉCNICAS**

### **5.1. Introdução**

Os condutos sanitários, exceção os de recalques e sifões invertidos, funcionam como condutos livres e podem ser aplicadas no seu dimensionamento, as mesmas leis que regem o escoamento de águas, conforme estudo desenvolvido no Capítulo 6. Os trechos iniciais dos coletores têm regimes de escoamento extremamente variáveis, tendo em vista que dependem diretamente do número de descargas simultâneas, originárias dos conjuntos ou aparelhos sanitários, conectados às ligações prediais. A medida que o coletor estende-se para jusante o número de descargas simultâneas vai aumentando, bem como desaparecendo os intervalos sem descargas nos coletores a montante e, associando-se a isto, o decorrer de tempo de escoamento do líquido no interior dos condutos, fazendo com que o escoamento para jusante torne-se contínuo, variando, contudo, de intensidade ao longo do dia, como ocorre com o consumo de água.

### **5.2. Hipótese de Cálculo**

#### *5.2.1. Hipótese Clássica*

No dimensionamento clássico utiliza-se a hipótese de que o escoamento dar-se-á em regime permanente e uniforme em cada trecho, embora se saiba que, principalmente nos coletores, as vazões crescem para jusante em virtude dos acréscimos oriundos das ligações prediais. Outros fatores poderiam também ser considerados como contrários a aplicação do conceito citado, tais como: variação de vazão ao longo do dia, presença variável de sólidos, mudanças de greide ou de cotas no poço de visita de jusante, etc. No entanto, como o escoamento tem que se

dar em condições de lâmina livre deve-se considerar, para efeito de cálculo, a situação mais desfavorável, a qual ocorrerá, sem dúvida, no instante de maior vazão, na seção do extremo jusante do trecho em estudo.

Admitindo-se, pois, a vazão máxima de jusante como permanente e uniforme ao longo do trecho, estar-se-á simplesmente dimensionando a favor da segurança quanto a sua capacidade, visto que se espera que para montante ocorra, no máximo, em termos de lâmina livre, uma situação semelhante a da seção final, visto que não é permitido diâmetro diferente em um mesmo trecho. Para efeito de validade do conceito aplicado, desconsidera-se também o rebaixamento da lâmina a jusante, quando as cotas da calha da extrema jusante no trecho e do montante do seguinte forem diferentes.

No escoamento permanente e uniforme não há variação na velocidade com tempo e na velocidade com a extensão, implicando em que o escoamento dar-se-á em virtude do desnível geométrico (igual a perda da carga no trecho), confinado em uma canalização capaz de comportar a vazão correspondente e nas condições adequadas.

### 5.2.2. Justificativa

É fácil entender que a vazão de contribuição a cada instante é uma consequência da utilização simultânea dos aparelhos ou conjuntos sanitários, notadamente nas áreas de contribuição iniciais de projeto. No método clássico de determinação das vazões de esgotos despreza-se esse conceito, ou seja, não se considera o modo da distribuição das contribuições na rede, que é uma consequência do tipo e distribuição do consumo de água e que depende da simultaneidade da utilização dos aparelhos, visto a complexidade do estudo de hidrogramas de escoamento, em geral construídos a partir de suposições teóricas carentes de confirmações reais. É importante lembrar que o método citado fornece bons resultados de funcionamento, principalmente para pequenos projetos como conjuntos habitacionais, pequenas cidades, etc, melhorando ainda mais no sentido de jusante das canalizações quanto as condições de escoamento, porém pode implicar em obras superdimensionadas nos condutos principais, caso não seja considerado o efeito do amortecimento, principalmente para bacias de drenagem superiores a cinco quilômetros quadrados

O dimensionamento clássico é feito a partir da determinação da vazão máxima de contribuição que, por sua vez, é calculada a partir do consumo máximo de água. Esse consumo pode ser proveniente de dois tipos: a) consumo relativo a trabalhos domésticos, abrangendo gastos na lavagem de utensílios, cozinha, limpeza geral e vazamentos e b) consumo de uso pessoal como banhos, descargas sanitárias, abluções e lavagens de roupa. A separação dos consumos conceitualmente é válida, pois o primeiro é constante, resultante de tarefas coletivas em cada residência, enquanto que o segundo depende, principalmente, dos hábitos individuais, notadamente os higiênicos.

### 5.3. Condições Específicas

Para dimensionamento de coletores de esgotos uma série de limitações técnicas deve ser observada para que o processo de coleta e o rápido e seguro afastamento das águas residuárias seja garantido de forma contínua e adequada durante toda a vida útil do sistema. Com estes objetivos alcançados, consegue-se maior vida útil para as tubulações, menores possibilidades de vazamentos (ocorrências mais freqüentes em condutos sob pressão) e condições mais desfavoráveis ao surgimento de anaerobiose, condição danosa para alguns materiais utilizados na confecção dos tubos

A garantia de funcionamento contínuo obtém-se desde que não haja obstruções ou rupturas nos condutos por causa de sedimentação de sólidos ou recalques negativos nas fundações de apoio às tubulações. Para amortizar os possíveis problemas de funcionamento por causa das variações de vazão ao longo do dia, maiores vazões implicam em maiores velocidades que ajudam a "limpar" o coletor e, durante a madrugada, quando ocorrem as vazões mínimas o líquido escoado tem muito menos material em suspensão, ou seja, poucos sólidos a serem transportados.

A NBR 9649/86 - ABNT relaciona uma série de condições específicas para dimensionamento hidráulico dos coletores de esgoto as quais serão apresentadas a seguir:

- **Seção A**- Nos sistemas de esgotamento, em geral a seção circular é a mais empregada, considerando-se que essa é a que apresenta maior rendimento se comparada às demais seções em condições equivalentes, visto ser a que apresenta maior raio hidráulico, além de menor consumo de matéria-prima para moldagem dos segmentos (tubos). Grandes vazões, no entanto, implicam em grandes diâmetros o que pode inviabilizar sua especificação diante de várias circunstâncias, conforme será mostrado no Capítulo 15. As normas e especificações brasileiras indicam, para os diversos tipos de materiais, um diâmetro mínimo de  $d_o = 100\text{mm}$ .
- **Vazão Q** - Para todos os trechos da rede serão sempre estimadas as vazões de início  $Q_i$  e final de plano  $Q_f$ , para verificação do funcionamento do trecho nas situações extremas de vida do projeto, sendo que a vazão a considerar para determinação das dimensões de qualquer trecho não será inferior a 1,50 l/s o que equivale, aproximadamente, a descarga de uma bacia sanitária.
- **Tensão Trativa s** - A tensão trativa tem sido reconhecida como um bom critério de projeto e tem substituído o critério anterior (até os anos 70) que era o da velocidade mínima para dimensionamento de coletores. Para assegurar a autolimpeza, evitando que os sólidos pesados sedimentem-se ao longo dos condutos e possam obstruí-los com o tempo, e limitar a espessura da camada de limo interna nas paredes, reduzindo a produção de sulfetos, a NBR 9649/86 recomenda que para cada trecho seja verificado um valor mínimo de tensão trativa média igual a 1,0 Pa ( =  $1\text{N/m}^2$  para a vazão inicial  $Q_i$ , se  $n = 0,013$ . Segundo a mencionada norma este valor de tensão é suficiente para arrastar grãos de areia de 1,5mm de diâmetro ou menores e outros materiais sedimentáveis.

- *Velocidade V* - É lógico que quanto maior a velocidade melhores serão as condições de arraste, mas por outro lado velocidades excessivas colocariam em risco a estrutura das tubulações, principalmente nas juntas, além de danificarem as próprias paredes internas pelo efeito da abrasão, ao longo do tempo. Além disso a turbulência acentuada contribuiria para a entrada de ar no meio líquido aumentando, assim, a lâmina líquida no interior do trecho. A NBR 9649 indica como limite máximo a velocidade de 5,0m/s, que logicamente, só ocorreria em condições finais de projeto. Para que não haja preocupações do ponto de vista da engenharia é recomendável não se trabalhar em trechos consecutivos, com velocidades superiores a 3,0m/s. É importante que se verifique a tensão trativa para as condições iniciais de projeto e as velocidades máxima e crítica esperadas para o fim do plano. Tradicionalmente são recomendados os seguintes limites de velocidades **V**:

- ferro fundido	<b>V</b> até 6,0 m/s
- PVC, manilhas cerâmicas	<b>V</b> até 5,0 m/s
- concreto	<b>V</b> até 4,0 m/s
- fibrocimento	<b>V</b> até 3,0 m/s

- *Rugosidade n* - O coeficiente de rugosidade de Manning depende do diâmetro, da forma e do material da tubulação, da relação y/do e das características do esgoto. Independente desta gama de influências, é usual empregar-se **n = 0,013** para esgotos sanitários tendo em consideração que o número de singularidades (PV, TIL etc) independe do material da tubulação, bem como a formação logo após a entrada em uso, da camada de limo junto as paredes, uniformiza a resistência ao escoamento. Em climas mais quentes e declividades acentuadas esta camada de limo pode se tornar menos significativa em relação ao material das paredes, principalmente na parte inferior da seção molhada.
- *Declividade I<sub>o</sub>*- Definidas as vazões de projeto (inicial e final) em cada trecho segue-se a determinação do diâmetro e da declividade. Esta declividade deverá ser de tal modo que além de garantir as mínimas condições de arraste, deverá ser aquela que implique em menor escavação possível, associada a um diâmetro escolhido de tal maneira que transporte a vazão final de projeto em condições normalizadas, para cálculo de tubulações de esgotamento sanitário. A declividade mínima que satisfaz a condição de tensão trativa **s = 1,0 N/m<sup>2</sup>**, **g = 10 KN/m<sup>3</sup>** e **n = 0,013**, pode ser determinada pela equação

$$I_{o,min} = 0,0055 Q_i^{-0,47} \quad \text{Eq.}$$

6.1

OBS:  $I_{o,min}$  em m/m e  $Q_i$  em l/s, não sendo recomendáveis declividades inferiores a 0,0005 m/m. A declividade máxima será aquela para qual se tenha a velocidade máxima. Por exemplo, sendo  $n = 0,013$  então,  $I_{o,min} = 4,26 Q_f^{-0,67}$  para  $V_{final} = 5,0$  m/s (Eq. 6.2) e  $I_{o,min} = 2,53 Q_f^{-0,67}$  para  $V_{final} = 4,0$  m/s (Eq. 6.3), segundo MENDONÇA, S. R., Hidráulica dos Coletores de Esgotos, 2ª Edição, 1991, em Projeto e Construção de Redes de Esgotos, ABES, RJ, 1986.

- *Lâmina d'água y* (Figura 6.1) - As lâminas d'água devem, no máximo alcançar 75% do diâmetro do coletor para garantia de condições de escoamento livre e de ventilação. São determinadas admitindo-se o escoamento em regime permanente e uniforme e para a vazão final  $Q_f$  (situação de lâmina máxima de projeto). Quando a velocidade final  $V_f$  for superior a velocidade crítica  $V_c$ , a maior lâmina admissível, segundo a NBR 9649/86, será de 50% do diâmetro. Para tubulação funcionando a 3/4 de seção e  $d_o$  até 300mm (segundo o Professor MENDONÇA, na publicação já citada), a NBR 9649 recomenda que essa velocidade crítica pode ser calculada pela seguinte expressão

$$V = 6 \cdot (g \cdot R)^{1/2}, \text{ (onde "g" é a aceleração de gravidade local)} \quad \text{Eq.}$$

6.4

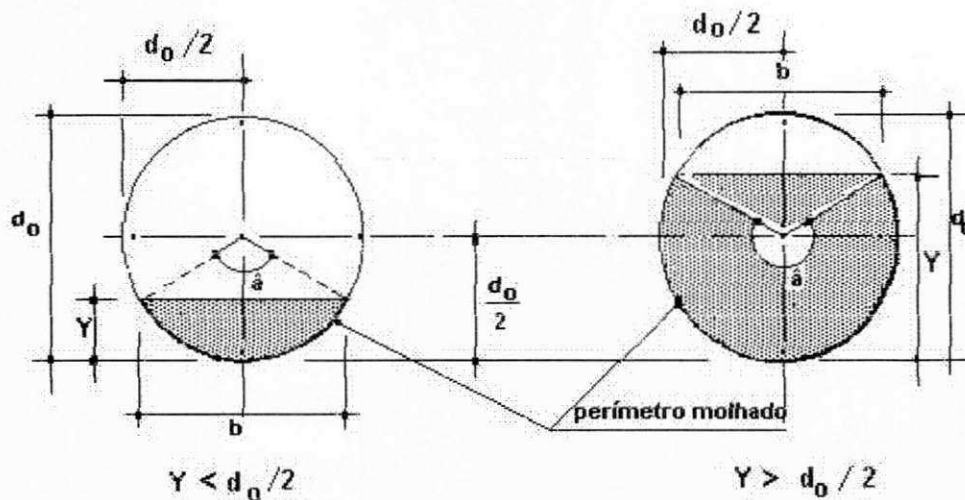


Figura 6.1 - Desenhos esquemáticos de lâminas molhadas

OBS: A relação lâmina d'água/diâmetro ( $y/d_o$ ) é denominada de lâmina relativa. É importante verificar o valor da velocidade resultante de modo a verificar se esta é ou não superior a velocidade crítica, pois velocidades superiores implicam em arraste e mistura de ar com as águas em escoamento. Evidente que havendo a introdução de ar na mistura ocorrerá aumento do volume do líquido e, conseqüentemente, aumento da lâmina líquida, sendo esta a razão básica para a limitação da lâmina relativa máxima em 50%, quando em funcionamento supercrítico. Embora pelo critério de tensão trativa média tenham-se teoricamente condições de autolimpeza, não é recomendável projetar-se encanamentos com lâminas iniciais inferiores a 20% do diâmetro da canalização.

## 5.4. Soluções Gráficas

### 5.4.1. Ábaco para o Dimensionamento e Verificação da Tubulação de Esgotos pela Tensão Trativa - $n = 0,013$ (Fig. 6.2).

Esta figura, elaborada pelos Engenheiros J. G. O. Machado Neto e M. T. Tsutiya e publicada como anexo a Revista DAE Nº.140/85, Vol. 45, apresenta uma faixa de utilização para esgotos, para lâminas relativas de 0,20 a 0,75, em função da vazão

em l/s e declividade em m/m. Por exemplo: para  $I_0 = 0,005\text{m/m}$  e  $d_0 = 200\text{mm}$  a vazão variará de 2,0 l/s ( $y/d_0 = 0,20$ ) até 21,0 l/s ( $y/d_0 = 0,75$ ).

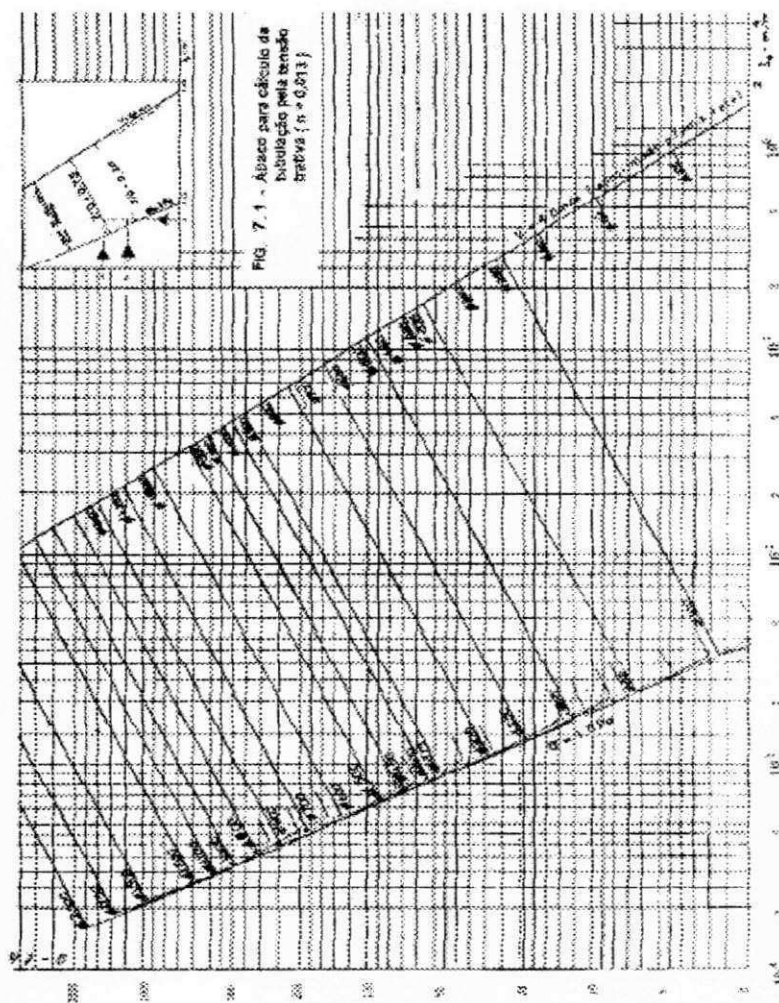


Fig. 6.2 - Ábaco para o Dimensionamento e Verificação da Tubulação de Esgotos pela Tensão Trativa ( $n = 0,013$ ).  
(Fonte: Revista DAE - reduzida e scaneada)

5.4.2. Ábaco para Cálculo de Tubulação pela Fórmula de Manning -  $n = 0,013$  ( Fig. 6.3 ).

Publicado originalmente como Anexo à P-NB-567/75 da ABNT, este ábaco (aqui ampliado em sua abrangência) simplifica bastante o cálculo de condutos circulares em escoamento livre e apresenta os diâmetros dos condutos em função da lâmina relativa e do fator de condução  $K$  que é determinado através da expressão

$$K = Q / I_0^{1/2} \text{ com } Q \text{ em } \text{m}^3/\text{s} \text{ e } I_0 \text{ em } \text{m}/\text{m}, \quad \text{Eq. 6.4}$$

Devendo-se trabalhar na faixa de utilização recomendada para esgotos sanitários, de 0,20 a 0,75% de lâmina. Exemplo: para  $K = 1,0$  então o diâmetro  $d_0$  indicado será de 350mm (menor diâmetro), correspondendo a um  $y/d_0 = 0,61$ . A Tabela 6.1 substitui, com vantagens na precisão dos resultados em algumas situações, a



utilização deste ábaco. Por exemplo, para um  $d_0 = 450\text{mm}$  tem-se:  $y/d_0 = 0,75$  tem-se  $K = 2,5998$  e  $y/d_0 = 0,55$  tem-se  $K = 1,6698$ .

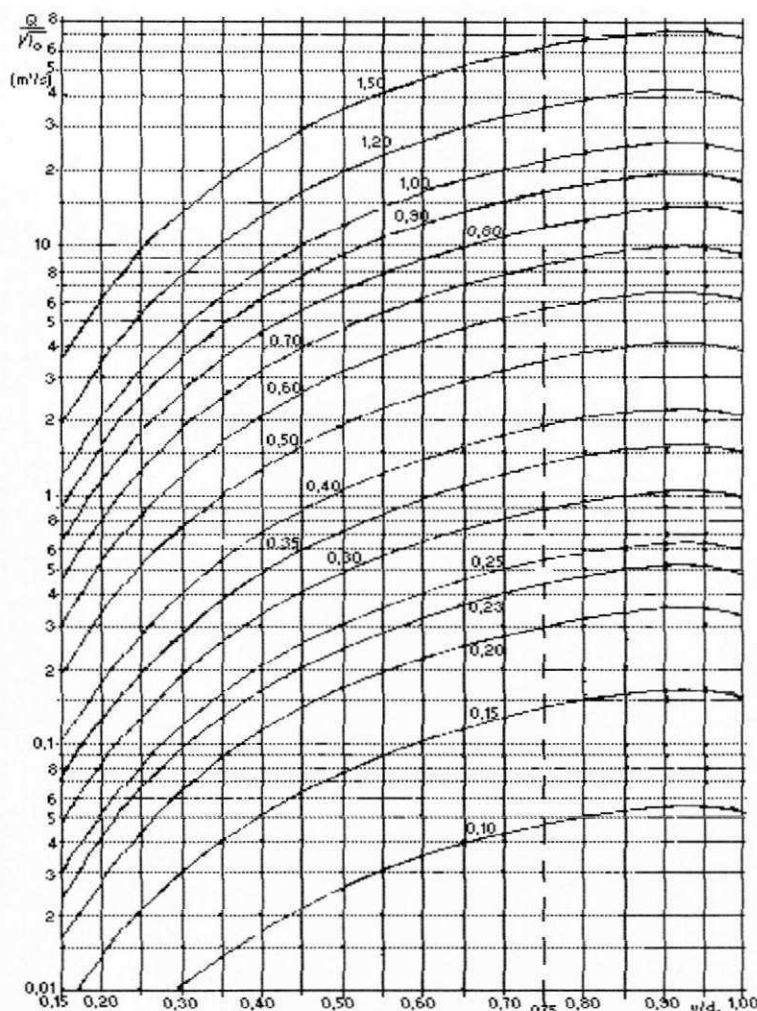


Fig. 6.3 - Ábaco para Cálculo de Tubulação pela Fórmula de Manning ( $n = 0,013$ )

## 6.0 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DOS COLETORES

### 6.1. Introdução

Os condutos de esgotos sanitários têm como finalidade a coleta e o afastamento rápido e seguro dos resíduos líquidos ou liquefeitos das áreas habitadas, devendo possuir capacidade suficiente de transporte durante todo o projeto, garantias de escoamento livre e funcionamento contínuo e adequado. Com estes objetivos consegue-se maior vida útil para as tubulações, menores possibilidades de vazamento (ocorrências freqüentes em condutos sob pressão) e condições desfavoráveis ao surgimento de anaerobiose nas vazões de esgoto, situação

bastante perigosa para determinados tipos de materiais utilizados na confecção de tubos.

A garantia do funcionamento contínuo é obtida desde que se reduza ao menor número possível as ocorrências de rupturas ou obstruções dos condutos. Para que isto aconteça é necessário muito critério quando do cálculo da posição e do assentamento das canalizações como medida de prevenção contra abatimentos nas fundações, bem como dotar os trechos de condições mínimas de autolimpeza, para que não haja redução progressiva de seção de escoamento por sedimentação. Atualmente se encontra em evidência no estudo do problema, a utilização do conceito de tensão trativa, que é a força hidrodinâmica exercida sobre as paredes do conduto, para verificação dessa condição de autolimpeza.

## 6.2. Coeficientes de Contribuição

### 6.2.1. Taxa de Contribuição Domiciliar Homogênea

As canalizações coletoras de esgotos funcionam por gravidade e a determinação de suas dimensões é feita a partir da identificação das vazões que por elas serão transportadas. Essa identificação compreende duas parcelas distintas, sendo a primeira delas as vazões concentradas, de fácil identificação em planta, e a segunda a contribuição originária das ligações domésticas ao longo dos condutos e dos possíveis pontos de infiltrações nos mesmos.

O cálculo das contribuições domiciliares ao longo dos trechos é feito a partir da determinação dos *coeficientes de contribuição* ou *taxa de contribuição doméstica* "T<sub>d</sub>", usualmente determinada relacionando-se com a unidade de comprimento dos condutos ou a unidade de área esgotada. Essas taxas traduzem o valor global das contribuições domésticas máximas horárias dividido pela extensão total da rede coletora da área em estudo e são calculadas pelas seguintes expressões:

1) por unidade de comprimento (taxa de contribuição linear doméstica - l/s.m) -

$$\bullet \quad T_d = (c.q.K_1.K_2.P) / (86400.L) \quad \text{Eq. 7.1}$$

ou  $T_d = (c.q.K_1.K_2.d.A) / (86400.L)$  ; Eq. 7.2

2) por unidade de área (taxa de contribuição superficial - l/s.ha) -

$$\bullet \quad T_d = (c.q.K_1.K_2.P) / (86400.A) \quad \text{Eq. 7.3}$$

ou  $T_d = (c.q.K_1.K_2.d) / 86400$  . Eq. 7.4

Nestas expressões A é a área de contribuição, d a densidade populacional e L a extensão total da rede coletora.

### 7.2.2. Taxa de Cálculo Linear

A taxa de contribuição linear - T<sub>x</sub>, é resultante da reunião da taxa de contribuição doméstica (T<sub>d</sub>) com a infiltração (TI), visto que as vazões dos esgotos sanitários são

formadas a partir das contribuições domésticas reunidas às possíveis infiltrações que penetram nas canalizações coletoras, ou seja :

$$\bullet \quad T_{xi} = T_{di} + TI \quad \text{Eq. 7.5}$$

para o início de plano e

$$\bullet \quad T_{xf} = T_{df} + TI \quad \text{Eq. 7.6}$$

para o final de projeto.

A determinação da vazão de dimensionamento de cada trecho, denominada de contribuição em marcha, é feita multiplicando-se a extensão do trecho em estudo pela taxa de cálculo linear ou taxa de contribuição linear.

### 6.3. Profundidade dos Coletores

A profundidade mínima para os coletores está relacionada com as possibilidades de esgotamentos das edificações nos lotes, devendo, no entanto, ser limitada pela concessionária de esgotos da cidade, tendo em vista a responsabilidade do esgotamento de solos. Como mostrado na Fig. 7.1 a profundidade mínima -  $H_{mín}$ , pode ser equacionada da seguinte forma:

$$H_{mín} = h + 0,50m + 0,02L + 0,30m + (D + e), \quad \text{Eq. 7.7}$$

onde:

- $h$  (m) = desnível do leito da rua com o piso do compartimento mais baixo;
- 0,50m = profundidade aproximada da caixa de inspeção mais próxima;
- 0,02 = declividade mínima para ramais prediais - m/m;
- $L$  (m) = distância da caixa de inspeção até o eixo do coletor;
- 0,30m = altura mínima para conexão entre os ramais prediais;
- $D$  (m) = diâmetro externo do tubo coletor;
- $e$  (m) = espessura da parede do tubo.

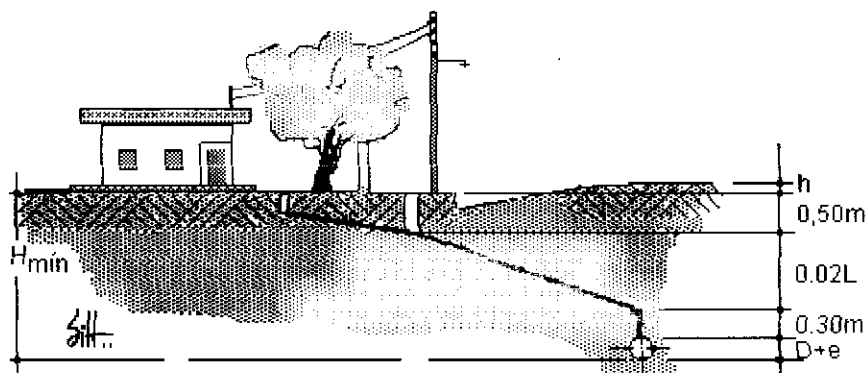


FIG. 7. 1 - Posição do coletor em perfil

De um modo geral, nas extremidades iniciais dos coletores estão as menores profundidades, compatível com os primeiros ramais prediais e coma proteção contra cargas eventuais externas, por razões essencialmente financeiras. Na falta de informações mais precisas, por exemplo, tipos de sobrecargas externas ou cotas de lançamento final, a NBR 9649/86 aconselha um recobrimento mínimo de 0,90m

quando a canalização estiver sob leitos carroçáveis e 0,65m sob passeios exclusivos de pedestres. Este valor decorre da tentativa de proteger a canalização contra esforços acidentais externos advindos, principalmente, do tráfego sobre a pista de rolamento e a garantia de esgotamento na ligação predial. Em geral um mínimo de 1,20m de profundidade atende a maioria das situações para trechos de 100 ou 150mm de diâmetro.

Por outro lado, grandes profundidades podem se tornar antieconômicas, principalmente em termos de escavação e, por isso, deve-se limitar a profundidade máxima das valas. Usualmente o valor de 6,0m é tido como limite máximo, sendo que para coletores situados a mais de 4,5m de profundidade, devem ser projetados coletores auxiliares mais rasos, nas laterais das ruas, de modo a reduzir as ligações apenas aos poços de visita e os custos das ligações prediais. Os coletores públicos não devem ser aprofundados para atender ao esgotamento de instalações particulares situadas abaixo do nível da via pública e sempre que aprofundidade do coletor tornar-se excessiva deve-se examinar a possibilidade da recuperação deste para profundidades menores através de estações elevatórias (Capítulo X).

#### **6.4. Traçados de Rede**

Devidamente identificadas as finalidades de um sistema de esgotos sanitários, bem como as recomendações técnicas que deverão ser obedecidas na elaboração de um projeto, dispõe-se a esta altura do texto, de conhecimentos suficientes para o desenvolvimento do cálculo de uma rede coletora de esgotos sanitários. Esse tipo assemelha-se a uma rede hidrográfica, visto que os condutos componentes crescem de montante para jusante em suas seções transversais, de acordo com o crescimento das vazões de esgotamento, sempre acompanhando a queda da superfície dos terrenos e orientados, nos seus diversos seguimentos, pela disposição dos arruamentos, visto que o escoamento em coletores dar-se-á por gravidade, com as canalizações transportadoras sob o leito das ruas.

Para a definição do traçado da rede coletora a primeira providência do projetista é o estudo da planta da cidade, para nela identificar os diversos divisores de água e talvegues. Feito esse estudo procura-se locar o ponto de lançamento final dos esgotos na planta (pelo menos a direção para esse ponto) para, a seguir, elaborar o posicionamento dos condutos principais e possíveis canalizações interceptoras e emissárias, dentro de uma concepção que reduza as dimensões às menores possíveis, em todos os níveis.

Definida uma concepção geral de projeto deve-se, a esta altura, partir para o projeto dos coletores secundários sem abuso de dimensões, do usuário e da manutenção do sistema. E desde que haja pontos de esgotamento, todas as ruas poderão possuir coletores de esgotos, de modo que a apresentação de um traçado de uma rede terá obrigatoriamente uma forma similar ao das vias públicas, em combinação com a topografia, geologia e hidrologia da área, da posição do lançamento final e também do sistema adotado (separador ou combinado). Por razões econômicas ruas com pequeno número de possíveis ligações (até três pontos de contribuições é um número razoável), ligações individuais poderão ser substituídas por uma ligação coletiva, evitando-se, assim, a obrigatoriedade de construção de um trecho de coletor (Fig. 7.2.). Diante dos vários aspectos que o traçado poderá resultar, a maioria dos autores costuma expor a seguinte classificação (Fig. 7.3.):

- perpendicular;
- leque;
- interceptor;
- zonal ou distrital;
- radial.

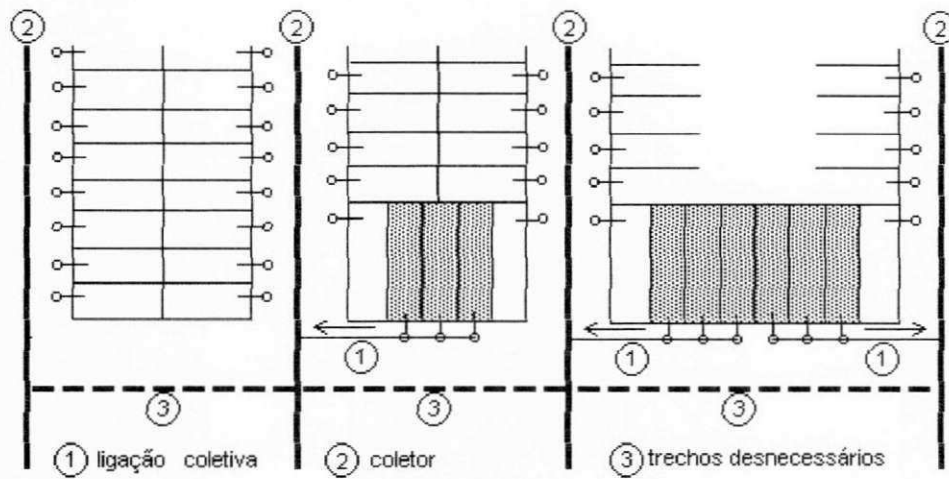


FIG. 7. 2 - Exemplos de situações de redução de trechos na rede

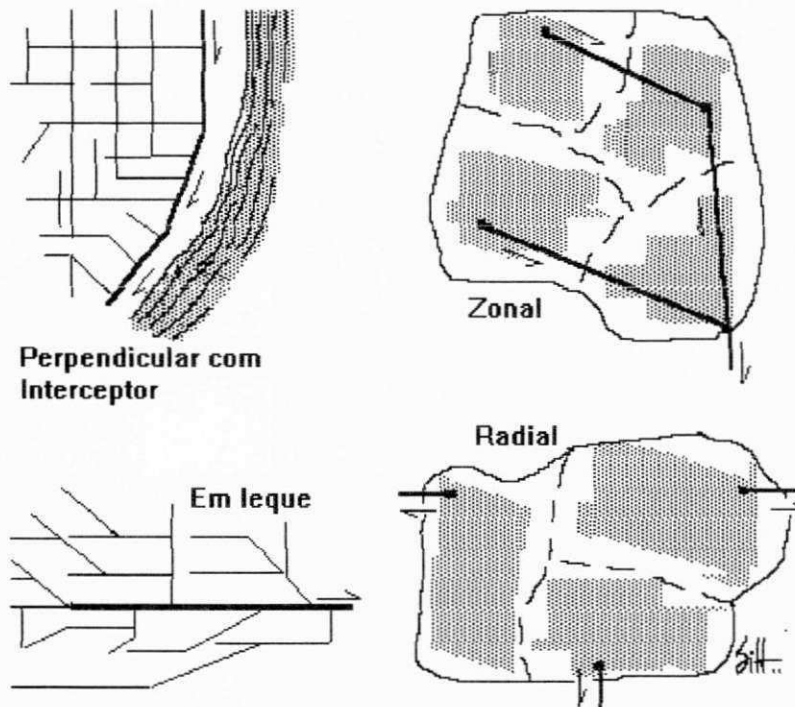


FIG. 7. 3 - Traçados típicos de redes coletoras

O traçado perpendicular é característico de cidades com desenvolvimento recente e com planos de expansão definidos. O em leque é freqüente em cidades situadas em vales e de formação antiga. O interceptor predomina em cidades costeiras e o zonal e o radial são característicos das grandes cidades.

## 6.5. Localização dos Poços de Visita

Todos os condutos livres da rede (coletores, interceptores e emissários) serão compostos de trechos limitados por dispositivos de acesso externo, destinados a permitir a inspeção dos trechos a eles conectados e sua eventual limpeza ou desobstrução (V. Cap. VIII). Esses dispositivos em geral têm uma concepção padrão e são denominados de poços de visita.

Por norma devem existir poços de visita nos seguintes pontos:

- extremidade inicial dos coletores;
- encontro de canalizações;
- mudanças de direção, declividade, profundidade ou diâmetro;
- nos trechos retos, respeitando-se as distâncias máximas de
  - a) 100m, para  $d_o$  até 150mm;
  - b) 120m, para  $d_o$  de 200 a 600mm;
  - c) 150m, para  $d_o$  superiores a 600mm.

## 6.6. Localização dos Coletores

A recomendação clássica é que a canalização de água localize-se a um terço ( $1/3$ ) da largura da rua a partir de uma margem, enquanto que os condutos públicos para esgotamento devem ficar situadas, aproximadamente, a mesma distância, mas da margem oposta visando, principalmente, compatibilizar o afastamento preventivo das duas canalizações, bem como o não distanciamento demasiado das edificações da margem mais afastada (Fig. 7.4).

A maior ou menor largura da pista de rolamento fará com que a recomendação anterior sofra adaptações. Em vias públicas muito largas, de modo a evitar ligações prediais muito longas, pode-se projetar coletores auxiliares instalados sob a calçada do lado mais distante da linha do coletor ou de ambos os lados quando a distância for excessiva para os dois lados da rua. Especialistas recomendam este expediente quando o alinhamento lateral do passeio chegar a nove metros de distância. Esta recomendação também é válida para o caso de avenidas de tráfego rápido e volumoso, onde se recomenda a construção de dois coletores paralelos, um em cada lado da pista e, se possível, sob o passeio para pedestres, a profundidades adequadas ao esgotamento das edificações. Diante destes argumentos os coletores auxiliares pode ser um recurso a se dar muita atenção, pois podem se tornar um recurso muito vantajoso e economicamente mais viável, em determinadas circunstâncias.

Nas ruas com seção transversal inclinada os condutos de esgotamento tendem a ser instalados próximos a margem mais baixa, tendo em vista o esgotamento das edificações que, logicamente, estarão sobre cotas inferiores.



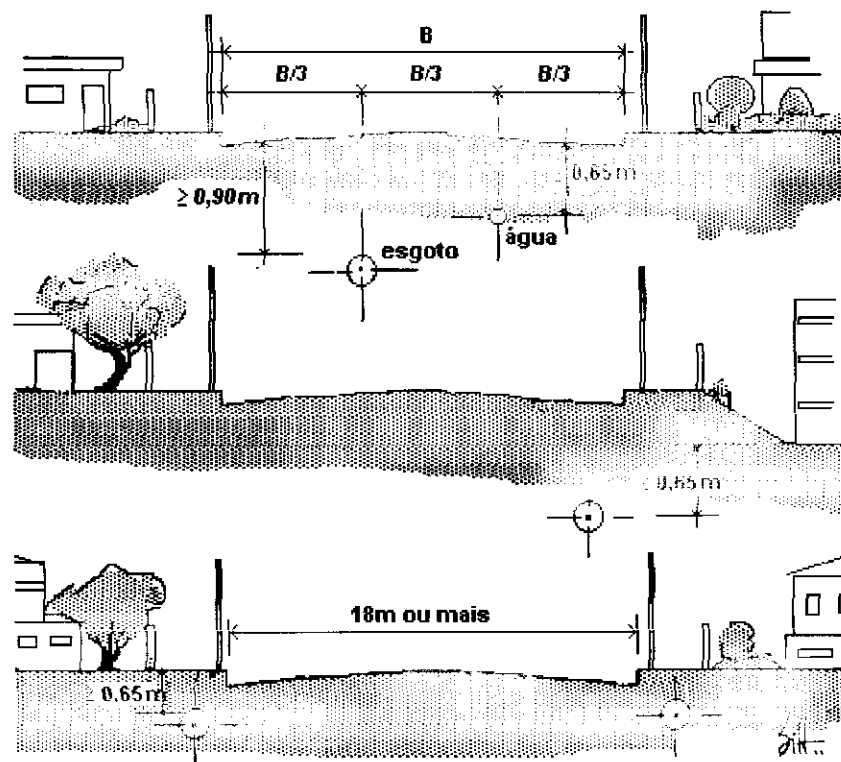


FIG. 7. 4 - Exemplos de perfis transversais de arruamentos e posicionamento dos coletores

A existência de outras canalizações subterrâneas anteriores a implantação da rede de esgotos, como de água potável, galerias pluviais, cabos telefônicos, etc, determinará o deslocamento adequado da canalização de esgotos sanitários. Outro fator que poderá provocar o deslocamento para posições mais convenientes será a geologia do subsolo e o tipo de edificações predominantes na área, como por exemplo, a opção por um novo posicionamento em função da existência de faixas de terrenos menos rochosos, acarretando maior facilidade de escavação das valas e menor risco para os estabelecimentos que ladeiam o arruamento.

Em regra geral, a apresentação em planta do projeto da rede dentro do traçado urbano, no Projeto Hidráulico, pouco traz de definitivo no posicionamento das canalizações devido, principalmente, a problemas de escala, ficando a definição exata condicionada ao serviço de implantação (Projeto Executivo). Para as posições em que o projetista tem condições de determinar com precisão a passagem definitiva da canalização, o mesmo encarrega-se de apresentá-la com desenhos e detalhes a parte, em escalas convenientes.

## 6.7. Seqüência de Cálculo

### 6.7.1. Estudo Preliminar

]Para lançamento dos coletores, normalmente, utilizam-se plantas em escala 1:2000 com curvas de nível separadas de um (1,0) metro. Para pequenas áreas são freqüentes apresentações em plantas, em escala de até 1:500, isto em função do tamanho da prancha final representativa do levantamento da localidade. De posse

da planta topográfica, com os respectivos arruamentos e pontos notáveis, elabora-se um traçado para a rede dentro de uma concepção mais adequada a situação.

A seguir procura-se identificar a declividade natural do terreno, pois esta será a referência inicial para o posicionamento em perfil dos trechos. Isto poderá ser feito com o desenho de pequenas setas a critério do projetista. Feito isto, são localizadas todas as ruas onde a existência ou passagem de coletores for indispensável para, em seqüência, lançarem-se os poços de visita necessários.

Todos os coletores devem ser, então, identificados com algarismos arábicos de modo que um coletor de número menor só possa receber efluentes de números maiores, quando da ocorrência de encontros. Por exemplo, um coletor de número 16 só poderá receber vazões do coletor 17 ou 18 ou 19, etc., e no caso do 16 reunir-se com o 13 os trechos seguintes serão do coletor 13. Também se deve optar por esta numeração tendo em vista que os coletores mais extensos serão os de menor número reduzindo o número de algarismos nas plantas baixas da rede, facilitando, assim, tanto o desenho como a leitura das mesmas.

Deve-se também observar uma proximidade lógica e prática nesta numeração, para o conjunto de coletores. Numeram-se todos os trechos, no sentido crescente das vazões em cada coletor, e identificam-se as cotas do terreno sobre os poços de visita, determinando-se, a seguir, a declividade média do terreno em cada trecho.

Por último localizam-se os pontos de contribuições concentradas, bem como o volume de cada uma dessas contribuições, calculam-se as populações de projeto e, em seguida, as contribuições lineares dos diversos setores da área edificada e de expansão prevista, para início e fim de plano.

### 6.7.2. Planilhas de Cálculo

Uma planilha de um projeto hidráulico de rede coletora deve apresentar o resumo dos resultados calculados na elaboração do projeto, de modo a se poder identificar todos os dados técnicos de cada trecho de coletor. Os modelos de planilha encontradas na literatura sobre o assunto são inumeráveis e variam inclusive entre projetistas, de acordo com o tipo e o número de informações que cada um entenda como conveniente e necessário. Diante desses argumentos, aqui é proposto um modelo de planilha baseado em apresentações convencionais que poderá ser modificado pelo leitor de acordo com sua interpretação (Ver na *Solução* do Exemplo 7.8.3).

Neste modelo a planilha é dividida em cinco partes onde na primeira parte são identificados os coletores, os trechos e a extensão de cada um destes, conforme proposto em 7.7.1, na ordem crescente da numeração por coletor e seus trechos. Nesta parte poderá ser adicionada uma coluna onde se identificariam os logradouros públicos nos quais se situariam cada um dos trechos. Na segunda parte encontram-se os dados de vazão trecho a trecho, montante, em marcha e jusante e a vazão de dimensionamento baseada na qual se definirá o diâmetro de cada trecho. A seguir aparecem os dados topográficos de cada trecho de coletor, as cotas de montante e jusante e a declividade média do perfil do terreno sobre o trecho em estudo, a qual será muito importante na definição da declividade desse trecho de

coletor.

Até este ponto a planilha está composta apenas de dados colhidos como informações da área do projeto. A partir destes dados iniciam-se os cálculos propriamente ditos, quando se inicia o dimensionamento de cada trecho de coletor, trecho a trecho. Nesta parte da planilha tem-se as cotas de montante e de jusante do trecho, sua *declividade*  $I_o$ , *caimento*  $h$ , *diâmetro*  $d_o$ , *lâmina relativa*  $y/d_o$  e *tensão trativa*  $\tau$ . Esta ordem pode ser mudada a critério do calculista. Por exemplo as colunas correspondentes à *declividade*  $I_o$  e ao *caimento*  $h$  poderia vir antes das cotas de montante e jusante do trecho. Ainda poderiam ser acrescentados nesta etapa dados sobre lâmina absoluta, velocidade de projeto e velocidade crítica e plena etc.

Na última parte da planilha são mencionados os dados sobre os poços de visita de jusante de cada trecho: *cota do fundo* do poço e sua *profundidade*. Naturalmente os poços de visita de jusante tornam-se de montante para os trechos seguintes, mas o projetista poderá criar colunas com dados exclusivos do poço de montante do trecho em estudo.

A planilha ainda possui uma coluna complementar de "observações" onde poderão ser assinalados, por exemplo, os desníveis de entrada de cada trecho no poço. Quando esse desnível for vencido por um *tubo de queda* anota-se  $TQ = \dots$  m e se não, então,  $h = \dots$  m.

### 6.7.3. Metodologia de Cálculo

Após identificadas as cotas do terreno,  $CT_m$  e  $CT_j$ , nos pontos extremos dos trechos e sua extensão,  $L$ , calcula-se a declividade média do terreno,  $I_t$ , para cada trecho. Definida a vazão de dimensionamento,  $Q_f$ , para o trecho, identificam-se os limites de declividade  $I_{o, \min}$  e  $I_{o, \max}$ , para esta vazão, através das expressões correspondentes às Eq. 6.1. e Eq. 6.2. Exemplo: para  $Q_f = 2,20$  l/s têm-se  $I_{o, \min} = 0,0038$  m/m e  $I_{o, \max} = 2,51$  m/m. Se a declividade do terreno for inferior a declividade mínima calculada, então o trecho será dimensionado com  $I_o = I_{o, \min}$ . Se  $I_t$  estiver contido no intervalo calculado, então o trecho deverá ser implantado com  $I_o = I_t$  e a canalização repousará paralelamente ao perfil da superfície do terreno, no trecho. Caso  $I_t$  seja superior a  $I_{o, \max}$  então  $I_o = I_{o, \max}$ . No primeiro caso a extremidade de jusante do trecho será mais profunda que a de montante ( $h_j > h_m$ ). No segundo terão iguais profundidades ( $h_j = h_m$ ) e no terceiro a de montante é que será mais profunda ( $h_j < h_m$ ). No caso da vazão de dimensionamento ser a mínima, 1,50 l/s, a declividade mínima é de 0,0045 m/m, ou seja, essa é a maior das mínimas possíveis. A Fig. 7.5 mostra um perfil hipotético de um trecho, indicando as diversas incógnitas aqui mencionadas.

Ainda poderão ocorrer situações que por condições impostas em trechos a montante, tem-se como opção a redução da profundidade dos trechos seguintes. Desde que o poço de montante do trecho em dimensionamento tenha profundidade superior a mínima, este novo trecho e os seguintes poderão ser calculados com declividades inferiores à do terreno, ou seja, com  $I_o < I_t$  e no intervalo  $I_{o, \min}$  a  $I_{o, \max}$ , desde que a profundidade de jusante não atinja valor inferior a mínima normalizada. Sempre que houver encontro de trechos essa reunião dar-se-á através de uma



manutenção é feita pelos próprios usuários. Sem dúvida é um sistema mais econômico do ponto de vista de aquisição do material e de implantação, considerando-se que neles, em geral, o diâmetro mínimo é de 100mm e predomina profundidades médias menores, porém seus objetivos poderão ficar muito aquém dos pretendidos, caso a população usuária não esteja educadamente preparada para o seu uso, encarecendo excessivamente a manutenção ou mesmo tornando o sistema inoperável.

A determinação da tensão trativa deverá ser efetuada a partir da Eq. 5.13 (verificar as unidades empregadas no cálculo de modo a expressar os resultados em pascal) e a velocidade de projeto a partir do uso da equação da continuidade (Eq. 5.1) ou através da Fig. 5.5.

## 7.0 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DOS COLETORES

### 7.1. Definição

Poço de visita é uma câmara visitável através de uma abertura existente na sua parte superior, ao nível do terreno, destinado a permitir a reunião de dois ou mais trechos consecutivos e a execução dos trabalhos de manutenção nos trechos a ele ligados (Figura 8.1).

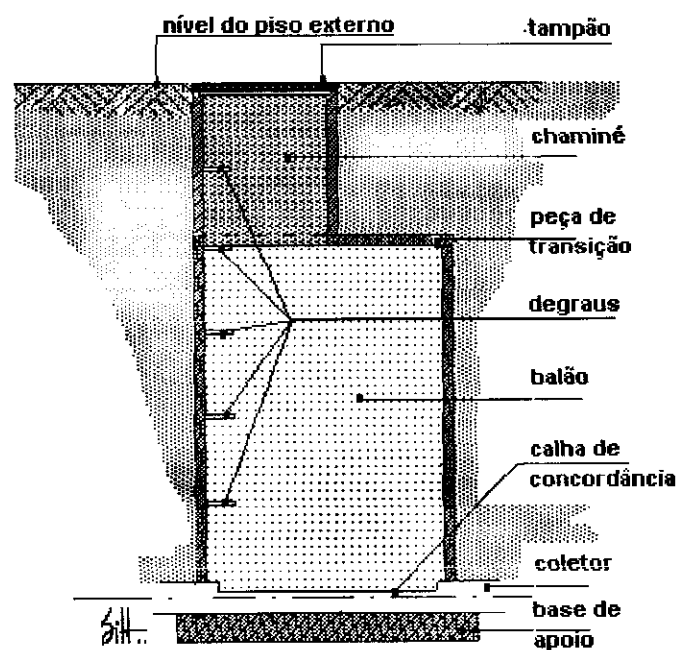


FIG. 8.1 - Modelo convencional de PV

## 7.2. Disposição Construtiva

Um poço de visita convencional possui dois compartimentos distintos que são a chaminé e o balão, construídos de tal forma a permitir fácil entrada e saída do operador e espaço suficiente para este operador executar as manobras necessárias ao desempenho das funções para as quais a câmara foi projetada.

O balão ou câmara de trabalho é o compartimento principal da estrutura, de seção circular, quadrada ou retangular, onde se realizam todas as manobras internas, manuais ou mecânicas, por ocasião dos serviços de manutenção nos trechos conectados. Em seu piso encontram-se moldadas as calhas de concordância entre as seções de entrada dos trechos a montante e da saída para jusante. Estas calhas são dispostas de modo a guiar as correntes líquidas, desde as entradas no poço, até o início do trecho de jusante do coletor principal que atravessa o poço. Desta maneira, assegura-se um mínimo de turbilhonamento e retenção do material em suspensão, devendo suas arestas superiores ser niveladas, no mínimo, com a geratriz superior do trecho de saída.

A chaminé, pescoço ou tubo de descida, consiste em um conduto de ligação entre o balão e a superfície, ou seja, o exterior. Convencionalmente é iniciada num furo excêntrico feito na laje de cobertura do balão e indo até a superfície do terreno, onde é fechada por um tampão de ferro fundido (Fig.8.2). A partir da chaminé, o movimento de entrada e saída dos operadores é possibilitado através de uma escada de ligas metálicas inoxidáveis, tipo marinheiro, afixada de degrau em degrau na parede do poço ou, opcionalmente, através de escadas móveis para poços de pequenas profundidades.

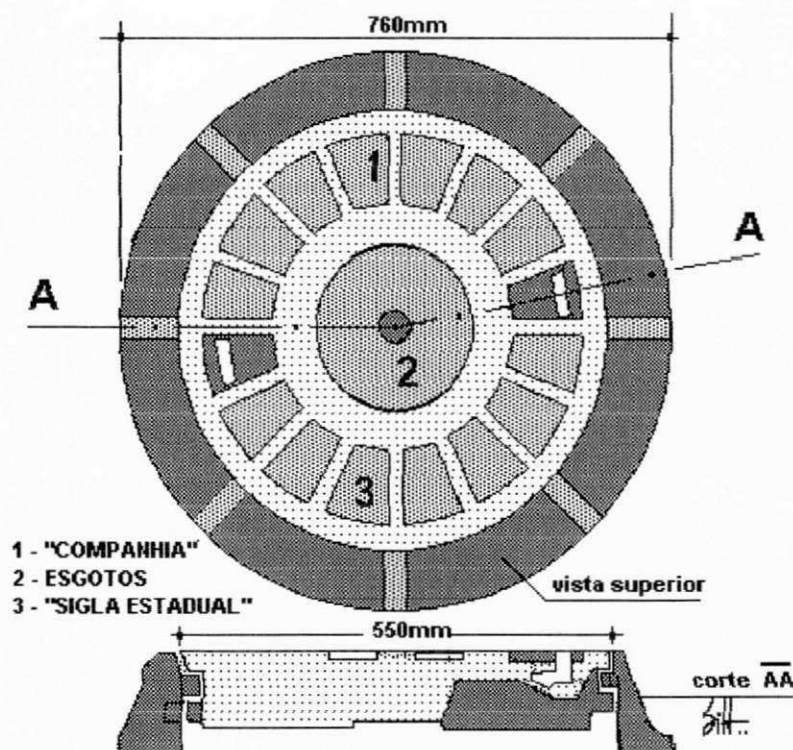
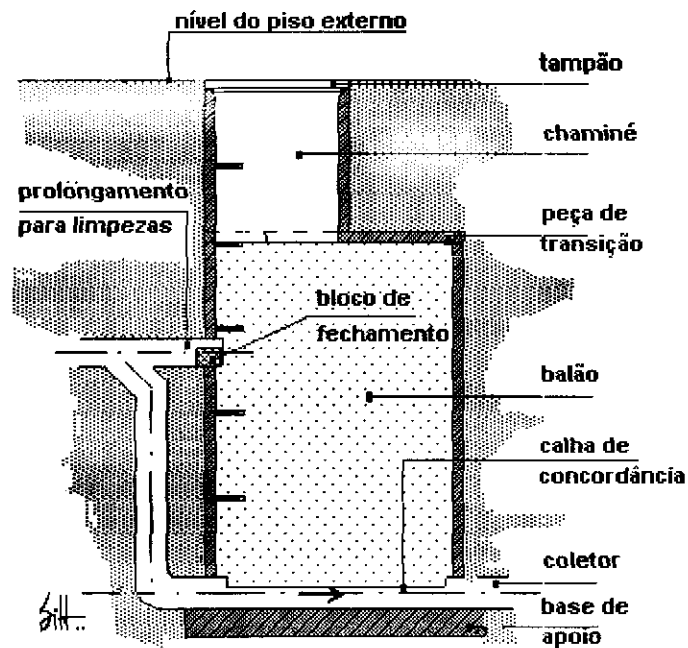


FIG. 8. 2 - Modelo de tampão de f<sup>o</sup>f<sup>o</sup> para poço de visita



No caso de um ou mais trechos de coletores chegarem ao PV acima do nível do fundo são necessários cuidados especiais nesta ligação, a fim de que haja operacionalidade do poço sem constrangimento do operário encarregado de trabalhar no interior do balão. Para desníveis abaixo de 0,50m não são obrigatórias instalações de dispositivos de proteção, considerando-se a quantidade mínima de respingos e a inexistência de erosão provocada pela queda do líquido sobre a calha coletora. Para desníveis a partir de 0,50m faz-se necessária a instalação dos chamados tubos de queda, os quais consistem numa derivação do trecho de montante por um "Te" ou um conjunto formado por "uma junção 45° invertida associada a um Joelho 45°", ao qual será conectado um "toco de tubo" vertical, com comprimento adequado e apoiado em uma curva 90°, que direcionará o fluxo para o interior do PV. Em quaisquer dos dois casos, o bocal livre da junção repousará ligada a face interior da parede do PV, para facilitar o trabalho de eventuais desobstruções no trecho correspondente (Fig.8.3). Para diâmetros de trechos afluentes superiores a 375mm é preferível o emprego de poços de queda como esquematizado na Fig.8.4.



**FIG. 8. 3 - Poço de visita com tubo de queda**

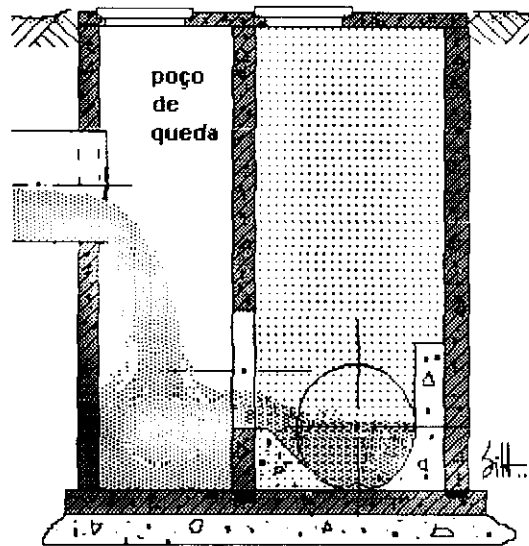


FIG. 8. 4 - Poço de visita com poço de queda

### 7.3. Localização

Convencionalmente são empregados poços de visita:

- nas cabeceiras das redes;
- nas mudanças de direção dos coletores (todo trecho tem que ser reto);
- nas alterações de diâmetro;
- nas alterações de posição e/ou direção da geratriz inferior da tubulação;
- nos desníveis nas calhas;
- nas mudanças de material;
- nos encontros de coletores;
- e em posições intermediárias em coletores com grandes extensões em linha reta, de modo que a distância entre dois PV consecutivos não exceda:
  - 100m p/ tubulações de até 150mm de diâmetro  $d_o$ ;
  - 120m p/ tubulações com  $d_o$  de 200 a 600mm;
  - 150m p/ tubulações com  $d_o$  superiores a 600mm.

Quanto às extensões retas as limitações decorrem do alcance dos equipamentos de desobstrução. As demais recomendações visam a manutenção da continuidade das seções, o que facilita a introdução de equipamentos no interior da tubulação, bem como elimina zonas de remanso ou turbulência no interior das mesmas.

### 7.4. Dimensões

A fim de permitir o movimento vertical de um operador, a chaminé, bem como o tampão, terão um diâmetro mínimo útil de 0,60m. O balão, sempre que possível, deve ter uma altura útil mínima de 2,0 metros, para que o operador maneje, com liberdade de movimentos, os equipamentos de limpeza e desobstrução no interior do mesmo. A chaminé, não deverá ter altura superior a 1,0 m, por recomendações funcionais, operacionais e psicológicas para o operador.

A Tabela 8.1 mostra as dimensões mínimas recomendáveis para chaminé e balão em função da profundidade e do diâmetro  $d_o$  da tubulação de jusante, ou seja, a que

sai do poço de visita.

**Tabela 8.1 - Dimensões Mínimas para Chaminé e Balão de PV (\*)**

Profundidade "h" do PV (m)	Diâmetro "d <sub>o</sub> " da tubulação de jusante (m)	Diâmetro "d <sub>c</sub> " e altura "h <sub>c</sub> " da chaminé (m)	Diâmetro "d <sub>b</sub> " do balão (m)
$h \leq 1,50$	qualquer d <sub>o</sub>	$d_c = 0,60$ e $h_c = h$	$d_b = d_c$
$1,50 < h < 2,50$	$d_o \leq 0,30$ $0,30 < d_o < 0,60$ $d_o \geq 0,60$	$d_c = 0,60$ e $h_c = 0,30$ para quaisquer d <sub>o</sub>	$d_b = 1,00$ $d_b = 1,50$ $d_b = d_o + 1,00$
$h \geq 2,50$	$d_o \leq 0,30$ $0,30 < d_o < 0,60$ $d_o \geq 0,60$	$d_c = 0,60$ e $0,30 \leq h_c \leq 1,00$ para quaisquer d <sub>o</sub>	$d_b = 1,00$ $d_b = 1,50$ $d_b = d_o + 1,00$

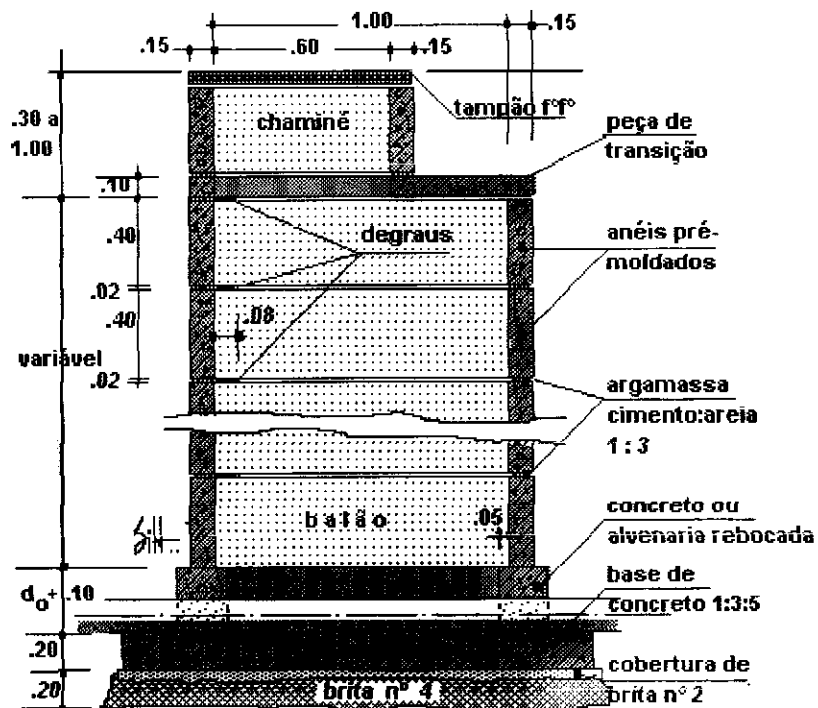
(\*) Considerar que a passagem pela laje de transição e o espaço para assentamento do tampão fazem parte da altura da chaminé, como se pode observar na figura 8.12.

Observar que pela tabela recomenda-se  
para  $d_o \leq 0,30$  @  $d_b = 1,00$ m,  
para  $0,30 < d_o < 0,60$  @  $d_b = 1,50$ m  
e para  $d_o \geq 0,60$  @  $d_b = d_o + 1,00$ m.

## 7.5. Elementos para Especificações

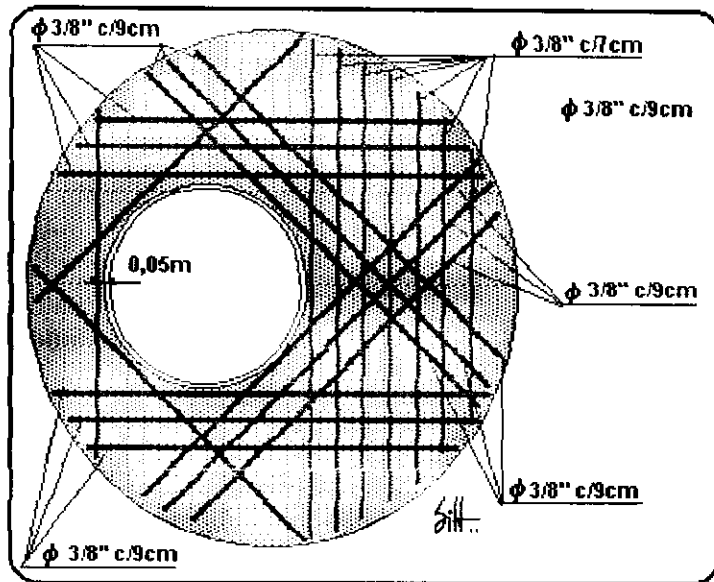
### 7.5.1. Pré-moldados (Figura 8.5)

Os poços de visita executados com anéis pré-moldados de concreto armado são os mais comuns, principalmente para tubulações de saída com até 400mm de diâmetro. São construídos com a superposição vertical dos anéis de altura 0,30m ou 0,40m, sendo que, para o balão, estas peças têm 1,00m de diâmetro e, para a chaminé 0,60m, como dimensões úteis mínimas. A redução do balão para a chaminé é feita por uma laje pré-moldada denominada de peça de transição, servindo também como suporte para a chaminé, com uma abertura excêntrica de 0,60m, que deve ser colocada de maneira tal que o centro de abertura projete-se sobre o eixo do coletor principal que passa pelo poço, para montante (Fig. 8.6.).



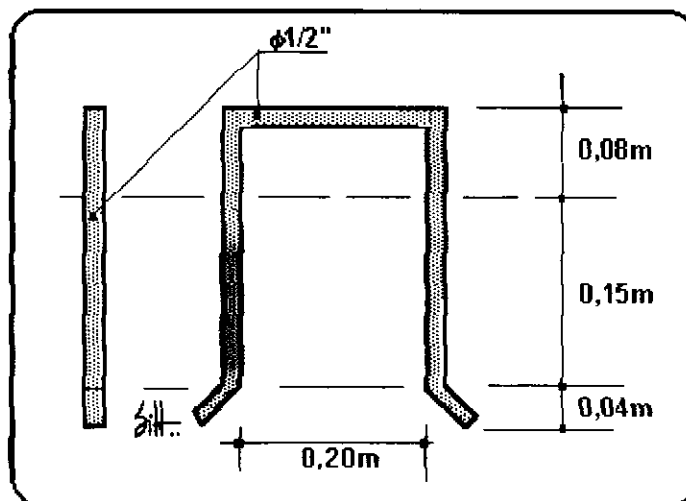
**FIG. 8.5 - Poço de visita em anéis pré-moldados**  
(extensões em metros)

A construção de um PV com anéis pré-moldados inicia-se com o nivelamento da fundação com brita compactada. A seguir é colocada uma camada de concreto simples 1:3:5, denominada de laje de fundo, com uma espessura mínima de 0,20m, sob a calha de saída do trecho de jusante, que será a base de sustentação para toda a estrutura do poço. O primeiro anel ficará apoiado numa parede de concreto ou de alvenaria, numa altura mínima de 0,10m acima da geratriz superior externa de quaisquer dos trechos afluentes, para evitar a quebra desse anel quando da ligação das tubulações ao poço, o que provocaria infiltrações futuras de água e possíveis instabilidades estruturais. O acabamento do piso, no fundo do PV, é dado de modo a resultar numa declividade de 2% em direção a borda das calhas, sendo este enchimento do fundo executado em concreto 1:4:8, para moldagem das calhas.



**FIG. 8. 6 - Peça de transição em concreto armado**

O acesso ao fundo do poço é feito por uma escada tipo marinheiro, vertical, com degraus equiespaçados de 0,30m ou 0,40m e um mínimo útil de 0,15m de largura por 0,08m de altura (Fig.8.7), os quais vão sendo instalados à medida que se vão assentando os anéis, repousando cada degrau entre dois anéis consecutivos. Esses degraus podem ser de ferro galvanizado, mas como este material sofre desgaste corrosivo com o tempo, é preferível degraus em ligas de alumínio ou mesmo o emprego de escadas portáteis, estas mais viáveis para poços de visita com profundidades inferiores a 3,00 metros, em substituição à escada fixa.



**FIG. 8. 7 - Detalhes dos degraus**

A chaminé deve ser executada obedecendo a sistemática similar recomendada para o balão, sendo encimada por um tampão em ferro fundido, padronizado no seu modelo pela concessionária exploradora dos serviços de esgoto da localidade. Na construção da chaminé normalmente são empregado anéis pré-moldados com altura de 0,30m por 0,60m de diâmetro e também anéis de menor altura, 0,15 ou 0,08m,

para sua complementação. É recomendadas a construção de uma chaminé com altura mínima de 0,30m para facilitar a construção ou reposição da pavimentação do leito viário.

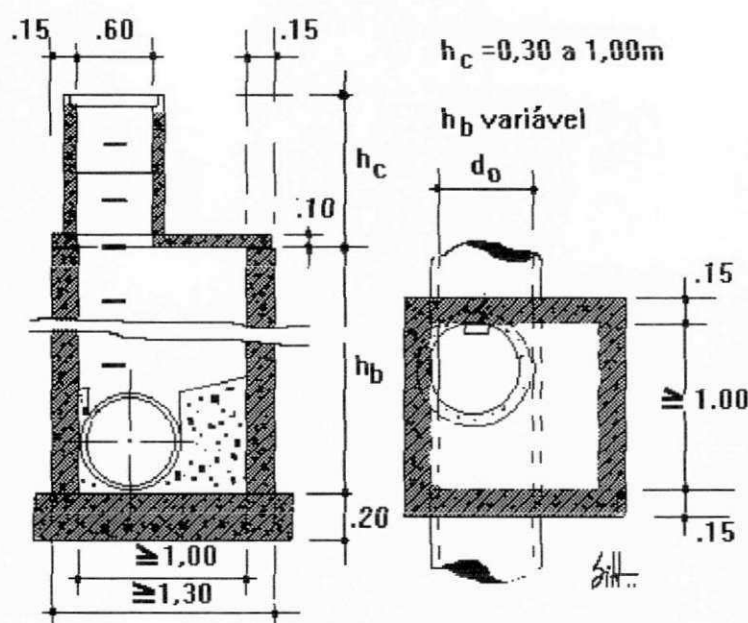
Todas as peças terão obrigatoriamente que se assentarem sobre argamassa de cimento e areia a 1:3 em volume, sendo o excesso retirado e a junta alisada a colher de pedreiro e, para melhor acabamento, suas paredes cimentadas com nata de cimento dosada com impermeabilizante (1:12 na água).

### 7.5.2. Concreto Armado no Local

De ocorrência mais freqüente para canalizações com diâmetro superior a 400mm ou em situações onde não haja condições para obtenção de pré-moldados.

Normalmente apenas o balão é armado no local, em concreto com dosagem mínima de cimento de 300Kg/m<sup>3</sup>, podendo ter seção horizontal circular ou prismática, sendo a chaminé construída com anéis pré-moldados, como citado no item anterior.

Quanto ao acabamento, piso, base, calhas e outros serviços, segue a mesma orientação recomendada para os PVs pré-moldados (Fig.8.8).



**FIG. 8. 8 - Poço de visita em concreto armado no local**

### 7.5.3. Alvenaria (Figura 8.9)

A ocorrência de poços desta natureza decorre, na maioria das vezes, da dificuldade da obtenção de peças pré-moldadas no local da obra, principalmente para confecção de balão, ou mesmo de cimento, implicando, de alguma forma, em estruturas mais viáveis economicamente, em função das circunstâncias. As paredes terão espessura mínima de 0,20m, em tijolos maciços de uma vez, rejuntados e rebocados com argamassa de cimento e areia de 1:3 em volume, dosada com impermeabilizante, alisadas com colher de pedreiro. Externamente as paredes deverão receber uma camada de chapisco e, se necessário, reboco impermeabilizante.



O balão terá seção circular ou prismática, e será encimada por uma laje com abertura excêntrica, em concreto armada pré-moldada ou fundida no local, com espessura mínima de 0,10m, a 300kg de cimento por metro cúbico de concreto.

A chaminé poderá ser executada em anéis pré-moldados, ou também, em alvenaria como o balão, porém com a dimensão mínima de 0,60m de diâmetro por um máximo de 1,00m de altura.

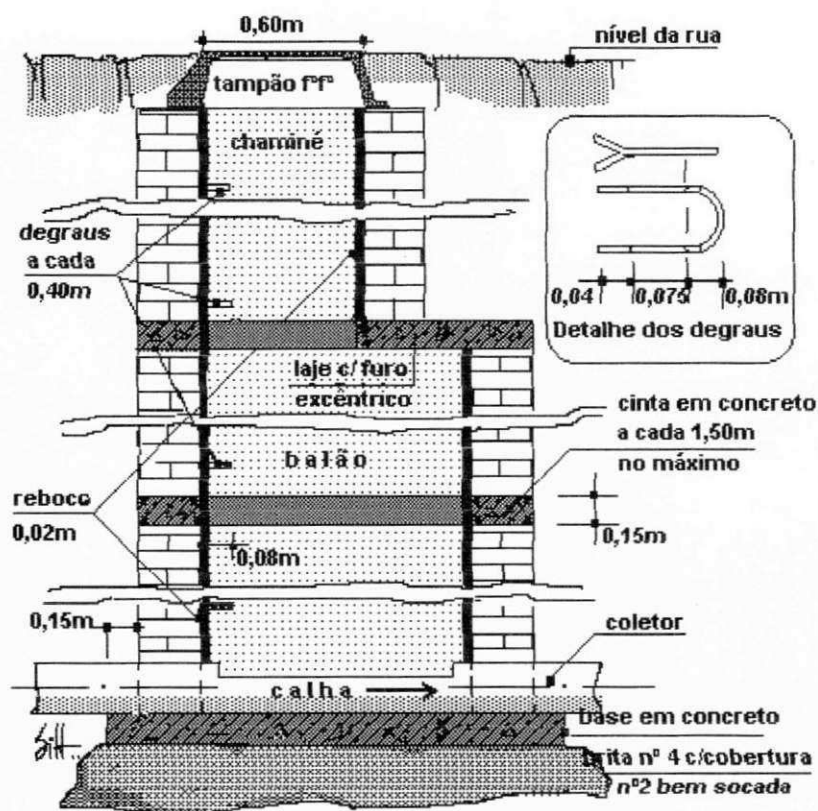


FIG. 8.9 - Poço de visita em alvenaria de tijolos

#### 7.5.4. Outros Materiais

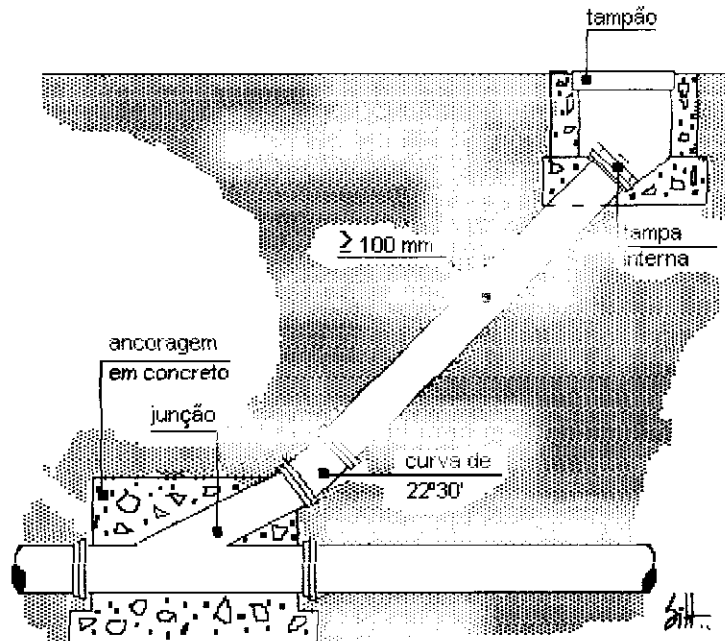
Além dos materiais citados para confecção das paredes da câmara de trabalho, poderá ainda ser utilizada alvenaria de blocos curvos de concreto, tubo de concreto, tubo de fibrocimento, PVC rígido ou poliéster armado com fios de vidro.

### 7.6. Tubulações de Inspeção e Limpeza - TIL

#### 7.6.1. Definição e estrutura

Até 50% dos custos de implantação de uma rede coletora de esgotos sanitários podem ser consumidos na construção de Poços de Visita - PV. Logo a redução destes ou sua substituição por dispositivos alternativos de menores custos de instalação e que permitam as operações de manutenção e inspeção previstas, serão sempre objeto de estudos pelos projetistas. Um destes dispositivos é a denominada Tubulação de Inspeção e Limpeza - TIL.

Os TILs são dispositivos destinados a permitir a inspeção e a limpeza dos trechos a partir da superfície sem que haja contato físico do operador com o coletor de esgotos, ou seja, têm as finalidades principais dos PVs sem que o operador penetre no interior do dispositivo (Fig.8.10).



**FIG. 8. 10 - Corte esquemático de um TIL**

São empregados em trechos retos de pequenos diâmetros ( $d_o$  até 200mm) em substituição aos PVs, constituindo-se, na sua forma mais simples, de uma tubulação inclinada no sentido do escoamento das vazões, no diâmetro de 100mm para trechos de  $d_o = 100\text{mm}$  e 150mm para trechos com dos superiores, conectada à tubulação subterrânea através de uma junção  $45^\circ$  ou com junções mais suavizadas com auxílio de curvas  $22^\circ30'$ , principalmente para coletores mais profundos (recobrimentos superiores a 2,0m). O acesso do TIL é feito através de uma caixa de proteção, geralmente de ferro fundido, fechada com um tampão móvel padronizado de 36Kg. A extremidade superior da tubulação, no fundo da caixa de acesso, deve ser provida de uma tampa para evitar queda de objetos, penetração de animais ou entrada de águas superficiais, quando da retirada inoportuna do tampão.

Os TILs devem estar situados a uma distância máxima de 75m de outro dispositivo similar ou 90m do PV mais próximo. Alguns práticos não recomendam distâncias superiores 35m entre TILs consecutivos ou 45m para o PV mais próximo, no mesmo coletor. Em hipótese alguma um TIL deverá ser empregado em substituição ao PV no encontro de coletores.

Quando um TIL é apenas um prolongamento da extremidade de montante do coletor tem a denominação de *Terminal de Limpeza - TL* (Fig.8.11).

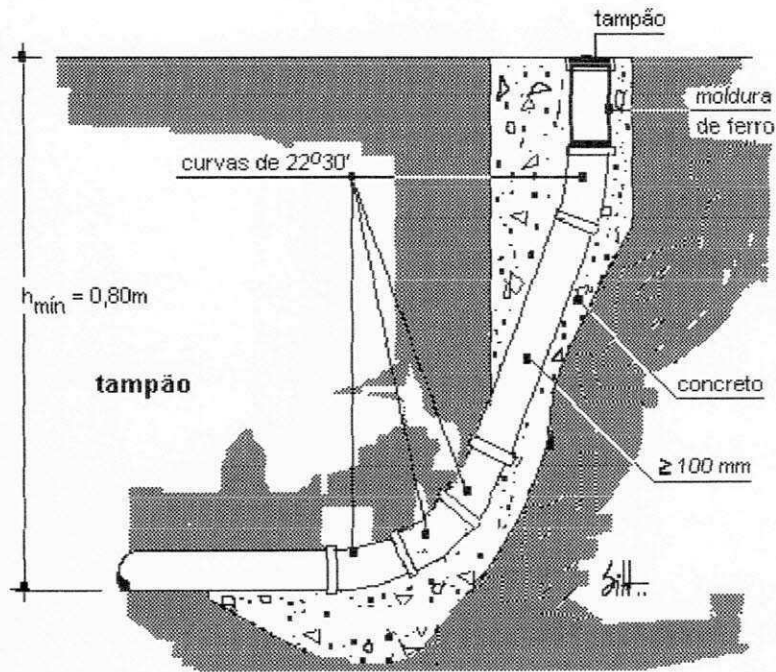


FIG. 8. 11 - Corte esquemático de um TL



TIL Radial Tigre (montado)

### 7.6.2. TIL pré-fabricado

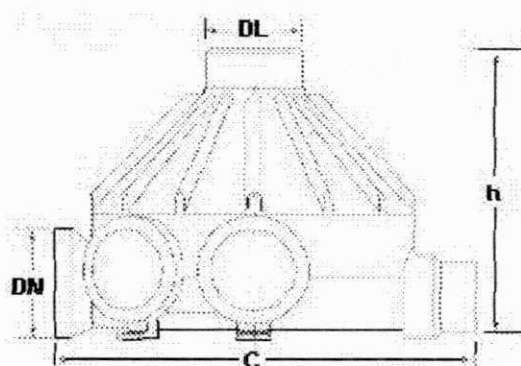
Alguns fabricantes de tubos já disponibilizam no mercado TIL pré-moldados para esgotos de especial interesse para sistemas condominiais, coletores cob passeio ou mesmo na via pública, em trechos de

pequena profundidade com vantagens econômicas consideráveis em relação aos PV convencionais. Um dos modelos que é apresentado a seguir, como exemplo, é o fabricado pela tradicional empresa TIGRE S.A Tubos e Conexões, denominado comercialmente como *TIL Radial Tigre* (Figura ao lado).

É uma peça totalmente auto-portante, dimensionada para suportar os esforços de tráfego para diferentes profundidades de instalação, 100% em Plástico para Esgoto, sem necessidade de revestimento de concreto para estabilidade de sua estrutura. Produzido com materiais plásticos em processo contínuo de rotomoldagem, caracteriza-se construtivamente pela leveza, facilitando o manuseio, transporte e estocagem, e rápida instalação, e funcionalmente pela eficiência do escoamento do esgoto sem interferências e pontos de acúmulo de limo ou sedimentos e com formas e dimensões que facilitam as operações de limpeza, especialmente por hidrojateamento. Com posições de entrada pré-definidas, porém fechadas originalmente, possibilita abertura somente das bolsas que receberão contribuições, permanecendo as demais totalmente fechadas após sua instalação. É produzido nas versões DN150 e DN300, cujas principais dimensões estão indicadas na tabela a seguir.

Uma variação do produto da citada empresa é o *TIL de ligação predial*, fabricado apenas no DN 100, indicado para ligações de ramais prediais aos coletores primários ou auxiliares de um sistema convencional, ou entre trechos de um sistema condominial. Na realidade estas peças têm uma função similar à dos Tê Sanitários numa instalação hidráulica predial, ou seja, melhor direcionar o fluxo de esgotamento, além de facilitar a manutenção e operações de limpeza.

**Tabela das dimensões dos *TIL Radial Tigre***



DN/DL	C (mm)	h (mm)	Massa (kg)
150/200	800	610	16
300/250	1000	980	45

## 8.0 SIFÃO INVERTIDO

### 8.1. Definição

Os coletores de esgotos são projetados para trabalharem com escoamento livre, a profundidades economicamente viáveis e suficientes para não serem afetados estruturalmente por esforços externos e de modo a permitirem o esgotamento das descargas procedentes das ligações prediais. Conforme a condição de escoamento livre, cada trecho de coletor terá que ser projetado para instalação em linha reta.

Eventualmente a seqüência de trechos consecutivos em linha reta continuamente, poderá não ser possível em virtude do surgimento de obstáculos intransponíveis nessas condições, embora haja uma necessidade da continuidade da canalização para jusante.

Diante da impossibilidade da travessia em linha reta da canalização através de um obstáculo qualquer, o escoamento só teria continuidade por meio de um bombeamento por sobre a seção de impedimento ou por sob a mesma seção tendo em vista que a passagem através de sifonamento normal torna-se inviável por vários motivos, principalmente, hidráulicos. Essa canalização rebaixada, passando por baixo do obstácu-lo a ser vencido, é denominada de sifão invertido tendo em vista o perfil inverso desta ao de uma tubulação de sifonamento normal (Fig.9.1). Portanto, por definição, em sistemas de esgotos, sifões invertidos são canalizações rebaixadas, sob pressão, destinadas a travessia sob obstáculos que impeçam a passagem da canalização em linha reta. Sua principal vantagem sobre instalações elevatórias é que os mesmos não reque-rem equipamentos eletromecânicos, o que implicaria em consumo contínuo de energia mecânica.

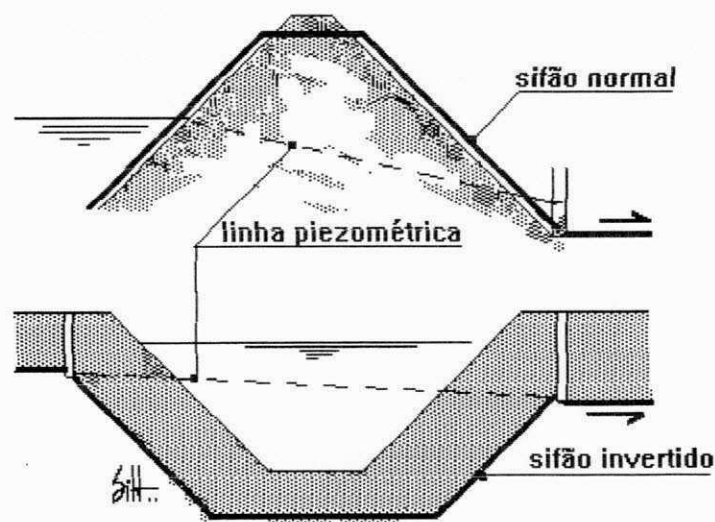


Figura 9.1 - Corte esquemático (perfil) de um sifão invertido

## 8.2. Tipos de Obstáculos

Nas comunidades urbanas, principalmente nas grandes cidades, são freqüente a ocorrência de canais e galerias subterrâneas, linhas férreas, metrô, etc, os quais não poderiam ser deslocados ou alterados em suas cotas. Esses, portanto, são exemplos de obstáculos que em virtude das suas estruturas físicas e funcionais, não podem ser transpassados em sua seção útil. No caso de encontro de condutos de esgoto escoando livremente, com tipos de obstáculos como os citados e diante da necessidade de continuação do escoamento para jusante, a opção freqüentemente mais viável, será fazer com que a linha de esgotamento seja rebaixada para passagem sob a seção impedida, voltando a profundidade normal após vencida horizontalmente a largura do acidente a ser transposto.

## 8.3. Funcionamento Hidráulico

O escoamento do esgoto através do sifão invertido é proporcionado, como na maioria das canalizações de esgotamento, por força da energia gravitacional, porém ao longo do trecho rebaixado o escoamento é forçado, sob pressão maior que a atmosférica local, como se pode observar na Fig. 9.1, exigindo projeto cuidadoso para que sejam reduzidas ao mínimo as possibilidades de sedimentações e obstruções nas seções mais baixas do sifão.

## 8.4. Informações para Projetos Hidráulicos

Deve-se evitar sempre que possível, projetos de sifões invertidos nos sistemas de esgotamento, considerando-se que, além de ser uma obra de encarecimento de implantação do sistema, sua manutenção também onera a operação do mesmo, pois as operações de limpeza e de possíveis desobstruções dos sifões são bem mais complicadas que as comumente realizadas nos coletores. Quando a utilização de sifões invertidos for inevitável, no caso de pequenas variações de vazão, a estrutura completa será composta de, pelo menos, dois condutos paralelos de iguais dimensões, obviamente, para que operem alternadamente, de modo que seja garantida a continuidade de fluxo de vazão. Quando a previsão for de grandes variações de vazão ao longo do plano de projeto ( $Q_{\text{máx}}/Q_{\text{mín}} > 5$ ) o sifão deverá ser projetado com três ou mais condutos para funcionamento simultâneo no fim do plano, nos períodos de vazão máxima.

Um sifão invertido deve ser projetado com duas câmaras visitáveis, uma na entrada e outra na saída, servindo como poços de visita da canalização e como plataformas subterrâneas de manobras para o encaminhamento das vazões, além de evitar refluxos nos diversos ramos do escoamento, através de um sistema composto de vertedouros e comportas. Os condutos normalmente deverão ser executados em concreto armado, aço ou em ferro fundido, confinado por uma proteção de concreto para melhor estabilidade estrutural, evitando-se as curvas acentuadas nas suas trajetórias, sendo seu dimensionamento bastante criterioso no que diz respeito a determinação das perdas de carga, tanto localizadas (entradas, junções, curvas e saídas) como ao longo dos condutos.



Para facilitar as operações de limpeza, os sifões invertidos deverão ser dotados de câmaras de limpeza, que são compartimentos visitáveis conectados aos trechos “horizontais” do sifão através do prolongamento destes trechos, controlado por registros ou comportas. Na maioria das vezes projeta-se apenas uma câmara com este fim, localizado sob a câmara de entrada com acesso pela lateral desta (Fig. 9.2).

Todo dimensionamento hidráulico é realizado considerando-se as velocidades de escoamento e as perdas de cargas localizadas e ao longo das canalizações, com  $n = 0,015$  no caso do emprego da expressão de Manning.

### 8.5. Exemplo Esquemático

A Fig. 9.2 mostra, esquematicamente, um sifão invertido convencional com três condutos paralelos. Observe-se que o piso da *câmara n.º 1* (de entrada) está disposto de modo a encaminhar o fluxo mínimo para o conduto central. Quando a vazão aumenta o líquido começará a extravasar por um dos vertedores laterais para ser transportado pelo trecho vizinho e quando a entrada deste também se afogar, pelo aumento progressivo da vazão, o segundo vertedor começará a extravasar alimentando o terceiro conduto. As saídas na *câmara n.º 2* deverão estar na mesma cota, no mínimo igual a correspondente ao nível máximo do líquido na entrada da canalização de saída desta câmara, acrescida da altura correspondente às perdas de carga hidráulicas internas ocorridas ao longo das calhas, no seu piso. Esse piso será projetado de modo a permitir a reunião das vazões parciais e encaminhá-las a entrada do trecho de jusante.

A limpeza de cada conduto é executada com a abertura da comporta na extremidade do trecho de esgotamento, no poço de limpeza e, se necessário, “lavando-se” a canalização com jatos de água limpa no sentido inverso, através da abertura de saída da mesma, na câmara n.º 2.

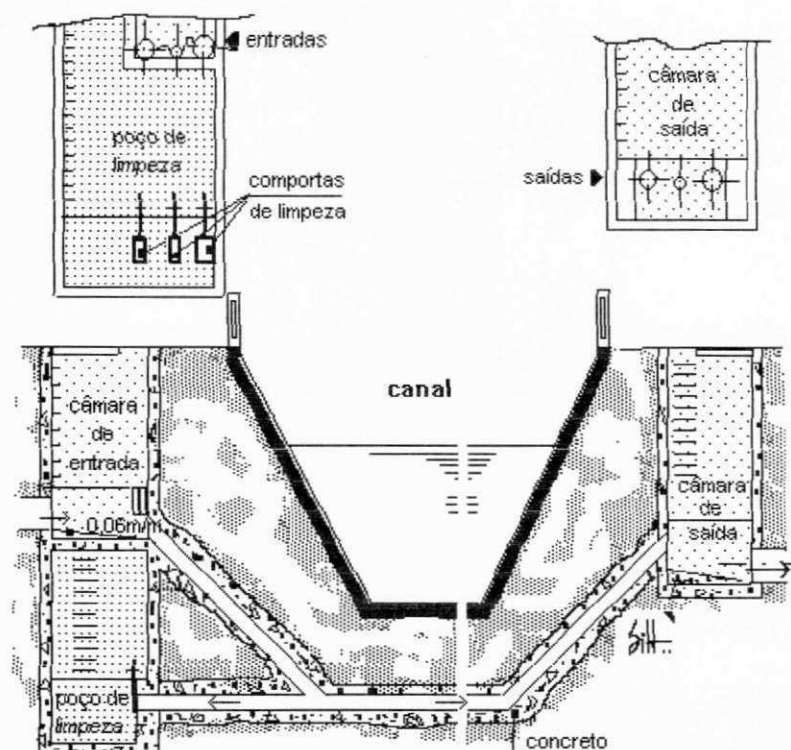


Figura 9.2 - Desenho esquemático de um sifão invertido

OBS.: As perdas de carga entre soleiras de entrada e de saída ao longo do trajeto, no interior das câmaras de entrada ou de saída (desnível da linha piezométrica), poderá ser estimada em torno de 0,006m/m e a velocidade mínima de escoamento nos condutos igual a 0,90m/s

## 9.0 ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS

### 9.1. Introdução

Em algumas situações nos sistemas de esgotos sanitários pode ser que haja necessidade de elevação de vazões de esgotamento. Isto ocorre com relativa frequência em condutos longos exclusivos de transporte dessas vazões. O impulsionamento forçado das vazões torna-se possível através de instalações denominadas de Estações Elevatórias de Esgotos - EEE, as quais se podem definir como "instalações eletromecânicas projetadas, construídas e equipadas de forma a transportar o esgoto de um nível de sucção ou de chegada até o nível de recalque ou de saída, acompanhando as variações afluentes". Este capítulo tratará de um estudo relativo a elevatórias empregadas nos sistemas de esgotos sanitários sendo que, como o tema é muito amplo, seu conteúdo limitar-se-á a descrição de informações compatíveis, com o nível desta publicação e de modo a permitir ao estudante familiarizar-se com o assunto.

## 9.2. Ocorrências

Como as canalizações coletoras e transportadoras de esgoto funcionam como condutos livres, elas devem ser projetadas com uma certa declividade, o que implica em um acréscimo contínuo no caimento, ao longo de cada trecho de canalização, de montante para jusante. Tendo em vista a manutenção de velocidades de escoamento tais que consigam garantir condições de autolimpeza no interior dos condutos, cada trecho será projetado em função de uma declividade mínima. Para que os custos das escavações, para instalação das canalizações, sejam viáveis é necessário que haja uma sintonia entre o sentido do escoamento nos condutos e a declividade natural do terreno, desde que esta seja igual ou superior a mínima exigida para cada trecho projetado, resultando em volumes mínimos a escavar quando da execução das valas.

Porém, nem sempre se tem áreas a esgotar onde a superfície do terreno apresente essas condições e, assim sendo, para que haja condições mínimas de escoamento, a profundidade dos condutos subterrâneos crescerá para jusante, podendo atingir níveis impraticáveis, caso a área de projeto ao longo do desenvolvimento da canalização continue em condições desfavoráveis. Se os condutos atingirem profundidades excessivas, teoricamente acima de 6,0m (na prática, 4,5m), então, devem ser empregadas instalações que transportem as vazões até então recolhidas, para uma cota que permita a construção e operação dos trechos a jusante daquele ponto novamente em condições viáveis tecnicamente. Esta recuperação de cotas é conseguida através de uma elevatória de esgotos. Além da situação descrita pode-se projetar elevatórias para recalques de esgotos produzidos em áreas baixas, para reunião de vazões de bacias diferentes (sistemas distritais), quando da ultrapassagem de divisores de água, na necessidade de lançamentos submersos, nos recalques de lodos nas estações de tratamento e, eventualmente, nas entradas ou entre unidades destas.

Uma elevatória por ser uma instalação eletromecânica consumidora contínua de energia, acondicionada em edifício próprio, constitui-se em uma obra que irá onerar a implantação e a operação do sistema, devendo ser objeto de minuciosos estudos comparativos, para que seu projeto só seja definido quando não houver mais opções técnicas viáveis com a utilização de escoamento por gravidade.

## 9.3. Classificação

As EEE podem ser classificadas de várias maneiras, porém nenhuma delas é satisfatória, como citado por Metcalf e Eddy. Esta classificação pode ser feita em função de sua capacidade ou de sua altura de recalque ou da extensão deste, segundo a fonte de energia, pelo tipo de construção, etc. A PNB-569/75 da ABNT classifica-as da seguinte maneira:

a) quanto as vazões de recalque -  $Q_r$

- pequena:  $Q_r \leq 50$  l/s,
- média:  $50 < Q_r < 500$  l/s,
- grande:  $Q_r \geq 500$  l/s;

b) quanto a altura monométrica - H

- baixa:  $H \leq 10$  m.c.a.,
- média:  $10 < H < 20$  m.c.a.,
- alta:  $H \geq 20$  m.c.a.

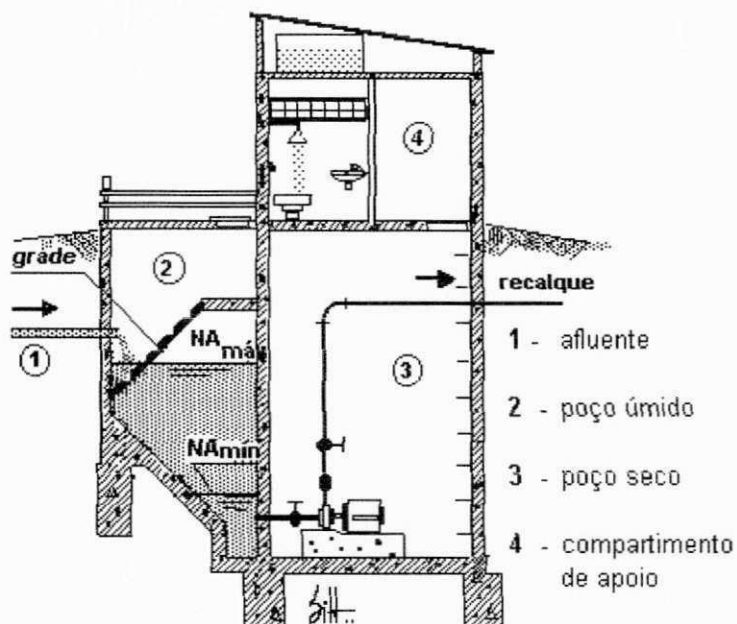
Define ainda como tubulação curta a tubulação de recalque com comprimento de até 10 metros e longa aquela com extensão superior.

#### 9.4. Características Gerais

A Fig.10.1. mostra o corte esquemático de uma pequena elevatória convencional com bombas de eixo horizontal, moldada no local. Vale salientar que as EEE têm suas características definidas a partir da determinação das vazões a elevar, dos equipamentos e seus modelos a serem instalados e do método construtivo.

Tipicamente quando são moldadas no local, são estruturas em concreto armado nas construções subterrâneas e em alvenaria nas externas. Constituem-se de uma câmara de recepção denominada de poço úmido, de detenção ou de coleta, no qual se instalam grades de retenção de material grosseiro ( $d > 2,5\text{cm}$ ) e dispositivos para retirada desse material retido, escadas fixas de acesso, entradas de sucção e extravasores. Também possuem uma câmara de operação denominada de poço seco ou câmara de trabalho, onde estão instalados os equipamentos de impulsão (conjuntos motor-bombas), geradores, válvulas de controle e antigolpe, conexões de continuidade do recalque, exaustores, etc., além de estruturas de circulação de operadores e transporte de máquinas.

Normalmente sobre o poço seco estão as dependências de acomodação dos operadores (instalações sanitárias e escritório) e equipamentos e dispositivos necessários a operação e manutenção das instalações (talhas, ganchos e chaves, quadros elétricos, alarmes e painéis de controle automáticos e manuais), sistemas de ventilação e calefação, drenagem, etc).



**FIG. 10. 1 - Corte esquemático de uma elevatória convencional com bombas de eixo horizontal**

### **9.5. Localização**

Para escolha definitiva da localização de uma EEE deverão ser observados e analisados os seguintes aspectos:

- menor desnível geométrico entre a captação e o fim do recalque e menor extensão deste;
- facilidade de obtenção do terreno;
- proteção natural contra possíveis inundações;
- possibilidades de ampliações futuras;
- facilidades de acesso;
- possibilidades de eventuais descargas de esgotos em galerias ou canais próximos quando de paralisações do sistema elevatório;
- distância das habitações;
- facilidade de obtenção de energia elétrica;
- harmonização da edificação com o ambiente vizinho.

Independente dos pontos citados, o posicionamento das EEE, em geral, decorre do traçado das redes coletoras e canalizações de maior diâmetro equivalente, situando-se nos pontos mais baixos de uma bacia, ou de um distrito de coleta, ou nas proximidades de rios, córregos, praias, etc.

### **9.6. Bombas para Esgotos**

#### 9.6.1. Conceitos

Nas elevatórias de esgotos o tipo de bomba mais freqüente é a centrífuga, com velocidade fixa ou variável, podendo ser de eixo horizontal ou vertical. As verticais podem ser com motor acoplado ou de eixo longo, estas de uso menos freqüente. Também são muito empregados os conjuntos motor-bombas submersíveis (de eixo vertical). Além das bombas centrífugas também são empregadas as bombas helicoidais e os ejetores pneumáticos, com relativa constância. A descrição das principais características e a aplicabilidade desses equipamentos é o que será desenvolvido a seguir.

#### 9.6.2. Bombas Centrífugas

Nas EEE convencionais, as bombas mais empregadas são do tipo de eixo horizontal ou vertical afogadas, de aspiração única instaladas em um poço seco com motores acoplados sobre o piso no caso de eixo horizontal (Fig.10.2) ou sobre a própria bomba quando o eixo é vertical.

As bombas centrífugas são compostas de uma carcaça que molda em seu interior um canal de secção gradualmente crescente para direcionar o líquido bombeado para a saída da bomba com energia de pressão. Este canal é chamado de voluta. Dentro da voluta encontra-se um elemento girante denominado de rotor que recebe energia mecânica através do seu eixo e, pelo princípio da força centrífuga, remete o

líquido aspirado através da sucção, do seu centro para a periferia, na voluta. Diferentemente dos rotores empregados no bombeamento da água limpa, que são do tipo fechado, os de bombas centrífugas para esgotos são do tipo aberto, que permitem o bombeamento de sólidos em suspensão no esgoto, com diâmetros equivalentes a até cinco centímetros. As bombas de eixo vertical com apenas a bomba submersa ou afogada (Fig. 10.3) têm especificação bastante restrita, pois o eixo muito extenso poderá acarretar excentricidades quando do seu funcionamento podendo gerar danos significativos ou até irreparáveis ao conjunto.

Também é freqüente o emprego de conjuntos motor-bombas submersíveis. Esses conjuntos têm a vantagem imediata, do ponto de vista construtivo, de não requererem a construção de um poço seco (Fig. 10.4). Nestes conjuntos a bomba e o motor formam um monobloco que opera dentro da massa líquida a ser elevada. O conjunto pode ser movimentado verticalmente através de uma haste-guia (ou conjunto de hastes) em aço inoxidável que permite o acoplamento automático entre o flange de saída da bomba e o da entrada da tubulação de recalque, apenas pelo seu peso próprio, sem necessidade de aparafusamentos, tornando igualmente singela as operações inversas com emprego de uma talha quando de previsíveis inspeções ou reparos. Os adeptos deste tipo de equipamento, embora de maior custo de aquisição, alegam as seguintes vantagens sobre os conjuntos tradicionais:

- dimensões reduzidas, manutenção simplificada e fácil inspeção;
- dispensa poço e casa de máquinas, pois o conjunto funciona dentro do líquido;
- não requer precaução contra inundações ou preocupações com refrigeração pelo mesmo motivo;
- volume de escavação reduzido e não necessitando de compartimentos para acomodação de operadores.
- Com estas características o conjunto de maior tradição comercialmente é o de origem sueca, da marca FLYGT, que historicamente está no mercado desde 1948, prometendo as seguintes vantagens:
  - componentes padronizados;
  - permitem passagem de sólidos de até doze centímetros de comprimento;
  - podem funcionar a seco;
  - manutenção preventiva apenas semestral e garantia de três anos sem necessidade de lubrificação dos rolamentos de esfera;
  - não necessita de vigilância, pois dispõem de comandos automáticos de partida e de parada de acordo com os níveis do líquido e alarme detectante de avarias.



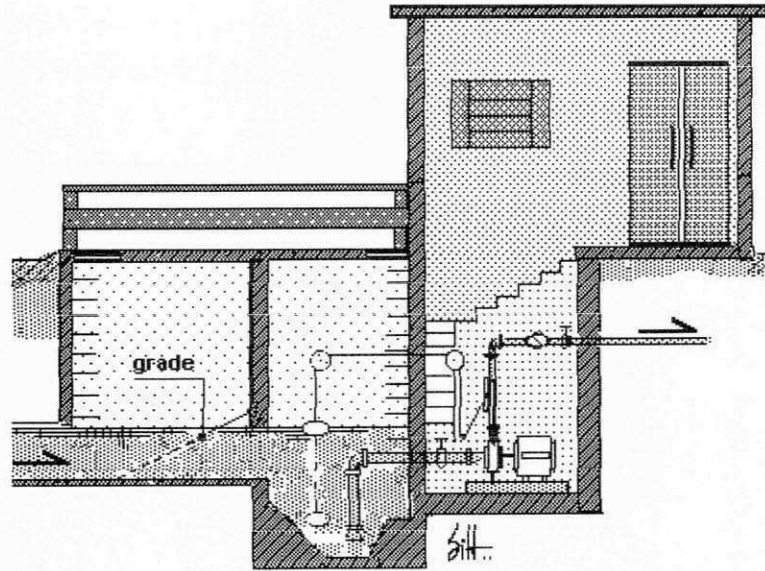


FIG. 10.2 - Elevatória com bombas de eixo horizontal

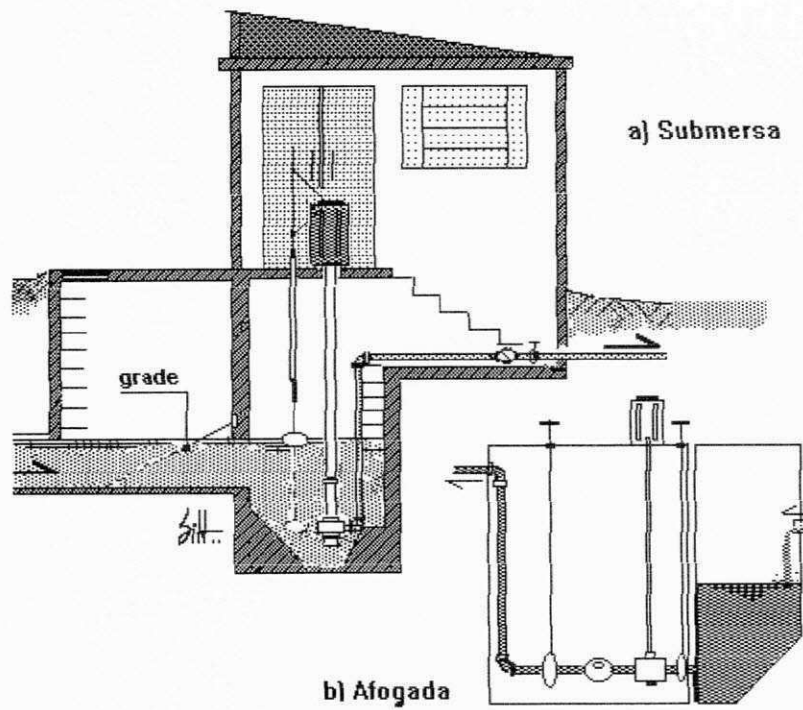


FIG. 10.3 - Elevatórias com bombas de eixo vertical

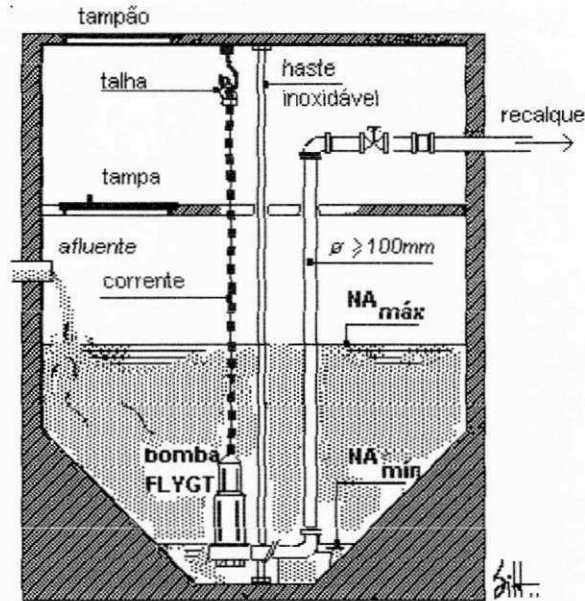


FIG. 10. 4 - Instalação típica para bombas FLYGT  
(Conjunto motor-bomba submerso)

### 9.6.3. Bombas Helicoidais

Também chamadas de bombas parafuso, têm sido tradicionalmente empregadas para recalques de baixa altura e curta extensão (típica para recuperação de cotas ou em projetos de estações de tratamento). Seu princípio de funcionamento mantém-se inalterado desde os tempos de Arquimedes (287-212 a.C.), natural de Siracuse, na Sicília, a quem esta invenção é atribuída, embora o mecanismo já deva ter existido no antigo Egito em formas mais primitivas. O conceito hidráulico básico permanece inalterado ao longo desses dois milênios, embora o desenho mecânico e o método de construção das atuais bombas, evidentemente, sejam bastante diferentes.

Comparando-se com as bombas centrífugas, as helicoidais apresentam uma série de vantagens, a saber:

- baixa velocidade de rotação (até 100rpm) reduzindo problemas de abrasão e custo de manutenção e de fácil operação;
- dispensa utilização de válvulas de gaveta, de retenção, tubulação de sucção e recalque;
- dispensa dispositivo de proteção de montante como caixas de areia e grades;
- apresenta menores ruídos durante o funcionamento e maior durabilidade;
- é praticamente imune às imperícias dos operadores e a danos e paralisações decorrentes de materiais fibrosos tais como trapos, buchas de fiapos, etc;
- trabalha com qualquer vazão, sem necessidade de refrigeração e sem riscos de cavitação;
- apresenta bom rendimento (até 85%) para vazões máximas de dimensionamento de 10 a 3200 l/s.

Por outro lado estas bombas apresentam algumas desvantagens em relação às bombas centrífugas como:

- maior custo das instalações mecânicas;
- maiores espaços horizontais, principalmente em relação as submersíveis;
- pequenas alturas manométricas (2 a 9 metros) em virtude da possibilidade de formação de catenária ao longo do parafuso;
- maior corrente elétrica, principalmente nas partidas;
- necessita de redutor de velocidade.

Essas bombas são constituídas de um parafuso montado dentro de uma calha anti-retorno em aço carbono ou concreto, acoplado a uma unidade motriz externa conectada na extremidade superior e completada com mancais de apoio inferior e superior, bomba de graxa e acessória (Fig.10.5). O parafuso constitui-se de um eixo tubular em aço carbono ao qual estão soldadas as hélices do mesmo material com diâmetro de 0,3 até 3,0m, resistentes a corrosão, que permitirão a elevação do esgoto, assentado com uma inclinação de  $30^{\circ}$  a  $38^{\circ}$ . O mancal superior é constituído de um rolamento axial e um de escora, devidamente dimensionada para suportarem as cargas axiais e radiais que atuam sobre o mesmo, proporcionando-lhe maior vida útil. A lubrificação é feita por meio de graxa fluida. A unidade motriz constitui-se de um motor elétrico, montado sobre uma base metálica, que aciona um redutor de velocidade de rotação através de polias e correias. Por sua vez esse redutor é acoplado ao mancal superior. O mancal inferior é dotado de rolamento autocompressor, vedado hermeticamente contra infiltrações de líquidos, recebendo graxa de forma automática de um lubrificador acionado independentemente.

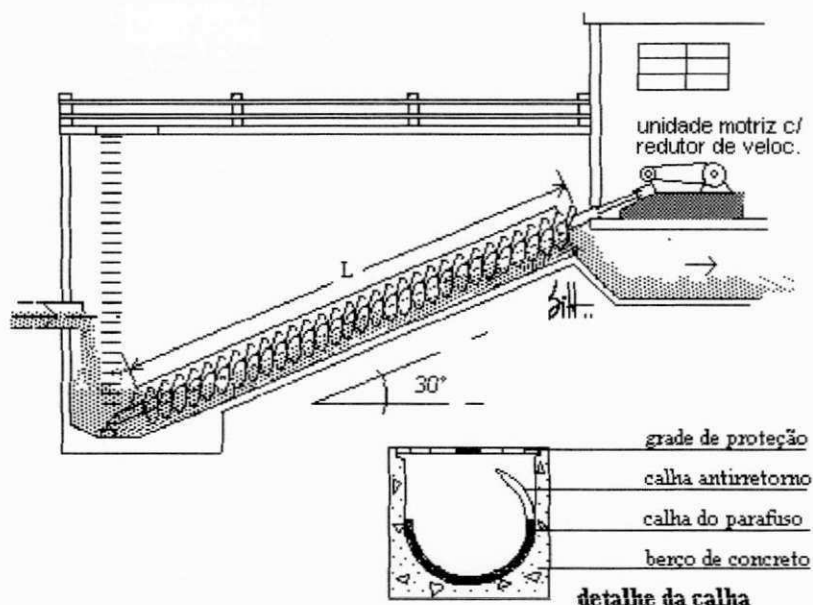


FIG. 10. 5 - Corte esquemático de uma bomba parafuso simples

No Brasil, o mais tradicional fabricante de bombas helicoidais é a Fábrica de Aço Paulista S.A. - FAÇO, cujo diagrama de seleção de seus produtos, apresentado em folheto comercial de 1980, está copiado na Fig.10.6. Deve-se observar que, quanto maior o diâmetro do parafuso menor o número de rotações e maior a vazão bombeada.

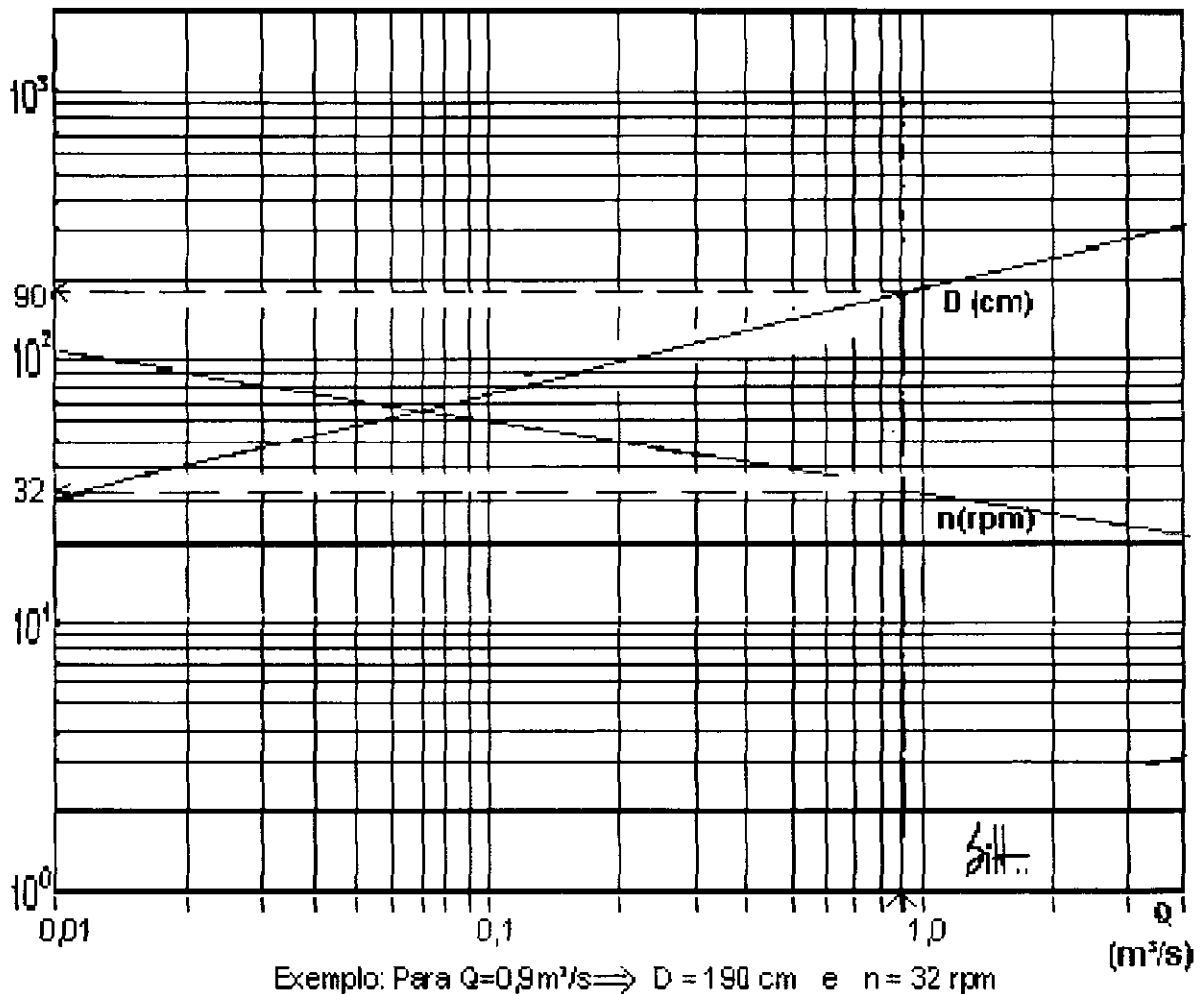


FIG. 10. 6 - Gráfico para seleção de parafusos FAÇO

#### 9.6.4. Ejetores Pneumáticos

Os ejtores pneumáticos são bombas de pequena capacidade (2 a 20 l/s) para emprego em unidades independentes, principalmente para esgotamento de subsolos de edificações que se situam abaixo do nível da rede coletora externa de esgotos. Para melhor entendimento do mecanismo de funcionamento de um ejtor pneumático deve-se observar o corte esquemático mostrado na Fig.10.7. O esgoto líquido penetra através da "válvula  $V_3$ ", enchendo a câmara de recepção T. Quando a água residuárias alcança o nível máximo ( $N_{\text{máx}}$ ) a "válvula  $V_2$ " é aberta através do acionamento provocado pela "bóia C", impulsinando ar comprimido fornecido por um compressor acoplado, forçando o líquido acumulado através da "válvula  $V_4$ " visto que neste movimento a  $V_3$  ficará fechada. Quando o nível mínimo ( $N_{\text{mín}}$ ) é atingido a posição da válvula  $V_2$  inverte-se dando início a um novo ciclo. Cada ciclo dura em média um minuto quando o ejtor trabalha com sua capacidade máxima.

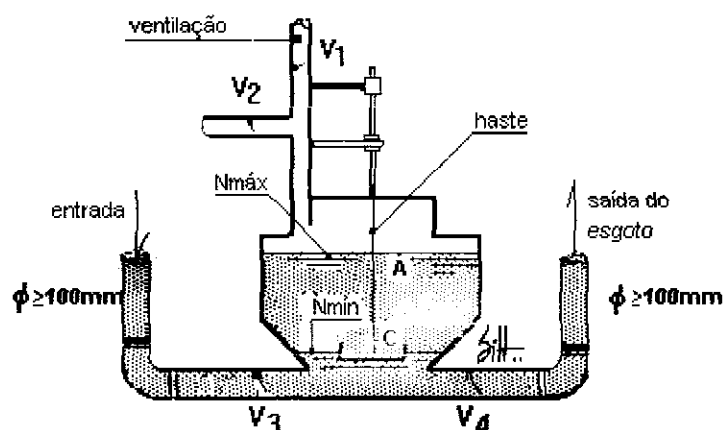


FIG. 10.7 - Corte esquemático de um ejetor pneumático

Ejetores pneumáticos são viáveis para esgotamento de vazões de até 20 l/s (vazões maiores consomem muita energia com baixos rendimentos, inferiores a 15%) e para alturas manométricas de 3 a 15 metros. Compõem-se de câmaras metálicas com entrada e saída em 100mm ou mais, que dispensam poço seco e grades, requerem pouca lubrificação, não expelem maus cheiros (desde que bem ventilados), ocupam pouco espaço e quando da instalação de múltiplas unidades podem ser alimentados por uma única central de ar comprimido.

#### 9.6.5. Seleção de Bombas

Para a definição do conjunto de bombeamento a ser empregado em uma elevatória devem-se ter informações precisas sobre as vazões de projeto e suas variações diárias e ao longo do alcance do plano (em geral 20 anos, com etapas a cada 10), localização da estação, definição das tubulações e as curvas características das bombas e do sistema. Esses dados são essenciais para que sejam definidos os tipos de conjuntos, dimensões e quantidades a serem instalados, bem como as possíveis etapas para ampliação das instalações iniciais do projeto.

Exemplos: grande crescimento das vazões de projeto ao longo do plano implicam em instalações dos conjuntos por etapas; no caso de simples recuperação de cotas ao longo de um coletor possivelmente utilizar-se-ão bombas parafuso; grandes vazões e pequenas alturas deverão requerer bombas de eixo axial; grandes flutuações da vazão indicam bombas com descarga variável; etc.

### **9.7. Noções sobre Motores**

#### 9.7.1. Tipos de motores

Nas instalações hidráulicas motores são máquinas que vão receber uma modalidade de energia, de alguma fonte ou processo, e transformar esta energia de modo a fornecer energia mecânica às bombas. O próprio gás produzido nas estações de tratamento poderá ser uma fonte alternativa de energia. Em sua maioria as bombas para impulsionamento de esgotos sanitários são acionadas por motores movidos a eletricidade, por vários motivos, tais como, baixo custo de operação, manutenção e investimento, além da sua grande versatilidade de adaptação às mais variadas cargas. Não é raro, porém, o emprego de motores alimentados por outras fontes de

energia, como por exemplo, conjuntos de reserva com motores de combustão interna (movidos a gasolina, álcool, gás ou diesel) para que haja garantia de continuidade de funcionamento nos períodos em que ocorram falhas no fornecimento de energia elétrica.

Motores a gasolina, álcool ou gás (ignição por centelha) são menos empregados porque seu princípio de funcionamento é suscetível a maior número de falhas tanto na partida como em funcionamento, além desses tipos de combustíveis implicarem em maiores custos operacionais (mais caros) e, também, em maiores riscos no armazenamento. Motores a diesel (ignição por compressão) são mais frequentemente utilizados para funcionamento nestas situações emergenciais.

*OBS: Ignição é um termo originado do latim ignire, 'incendiar', que significa estado dos corpos em combustão, enquanto que Cilindrado é um termo derivado do latim cylindru, e que define a capacidade máxima de admissão de gás pelo conjunto de cilindros, que são órgãos fixos em um motor de explosão, no interior dos quais se desloca um êmbolo e onde se realiza a combustão da mistura e a subsequente expansão dos gases, produzindo o funcionamento dos motores a explosão.*

A ignição espontânea utilizada pelos motores a diesel, que proporciona menores riscos de falhas e gastos mais reduzidos com combustível, a maior durabilidade, a resistência e a grande capacidade à média e baixa rotação, são vantagens significativas do motor diesel sobre o a gasolina. Por outro lado os motores a diesel são mais caros e bem mais pesados que os a gasolina de cilindradas equivalentes, pois aqueles funcionam com pressões consideravelmente maiores necessitando, portanto, estruturas próprias mais reforçadas. Comparativamente os motores diesel são mais vantajosos.

### 9.7.2. Motores elétricos

Um estudo básico dos motores elétricos envolve além de bons conhecimentos sobre eletricidade (energia e potência, fatores de potência e de serviço, corrente nominal, etc.) informações de tipos, características construtivas e partes componentes de tais máquinas comerciais existentes e conhecimentos fundamentais sobre velocidade síncrona, escorregamento, conjugados (na Física é a denominação dada a um sistema de duas forças paralelas de suportes distintos, com sentidos opostos, e que atuam sobre um corpo; torque), rendimentos mecânicos, etc. Em razão da complexidade do assunto não é objetivo deste texto um estudo detalhado sobre motores elétricos e sim descrever apenas conhecimentos elementares sobre os mesmos, principalmente sobre terminologia, conceitos, funcionamento e empregos.

Os motores elétricos podem ser de dois tipos: de corrente contínua e de corrente alternada. Os de corrente contínua são raramente utilizados, pois inicialmente necessitariam de um dispositivo de retificação de corrente, visto que normalmente a energia elétrica é fornecida em corrente alternada. Além disso são de custo mais elevado. Seu uso fica restrito a situações muitas especiais, como por exemplo, em casos de funcionamentos com velocidades constantes ou variáveis apenas entre intervalos de bombeamentos com o controle rigoroso destas flutuações executado através de um reostato (resistores variáveis, utilizados, em geral para limitar corrente em circuitos ou dissipar energia). Têm conjugado de partida (torque) elevado, sendo



os tipos Shunt os empregados nestas condições.

Os motores de corrente alternada são usualmente utilizados para o acionamento de bombas hidráulicas. Pertencem a uma das seguintes categorias:

- motor síncrono polifásico;
- motor assíncrono (ou de indução) polifásico nas especificações com *rotor de gaiola* e com *rotor bobinado*.

*Corrente elétrica polifásico é a corrente composta, produzida por um gerador onde se formam, simultaneamente, "n" tensões alternadas senoidais que guardam entre si uma diferença de fase constante e igual a  $360^\circ/n$ .*

### 9.7.3. Motores síncronos

O motor síncrono tem a velocidade de rotação do eixo (em geral expressa em número de rotações por minuto - rpm) denominada de velocidade de sincronismo "N", rigorosamente constante, tanto no vazio como em carga, desde que seja constante a frequência da alimentação, e definida em função dos valores de frequência da corrente e da quantidade de pólos do motor, de conformidade com a seguinte expressão:

$$N_s = ( 120 f / p ) \quad \text{Eq. 10.1}$$

sendo:

**N<sub>s</sub>** - número de rotações por minuto (normalmente de 500 a 1200rpm);

**f** - frequência da corrente em Hertz (Heinrich Hertz, físico alemão, 1857-1894):  
no Brasil = 60Hz;

**p** - número de pólos (em geral 6 a 14).

O princípio básico de funcionamento consiste na interação de dois campos magnéticos, um girante produzido no estator pela corrente alternada e um outro fixo gerado no rotor que, no seu funcionamento, é atraído continuamente pelo campo do estator.

A estrutura e o mecanismo de operação dos motores síncronos são relativamente complicados e para o seu funcionamento há necessidade de uma fonte suplementar de energia em corrente contínua, destinada à alimentação dos enrolamentos do rotor. Isto é obtido através de uma excitatriz (pequena máquina elétrica destinada a produzir a corrente necessária à alimentação dos enrolamentos indutores de uma máquina principal) acionada, freqüentemente, pelo mesmo eixo do motor. Sua potência deve ser tal que possa vencer as perdas a vazio (perdas mecânicas, por excitação e no ferro). Normalmente tem um valor entre 5 e 10% da potência do motor síncrono. Esta é a principal e suficiente condição para que os motores síncronos tenham sua utilização muito restrita.

Motores síncronos só são viáveis para grandes instalações, geralmente quando a potência das bombas ultrapassa de 500HP e as velocidades necessitam ser baixas (até 1800rpm). Nestes casos, em razão de sua maior eficiência, o dispêndio com a energia elétrica passa a ser significativo na economia global do sistema, considerando que os assíncronos têm fator de potência muito baixo. O custo inicial,

entretanto, é elevado e a fabricação ainda restrita em nosso país. Não são motores adequados para elevatórias comuns de esgotos sanitários.

De um modo geral pode-se relacionar que este tipo de motor tem as seguintes desvantagens:

- necessita instalação de chaves especiais (compensadoras) para sua partida;
- não tem arranque próprio necessitando, pois, de equipamentos especiais, normalmente
- um motor de indução tipo gaiola, para alcançar a rotação síncrona;
- pode sair de sincronismo (a condição básica de sua opção) por perturbações no sistema (excesso de carga, por exemplo);
- para proteção de sua integridade precisa de dispositivos especiais que o pare automaticamente no caso de saída de sincronismo;
- tem conjugado (= medida do esforço para giro do eixo; torque) de partida baixo;
- criteriosa e difícil operação.

#### 9.7.4. Motores assíncronos

Nos motores assíncronos, também denominados de indução, a velocidade de rotação é ligeiramente variável, não coincidindo exatamente com a velocidade de sincronismo já referida. Em função da carga mecânica aplicada, há uma ligeira redução na rotação, da ordem de 3 a 5%, que é conhecida por escorregamento. Exemplo: 1200rpm síncrono corresponde 1170rpm de indução. A preferência por estes motores deve-se ao fato de os mesmos possuírem várias vantagens, tais como, construção simples, vida útil longa, flexibilidade de manobras e manutenção, partida sozinho mesmo em carga, etc.

Basicamente são motores trifásicos compostos de um estator ou indutor fixo e um rotor ou induzido. O estator compõe-se de um núcleo de chapas magnéticas tratadas termicamente para redução das perdas, das bobinas e da estrutura de suporte denominada de carcaça, em geral construída em ferro laminado, resistente a corrosão, com ranhuras na superfície interna onde estão alojadas as bobinas (do francês bobine que significa agrupamento de espiras) normalmente constituídas de fios de cobre esmaltado revestidos com verniz à base de poliéster em forma de espiras (do grego speira, parte elementar de um enrolamento), enquanto que o rotor é composto de um eixo para transmissão da potência mecânica desenvolvida, do enrolamento e também de um núcleo de chapas magnéticas de baixa perda. Nestes motores o enrolamento do rotor não possui ligação elétrica direta com a linha de alimentação. As correntes internas são geradas por indução eletromagnética, daí o nome de motor de indução.

Externamente a carcaça e as tampas em ferro fundido são providas de aletas ou ranhuras as mais profundas possíveis, para que se obtenha uma maior superfície de dissipação de calor para o ambiente em volta e proporcionar alta resistência mecânica. Seu princípio básico de funcionamento está no fato de haver uma indução de um campo girante no estator, gerado pela passagem da corrente, normalmente trifásica, nas bobinas curto-circuitadas em torno de um eixo, alimentadas por um sistema de compensadores automáticos. Esta indução gera uma força eletromotriz

nas espiras do rotor, implicando automaticamente no aparecimento de um campo reagente para cada espira, que tende a anular os efeitos do campo de origem, pois em eletricidade correntes induzidas tendem a se opor à causa que as originou. Esta reação faz com que o rotor seja atraído pelo campo girante, tendendo a se igualar em módulo a mesma velocidade do campo do estator para neutralização dos efeitos do campo do estator.

Logicamente, a medida que o rotor é atraído pelo campo do estator a variação do campo reagente vai-se reduzindo, diminuindo progressivamente a força de atração, fazendo com que a velocidade de rotação do rotor também seja amortecida. Com este amortecimento novamente ocorrerá um aumento da força de atração e o ciclo repete-se. Evidentemente se o rotor alcançasse a velocidade do campo girante não haveria geração de corrente induzida e, conseqüentemente, desapareceria o efeito magnético que faz o motor funcionar.

Observar, também, que da maior ou menor quantidade de espiras dependerá a intensidade da força de atração gerada.

#### **9.7.5. Rotores**

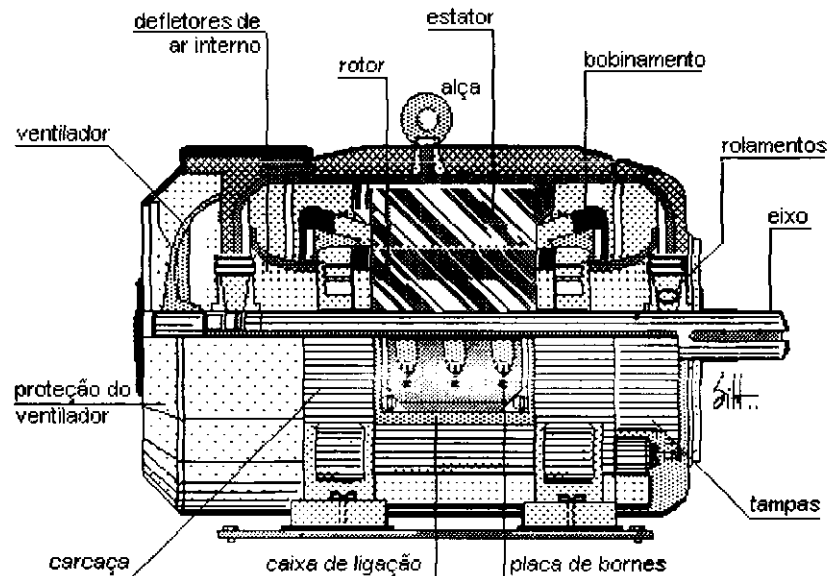
Os rotores dos motores assíncronos são constituídos por conjuntos de condutores colocados em pacotes de lâminas de ferro com espessura de 0,5mm cada lâmina, isolada entre si por uma camada superficial de óxido de ferro e providas de furos que fornecem ranhuras ou canais nos quais os condutores são colocados. Em geral possuem de 3 a 5 canais por pólo e por fase. Nos motores de grande potência empregam-se múltiplos pacotes com espessuras de 10cm cada, para melhor refrigeração interna e redução do aquecimento de todo o equipamento.

O rotor ou induzido pode ser de dois tipos: bobinado ou em anéis e de gaiola ou em curto-circuito. Quando em cada ranhura são colocadas barras e estas barras são soldadas em suas extremidades a um anel de cobre, conectando-as em curto entre si, tem-se o rotor de gaiola. Neste caso o rotor não possui número de pólos próprios, mas o número do estator induzido por este. Estes anéis podem ser providos de aletas externas que substituem o ventilador, principalmente nos de pequena potência. Isto é um dos motivos de que os motores com rotor em curto-circuito serem mais compactos e de operação mais simples. Nos grandes motores a excessiva quantidade de calor gerada fica além da capacidade de dissipação pelas paredes, havendo necessidade de uma ventilação forçada obtida com ventiladores internos, implicando em acréscimo nas dimensões da máquina e seu encarecimento.

O motor de indução com rotor de gaiola é o tipo de uso mais corrente nas pequenas e médias instalações de bombeamento. O rotor não possui nenhum enrolamento, não existindo contato elétrico do induzido com o exterior. O rendimento ( $\eta_m$ ) é elevado. A partida é feita utilizando-se chaves elétricas apropriadas, pois há uma necessidade de uma corrente cinco, sete e até dez vezes superior a de plena carga, o que é um sério inconveniente no momento de partida, exigindo dispositivos especiais para redução deste problema. As instalações de bombeamento com potências inferiores a 10HP utilizam quase que exclusivamente motores desse tipo.

O bobinado é composto de um núcleo em ferro laminado onde se fixa o enrolamento

semelhante ao do estator, com mesmo número de pólos. Também denominado de rotor em anéis, visto que as extremidades (três) do enrolamento são unidas a três anéis fixados no eixo permitindo a introdução de resistências em série com as três fases do enrolamento na partida e a colocar em curto os terminais citados quando em funcionamento. Nestes o inconveniente da alta absorção de corrente no arranque é atenuado com emprego de um reostato de partida, apresentando, por este motivo, conjugados elevados com corrente reduzida no arranque. Podem ser usados para acionamento de bombas centrífugas e de êmbolo.



**Figura 10. 8 - Esquema de um motor elétrico**

Os motores de indução com rotor bobinado têm aplicação recomendada quando se tem um conjugado de partida elevado durante toda a fase inicial de movimentação. Não há necessidade de chaves especiais para a partida. Têm sido utilizados com maior freqüência, principalmente quando há necessidade de partidas com carga, em instalações onde as bombas exigem motores acima de 50HP, embora os motores assíncronos com rotor de gaiola sejam também fabricados para potências maiores, para emprego em situações onde as partidas sejam sem carga ou com carga reduzida. Seu custo é bem maior que os motores assíncronos com rotor de gaiola, requerem maiores cuidados de manutenção e têm pior rendimento. São mais indicados para bombeamento com velocidade variável.

#### 9.7.6. Potências

A potência de placa do motor (potência mecânica que o motor fornece ao seu eixo) deverá ser suficiente para cobrir o valor da potência absorvida pela bomba. Convém, entretanto, que seja ligeiramente superior, pois a bomba poderá eventualmente funcionar com vazão maior do que a prevista, como por exemplo, tubulação nova que admite escoamento maior devido a perda da carga ser menor que a calculada ou tubulação descarregando em cota inferior a prevista, e exigir uma potência maior em seu eixo.

Como o motor também consome potência na transformação de energia elétrica em mecânica, alguns autores classificam como potência nominal ou de saída a potência

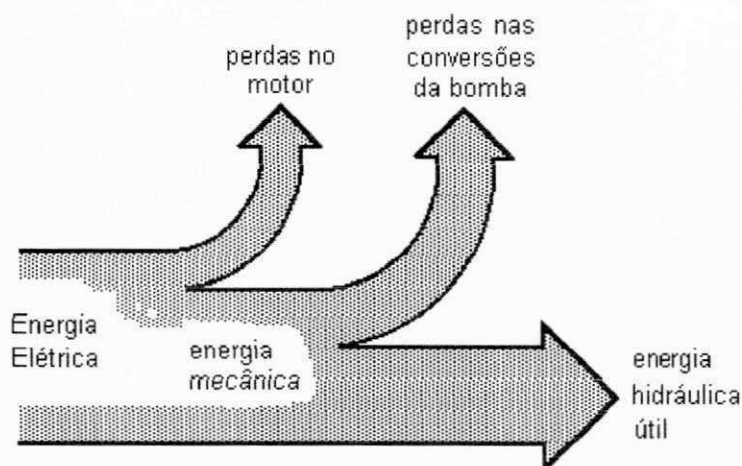
no eixo do motor e de potência de entrada a potência absorvida pelo motor. A relação entre a potência nominal e a potência de entrada é o rendimento do motor,  $\eta_m$ . Este rendimento depende das perdas no estator, no rotor e nos circuitos internos e, também, das perdas mecânicas (Figura 10.9).

A potência  $P$  consumida pelo conjunto motor-bomba (potência de entrada) expressa em quilowatt (KW) é dada pela expressão:

$$P = 0,736 \cdot g \cdot Q_b \cdot H / (75 \cdot h_b \cdot h_m), \quad \text{Eq.10.2}$$

onde " $h_b \cdot h_m$ " é denominado de rendimento " $h$ " do conjunto.

Freqüentemente a potência nominal é expressa em cavalos-vapor (CV) ou em "horse-power" (HP), sendo  $1CV = 0,986HP = 0,7355KW$  (Ver Anexo A2).



**Figura 10. 9 - Esquema das demandas de energia nos conjuntos**

#### 9.7.7. Comentários

As EEE de pequeno porte funcionam com tensão de 380 a 460V com 60Hz de freqüência. Nas de grande porte as voltagens chegam a valores superiores a 4000V (nestes casos com equipamentos auxiliares de menores voltagens, em geral até 380V). A grande maioria das elevatórias não requer voltagens superiores a 760V.

A grande maioria dos motores é fornecida com terminais de enrolamento ditos religáveis, por exemplo ligações série-paralela, estrela-triângulo ou tripla tensão, possibilitando o funcionamento em redes com tensões diferentes. Os motores devem ser capazes de funcionar satisfatoriamente quando alimentados com tensões de até 10% de variação em torno da sua tensão nominal, não havendo variação de freqüência. Também devem funcionar satisfatoriamente com variações de freqüência de até 5% em torno da sua freqüência nominal sem variação da tensão. No caso de variações na tensão e na freqüência simultaneamente a soma destas variações não deve ultrapassar 10% do valor nominal da freqüência.

Por exemplo, um acréscimo na freqüência implicaria em redução no conjugado e na corrente de partida e aumento na velocidade nominal, enquanto que a potência do motor e a corrente nominal continuariam inalteradas. No caso de uma variação



positiva na tensão implicaria em acréscimos na potência do motor e na corrente e velocidade nominais, enquanto que não haveria alterações sensíveis nos conjugados e na corrente de partida. Define-se corrente nominal como a amperagem que o motor absorve da rede quando em funcionamento na potência, tensão e frequências nominais.

Todo motor deve vir com uma placa onde estão indicados seus dados baseados nos quais poderá ser feita sua aquisição. Em geral estes dados são os seguintes:

- Fabricante; Tipo; Modelo e número de fabricação;
- Potência nominal; Número de fases; Tensão nominal;
- Tipo de corrente e intensidade nominal; Frequência;
- Velocidade de rotação; Regime de trabalho;
- Classe de isolamento; Código; Fator de serviço.

## **9.8. Projeto de Elevatórias**

### 9.8.1. Informações Básicas

No estudo para elaboração de um projeto de uma EEE são necessários os conhecimentos dos seguintes parâmetros básicos:

- vazões de projeto (mínimas, médias e máximas, iniciais e finais de projeto);
- hidrogramas de chegada;
- dados geométricos e físicos dos canais afluentes, sucção, dimensões, material, cotas, lâmina líquida, etc.

De posse destas informações o projetista define o local da construção a partir de inspeção da área, verifica os níveis de inundação, acesso e a infra-estrutura pública existente (ruas, canais, rede de energia, etc) e promove os levantamentos topográficos e as sondagens preliminares.

### 9.8.2. Pré-dimensionamento

O passo seguinte será a definição preliminar das instalações dentro das limitações que seguem:

- pré-dimensionamento do poço de sucção (diferença entre os níveis máximo e mínimo úteis e com bombas afogadas) com uma submergência mínima para que seja evitada a formação de vórtices na entrada da sucção;
- pré-seleção dos conjuntos elevatórios (velocidade mínima de 0,60m/s para impedir sedimentações indesejáveis e velocidades máximas de 1,5m/s na sucção e 2,5m/s no recalque);
- definição do número de conjuntos elevatórios incluindo os de reserva (rotação de 500 a 1200rpm, ou até 1800rpm para vazões de até 0,05m<sup>3</sup>/s, devidamente justificada);
- determinação do sistema de medição das vazões afluentes.



### 9.8.3. Unidades Preliminares

Essencial para o funcionamento efetivo de elevação dos esgotos, principalmente quando se empregam bombas centrífugas, é o gradeamento e, menos freqüentemente, uma outra unidade pode ser necessária que seria uma caixa de areia logo após o gradeamento, dependendo do tipo e teor dos sólidos sedimentáveis no volume a bombear. Sólidos que poderão ser prejudiciais ao bombeamento deverão ser retirados previamente antes que alcancem a entrada de sucção. Em pequenas EEE poderá ser utilizado o gradeamento tipo cesta, como mostrado na Fig.10.1, com retirada manual. Em elevatórias maiores são instaladas grades com remoção e trituração mecânicas. A velocidade pela grade deverá estar entre 0,6 e 1,0m/s ou até 1,4m/s, devidamente justificada.

No caso da remoção mecânica as grades sempre estarão assentadas com inclinação de 70o a 90o e na manual 45o a 70o, com espaçamento máximo entre barras de 2,5cm e com perdas mínimas de 0,15m nas manuais e 0,10m nas mecânicas (Fig.10.10). Em algumas situações uma grade preliminar, com separações entre barras de 10cm, será de efetiva utilidade na retenção de corpos sólidos de maiores dimensões tais como animais mortos, garrafas, etc.

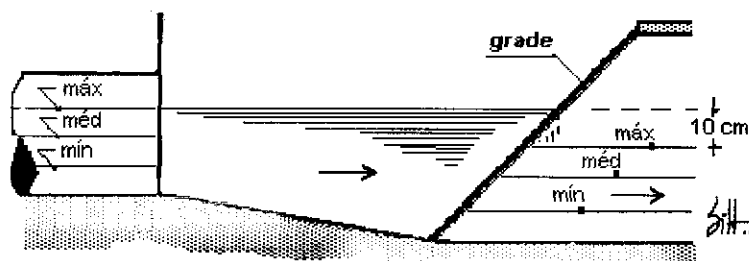


FIG. 10. 10 - Perfil esquemático das instalações de uma grade

Areia e outros minerais pesados tais como entulhos, seixos, partículas metálicas, carvão, etc) deverão ser retidos em unidades posteriores às grades, chamadas de caixas de areia. Estes materiais devem ser removidos para proteção das bombas, tubulações e peças especiais, contra a abrasão e também evitar depósitos de materiais inertes em unidades posteriores, principalmente na estação de tratamento.

O princípio de funcionamento consiste em fazer passar a corrente líquida por sobre um depósito numa velocidade tal que as partículas pesadas (areia e outros sedimentos) fiquem retidas, enquanto que as mais leves (material orgânico e flutuante) sigam junto com o esgoto nadante (Fig.10.11). A velocidade do escoamento pela caixa deve ser da ordem de 0,30m/s. Velocidades inferiores a 0,15m/s provocam sedimentação indesejada de matéria orgânica e acima de 0,40m/s permitem a passagem de partículas arenosas. O material retido é retirado periodicamente por processos manuais em pequenas estações ou mecanicamente nas estações de maior porte. Para melhor embasamento sobre grades e caixas de areia pesquisar bibliografia sobre estações de tratamento de esgotos.

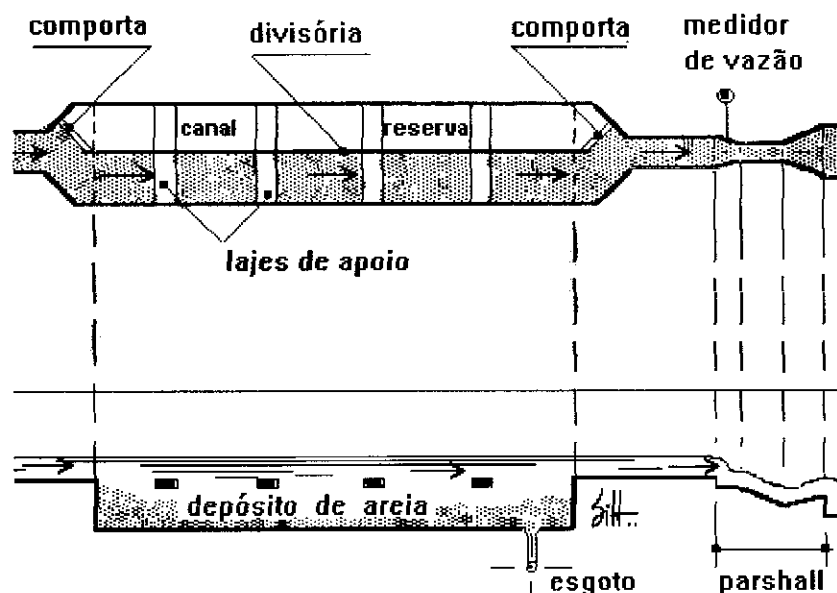


FIG. 10. 11 - Esquema de instalação de uma caixa de areia

#### 9.8.4. Poço Úmido

##### 9.8.4.1. Considerações para Projetos

Diante da realidade que é a variação das vazões afluentes a uma elevatória de esgotos, não havendo portanto a possibilidade de bombeamento contínuo a vazão constante, torna-se imprescindível a construção de um tanque armazenador de esgotos para permitir o funcionamento adequado das bombas, notadamente nos casos de bombas centrífugas. Esta câmara de detenção do volume afluente é denominada de poço úmido, poço de sucção ou câmara de aspiração. É conveniente que essa câmara seja dividida em pelo menos dois compartimentos com entradas independentes, de modo a tornar a operação da unidade mais flexível, facilitando serviços de limpeza e reparos. Para efeito de ampliação da capacidade de armazenamento do poço úmido, opcionalmente os compartimentos poderão ser intercomunicáveis através de comportas.

Quando for prevista instalação de novos conjuntos ao longo do plano dimensiona-se a arquitetura do poço úmido com base nesta previsão e com a locação exata das futuras unidades de sucção. A Fig. 10.12 mostra um exemplo onde se observa o espaço recomendado para instalação de uma terceira sucção a qual está prevista em uma posição tal que não crie zonas mortas, que prejudicariam o funcionamento inicial do projeto. O futuro conjunto deverá estar em uma posição intermediária entre os dois primeiros (estes para funcionamento alternado) e mais próximo do afluente.

Para determinação do volume do poço úmido o projetista deverá partir das seguintes considerações:

- não ser tão pequeno que provoque enchimento rápido e conseqüentemente uma alta freqüência de partidas e paradas no bombeamento, nociva a instalação eletromecânica;

- não ser tão grande que resultem em períodos de detenção muito longos, gerando condições sépticas do esgoto acumulados exalando maus odores, bem como sedimentações problemáticas no fundo do poço;
- impedir a formação de vórtices no líquido para não permitir a entrada de ar nas bombas;
- impedir a acumulação de gases produzidos pelos esgotos o que poderia implicar em riscos de explosões;
- evitar a formação de volumes parados (zonas mortas) que criariam sedimentações indesejáveis e geração de maus odores;
- controlar a formação de turbulência que afetaria a altura de sucção e o rendimento das bombas;
- fixar um nível mínimo do líquido de modo a garantir o afogamento ou submersão das bombas centrífugas e um máximo tal que não dê retorno prejudicial a canalização afluyente.

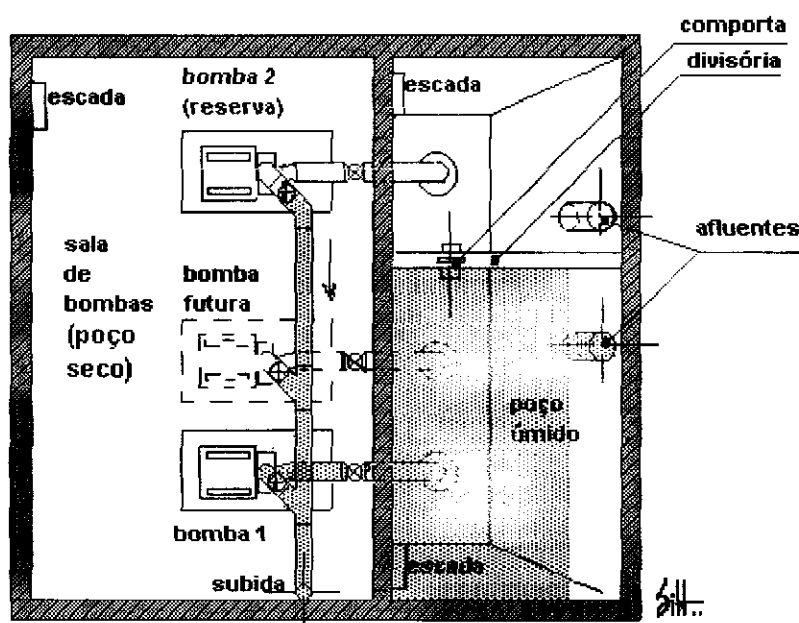


FIG. 10. 12 - Posicionamento dos conjuntos motor-bombas

#### 9.8.4.2. Cálculo do Volume

A utilização de bombas de velocidade variável requer um volume útil menor tendo em vista a acomodação do bombeamento às vazões de chegada. Para recalque à vazão constante o volume do poço úmido será de maiores proporções para evitar partidas muito freqüentes de bombeamento. A despeito disto a segunda hipótese é mais corriqueira em função da simplificação na operação, principalmente em pequenas EEE. Para motores inferiores a 20HP o tempo entre duas partidas consecutivas não deve ser inferior a 10 minutos. Entre 20 e 100HP não inferior a 15 minutos e superiores entre 20 e 30 minutos. Em qualquer situação não se deve prever mais que quatro partidas por hora para evitar fadiga nas partes elétricas das instalações. Por outro lado, períodos de detenção superiores a 40 minutos (se possível inferiores a 20 minutos) não são recomendáveis, pois, períodos assim

originariam sedimentações e condições sépticas indesejáveis. De um modo geral no pré-dimensionamento adota-se 10 minutos como período de parada quando a vazão afluyente corresponder a média de projeto.

Assim, o "volume útil  $V$ " do poço úmido é determinado pela expressão

$$V = q \cdot t \quad \text{Eq. 10.3}$$

onde  $q$  é a vazão afluyente e  $t$  é o período de parada do bombeamento.

Feito este cálculo verifica-se seu valor para as condições de número máximo de partidas por hora e o maior período de parada (V. Exemplo 10.10.1. b).

#### 9.8.4.3. Dimensões Úteis

Determinado o volume útil, parte-se para a definição de sua forma geométrica, ou seja, altura, largura e comprimento, observando-se, de um modo geral, as orientações a seguir descritas.

- **Altura** - É função do nível da extravasar (em torno de 30 centímetros acima) ou do nível máximo de alarme (aproximadamente 15 centímetros acima) e, dependendo do volume útil calculado, das dimensões então definidas, da natureza da elevatória, das características das bombas selecionadas, a faixa de operação deve ficar entre 1,0 e 1,6 metros;
- **Largura** - Depende do distanciamento das sucções entre si e das paredes ou no caso de bombas submersas, das condições hidráulicas da sucção e da disposição física em relação as outras unidades da elevatória;
- **Comprimento** - Suficiente para instalação adequada dos conjuntos elevatórios com as folgas necessárias para montagem e inspeção.

#### 9.8.4.4. Detalhes a Serem Obedecidos

No desenho definitivo do poço úmido alguns detalhes são fundamentais para seu bom desempenho operacional. As recomendações convencionais mais comuns são:

- quanto as paredes do poço - o fundo do poço deverá ter inclinações da ordem de 45° a 60° na direção da sucção, as quais poderão ser obtidas a partir do enchimento com concreto magro ou com a construção das próprias paredes externas nesta disposição;
- quanto a entrada de sucção - deverá ser iniciada por uma curva de 45° ou 90°, com boca alargada nas condições mostradas na Fig. 10.13;
- quanto a proteção contra vórtices - para proteção do bombeamento contra prejuízos advindos de entrada de ar na sucção, o que provocaria o aparecimento de vórtices, recomenda-se um afogamento mínimo da borda da entrada em função da velocidade de entrada, conforme o Quadro 10.1. Recomenda-se ainda que a "submergência  $S$ " de projeto não seja inferior a três vezes o diâmetro de entrada da sucção ( $S \geq 3D$ ).

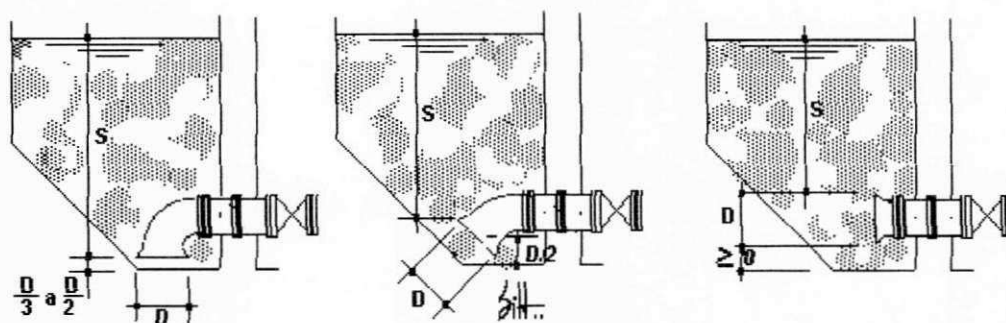


FIG. 10. 13 - Formas de sucção e respectivas submersão

OBS.: "Submersão", um termo freqüentemente empregado em hidráulica, é uma forma anglicista de "submersão".

Exemplo: para  $V_s = 1,0$  m/s e

- $D = 100$  mm  $\Rightarrow S \geq 0,6$ m, ou seja, o valor da tabela supera  $3D$ ;
- $D = 300$  mm  $\Rightarrow S \geq 0,9$ m, ou seja, o valor da tabela é inferior a  $3D$  ( $= 3 \times 0,30$ m).

#### QUADRO 10.1 - Valores Mínimos de Submersão

Velocidade de Entrada $V_s$ (m/s)	Submersão $S_{mín}$ (m)
0,6	0,3
1,0	0,6
1,5	1,0
1,8	1,4

#### 9.8.5. Tubulações

##### 9.8.5.1. Material das Tubulações

Para quaisquer diâmetros as tubulações expostas, em especial as internas às edificações, preferencialmente serão em ferro fundido com juntas flanqueadas, devido a resistência destas a impactos acidentais após instaladas. Para as tubulações enterradas, em virtude da importância de suas extensões, a opção por um determinado material poderá implicar em sensíveis diferenças de investimento tanto na aquisição como no assentamento e até na manutenção das mesmas.

Genericamente, desconsiderando-se problemas de aquisição e transporte, para recalques de pequenos diâmetros (até 250mm) empregam-se tubos de PVC ou, opcionalmente, fibrocimento. Para diâmetros maiores (300mm ou mais) a diversidade de materiais é mais notável, passando a depender principalmente, das condições de pressão na linha. Normalmente, tubos de ferro fundido são empregados em diâmetros de 300 a 1200mm, aço de 500 a 3000mm, concreto armado de 400 a 3000mm, plástico com fibra de vidro até 1000mm e fibrocimento de 150 a 600mm.

Deve-se também saber que os tubos de plástico enterrados não carecem de

revestimentos protetores, porém os metálicos e os cimentados necessitam tanto de proteção interna, contra os efeitos nocivos do meio líquido, como externa, frente a agressividade de determinados tipos de solo e de águas subterrâneas, que podem provocar, inclusive, desgaste eletrolítico.

#### *9.8.5.2. Peças Especiais e Conexões*

O diâmetro mínimo para elevatórias de esgotos é de 100 mm e é recomendado hidraulicamente que quando houver tubulação da sucção esta deve ter diâmetro um pouco superior ao do recalque, por exemplo,  $d_r = 100$  e  $d_s = 125$ mm. Isto acarreta conexões diferentes para as entrada e saída de cada bomba. O diâmetro de entrada da bomba deve ser da ordem de uma a duas vezes inferior ao da sucção e esta conexão deve ser executada através de uma redução excêntrica para evitar o possibilidade de acumulação de ar ou gases do esgoto a montante da bomba, o que provocaria cavitação e, conseqüentemente, danos aos equipamentos.

Cada trecho de sucção contém obrigatoriamente um registro de bloqueio de modo a permitir a inspeção ou até a retirada total dos conjuntos elevatórios sem que haja inundação do poço seco (caso de bombas afogadas). A saída para o recalque provavelmente será através de um diâmetro duas vezes inferior ao da tubulação a jusante seguida de uma ampliação gradual concêntrica. No início do recalque, também, são instalados registros de bloqueio para permitir, além de operações de manutenção, a alternativa de funcionamento dos conjuntos efetivos e reservas. Além disto válvulas antigolpe também são instaladas para proteção de toda a estrutura as montantes destas e da canalização em si.

#### *9.8.6. Sala de Bombas*

Esta parte do projeto consiste em criar espaços e localizar as bases para os conjuntos motor-bombas. Recomenda-se uma separação mínima de 1,0m entre cada dois conjuntos sucessivos, além de espaços próprios para a disposição dos elementos hidráulicos complementares e outros dispositivos de operação, controle e alarme.

#### *9.8.7. Estrutura Funcional*

Uma edificação de uma EEE pode ser composta na sua forma mais simples, de apenas o poço úmido (bombas submersas) até uma série de compartimentos de acordo com sua necessidade tais como sanitário, depósitos, sala de comandos e, no caso de estações de grande porte, baterias de banheiros, vestiários, restaurantes, administração, oficinas, etc, tudo isto com perfeita funcionalidade interna e em harmonia com o ambiente externo circunvizinho.

Dependendo das exigências para operação e manutenção, sua estrutura interna inclui equipamentos de movimentação e serviço (pontes rolantes, talhas, aberturas de piso, etc), acessos e escadas, ventilação, exaustores e detectores de gases, tubulações e conexões, drenagem de pisos, comportas, iluminação artificial e natural, calefação, painéis de controle, gerador de emergência e outros que se fizerem necessários.



## **9.9. Considerações Finais**

Um projeto completo de uma EEE envolve, como visto, projetos arquitetônicos, estrutural, paisagístico, hidráulico-sanitário e antiincêndio, elétrico e eletromecânico. Portanto, é uma unidade que já nasce cara e permanece dispendiosa devido ao consumo contínuo de energia e outros custos de operação e manutenção. Logo, deve-se evitar este tipo de estrutura prevendo-se apenas em casos extremos de falta de opção, como já comentado em 10.2.

Por outro lado, para melhor conhecer e entender as EEE, torna-se muito importante que o estudante visite unidades desta natureza em operação, observando suas características e comparando com a teoria exposta neste capítulo, pois o assunto além de muito amplo é razoavelmente complexo. Para complementar o assunto torna-se indispensável um bom estudo sobre golpes de ariete em linhas de recalque e suas linhas transientes e equipamentos de amortecimento ou combate ao golpe.

## **Atividades Desenvolvidas**

Um dos trabalhos do estagiário é fazer um check list em todos os serviços que estão sendo executados na obra. A produção é feita nos diversos setores: pedreiros, serventes, encanadores, etc. Este serviço é de extrema importância, pois após uma avaliação do serviço concluído, o estagiário deve checar se há algum defeito, e se houver, deverá ser avisado ao mestre ou ao engenheiro responsável para que seja corrigido. Neste caso de produção há os casos de empreitada, quando se trata de pequenos serviços os quais não podem ser medidos (escavação de valas, medições dos condutos), logo se faz um acordo profissional.

Há pedreiros trabalhando em diversos setores da obra: escavando valas, encanadores, colocação dos condutos e alvenarias das caixas coletoras. Para cada tipo de serviços é feita uma avaliação do comprimento, a qual inclui a área e os capiaços em metro linear, então na ocasião das produções, conferir nesta pasta o valor do comprimento concluído, de acordo com os serviços que foram executados. ( material feito no estágio em anexo).

## 9.10 CONCLUSÃO

Em nosso país, em geral os problemas das enchentes nos municípios de médio e grande porte, com poucas exceções, devem-se á ocupação urbana de várzeas de cursos da água naturais , inclusive com o pré-aterramento dessas áreas de escoamento, implicando posteriormente na necessidade de vultosos investimentos de obras de contenção e reservação temporária dos elevados volumes de áreas.

Os sistemas de drenagem urbana são essencialmente sistemas preventivos de inundações, principalmente nas áreas mais baixas das comunidades sujeitas a alagamentos ou marginais de cursos naturais de água. É evidente que no campo da drenagem, os problemas agravam-se em função da urbanização desordenada.

O que se vê no dia-a-dia, é isto! A produção é prioritária de modo que a medição seja a maior possível. Isto é importante para que o construtor não venha a ter, no final da obra, prejuízo. Más, e a parte técnica? Na maioria dos casos fica em segundo plano.

## 9.11 Considerações Finais

A Construção Civil, segundo definição já consagrada pelos tratadistas, é a ciência que estuda as disposições e métodos seguidos na realização de uma obra arquitetônica sólida, útil e econômica.

Esta é uma atividade que abrange uma grande diversidade de serviços e técnicas, além de um bom relacionamento pessoal entre todos os profissionais envolvidos. Por isso, um estágio nessa atividade, para os estudantes de engenharia civil, é muito importante, pois ele acarreta aquisição de mais conhecimentos desenvolvido pelo estagiário na prática da construção civil, nas três fases da construção que se pode distinguir em trabalhos preliminares, de execução e acabamento.

Portanto, após ter decorrido 625 horas do estágio supervisionado, no Bairro do Pedregal III, pode-se dizer que para construir este sistema é necessário que o Engenheiro responsável pela obra tenha um conhecimento técnico, prático e administrativo na construção civil, além de uma boa equipe de profissionais em todas as etapas do empreendimento desde a elaboração do projeto até o fim de sua execução. Com isso, afirmar-se que todo o conhecimento teórico adquirido, até agora abordados, pelos professores ao longo de todo o curso é indispensável para a formação profissional por isto é extremamente importante, uma constante revisão e atualização dos conceitos adquiridos, pois a tecnologia aplicada na Engenharia Civil está continuamente sendo desenvolvidas para uma melhor e mais eficiente produtividade e qualidade na construção civil.

Assim, pode-se dizer que a técnica da construção tem por objetivo o estudo e aplicação dos princípios gerais indispensáveis à construção de edifícios, de modo que esses princípios apresentem os requisitos apontados, isto é, sejam ao mesmo tempo sólidos, econômicos, úteis e dotados da melhor aparência possível.

Esse tipo de estágio é importante para que se possa desenvolver as relações humanas e despertar a consciência profissional e o amadurecimento do estudante. Além disto, deve-se conhecer a legislação vigente, desta área de atuação, para que seja possível realizar os procedimentos construtivos de acordo com a lei em vigor.

## 9.12 Referências Bibliográficas

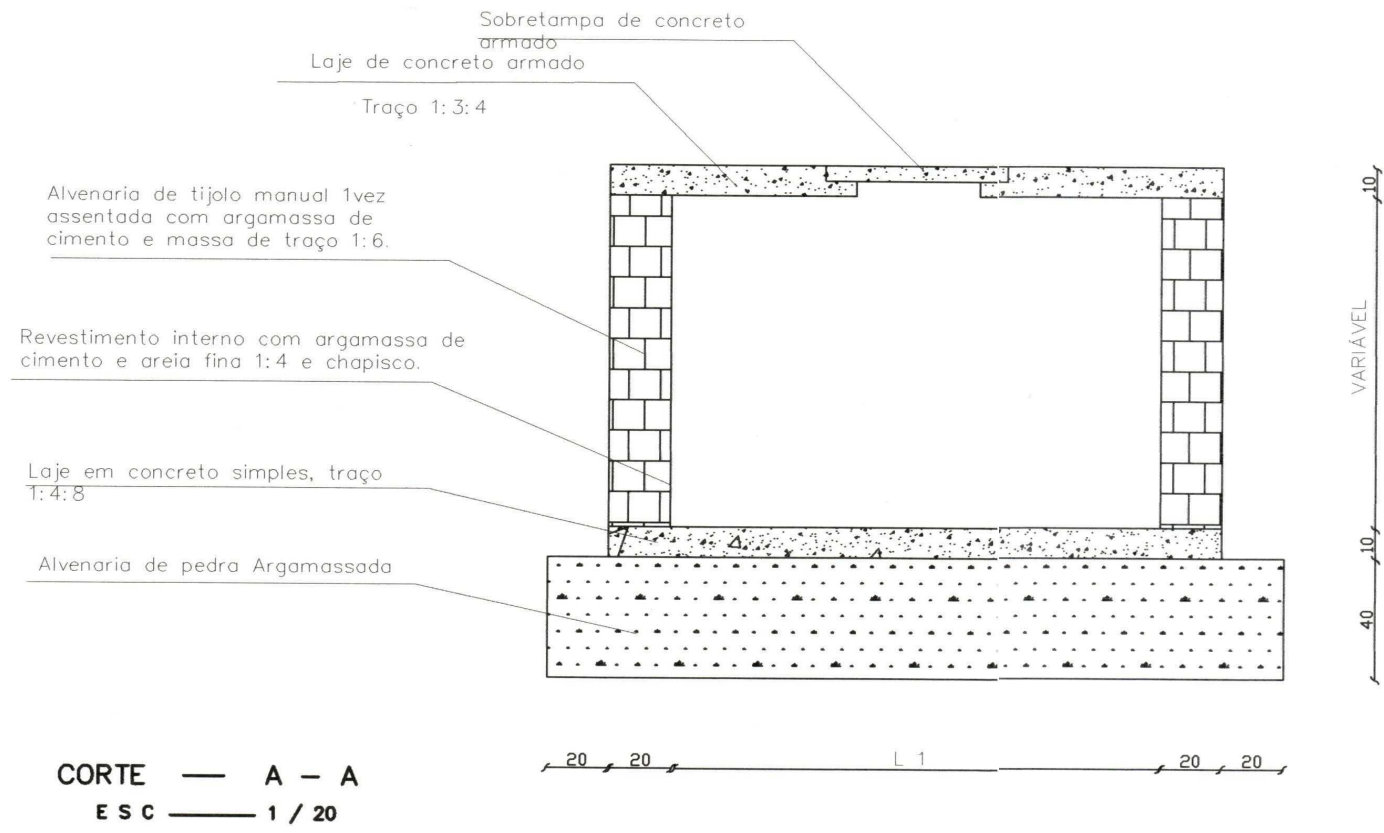
- ✓ Abnt- Normas Técnicas e Especificações: NBR 6583, NBR 6586, NBR 8890, NBR 9793, NBR 9794, NBR 9795, NBR9796 e NBR 9973 entre outras.
- ✓ AZEVEDO NETTO, J. M. et alli. – Manual de Hidráulica, Ed. Edgard Blucher Ltda, 8º Edição, São Paulo, 1998.
- ✓ CHOW, VEM TE, - Handbook of Applied Hydrology, McGraw-Hill, New York, 1964
- ✓ **Sites da WEB Consultados:**

NOTAS DE AULAS: [www.saneamento10.hpg.ig.com.br/](http://www.saneamento10.hpg.ig.com.br/)

TIGRE- TUBOS TIGRE RIB LOC: <http://www.tigre.com.br>

TRIFILAR: <http://www.trifilar.com.br/>

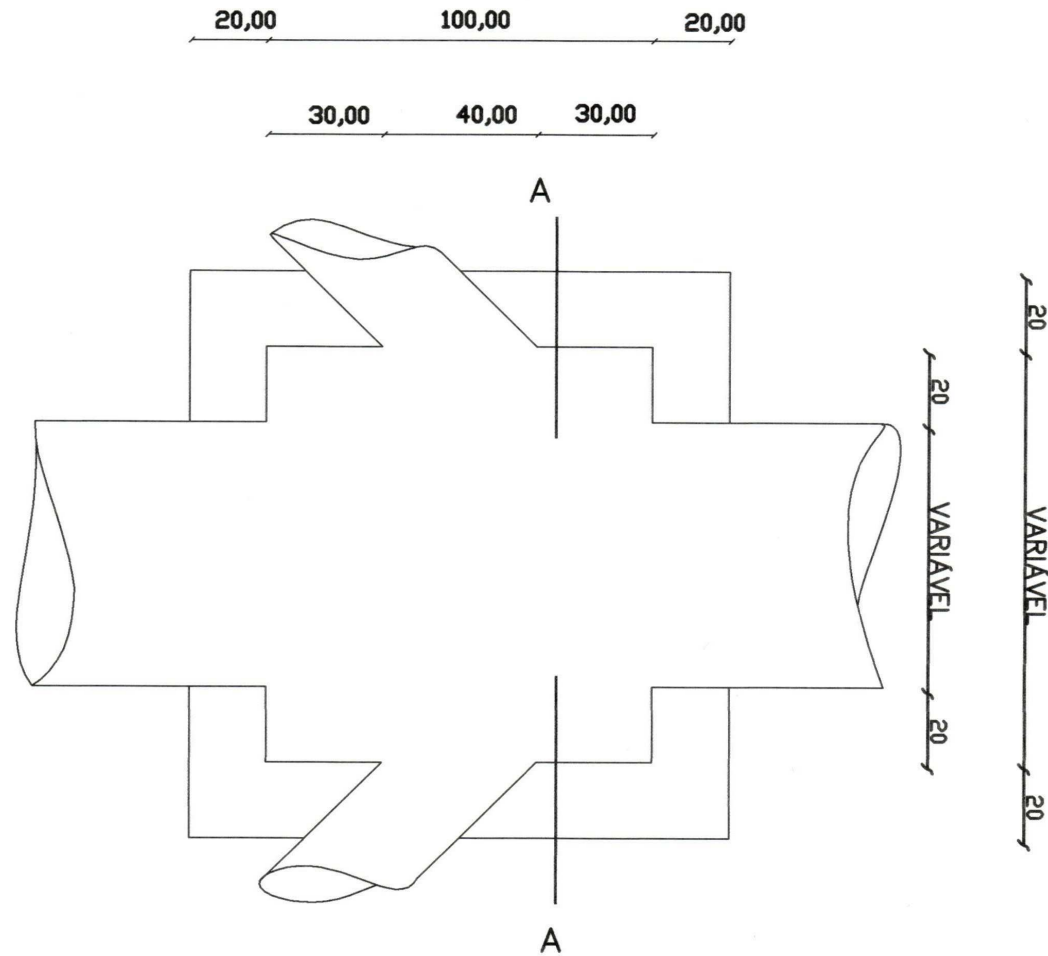
***ANEXO***



**CORTE — A — A**  
**ESC — 1 / 20**

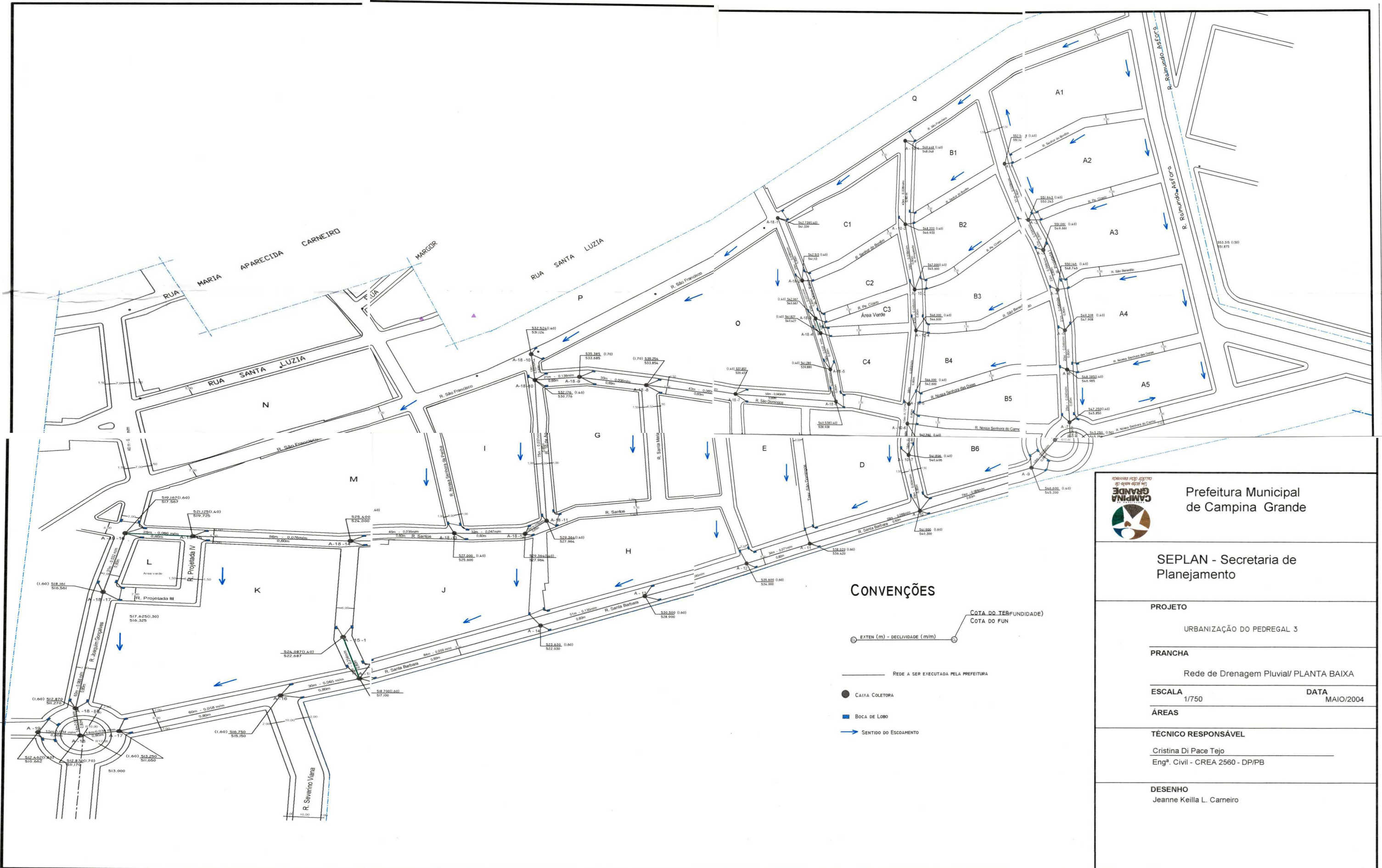
	PREFEITURA MUNICIPAL DE CAMPINA GRANDE	
	SEPLAN SECRETARIA DE PLANEJAMENTO	
<b>PROJETO</b> DRENAGEM PLUVIAL CAIXA COLETORA PADRÃO		
PRANCHA: CORTE		
ESCALA: 1/20	DATA: MAIO/2004	
<b>TÉCNICOS RESPONSÁVEIS</b> Eng <sup>o</sup> Cristina Di Pace Tejo Cavalcanti CREA 2560 - D / PB		
<b>DESENHO CAD:</b> Caio Lamark		





PLANTA BAIXA  
 E S C ——— 1 / 20

	PREFEITURA MUNICIPAL DE CAMPINA GRANDE
SEPLAN SECRETARIA DE PLANEJAMENTO	
<b>PROJETO</b> DRENAGEM PLUVIAL CAIXA COLETORA PADRÃO	
PRANCHA: PLANTA BAIXA	
ESCALA: 1/20	DATA: MAIO/2004
<b>TÉCNICOS RESPONSÁVEIS</b> Eng <sup>o</sup> Cristina Di Pace Tejo Cavalcanti CREA 2560 - D / PB	
<b>DESENHO CAD:</b> Caio Lamark	



Prefeitura Municipal  
de Campina Grande

SEPLAN - Secretaria de  
Planejamento

PROJETO  
URBANIZAÇÃO DO PEDREGAL 3

PRANCHA  
Rede de Drenagem Pluvial/ PLANTA BAIXA

ESCALA 1/750 DATA MAIO/2004

ÁREAS  
TÉCNICO RESPONSÁVEL  
Cristina Di Pace Tejo  
Eng.º Civil - CREA 2560 - DP/PB

DESENHO  
Jeanne Keilla L. Carneiro