



Projetos e construção de sistemas de esgotamento sanitário.

Guia do profissional em treinamento

Esgotamento sanitário

Nível 2



Promoção Rede Nacional de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental – ReCESA

Realização Núcleo Regional Nordeste – NURENE

Instituições integrantes do NURENE Universidade Federal da Bahia (líder) | Universidade Federal do Ceará | Universidade Federal da Paraíba | Universidade Federal de Pernambuco

Financiamento Financiadora de Estudos e Projetos do Ministério da Ciência e Tecnologia | Fundação Nacional de Saúde do Ministério da Saúde | Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental do Ministério das Cidades

Apoio organizacional Programa de Modernização do Setor de Saneamento – PMSS

Comitê gestor da ReCESA

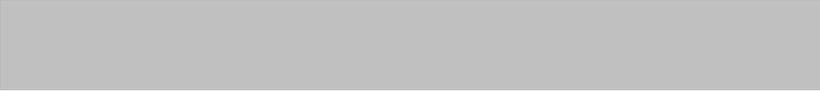
- Ministério das Cidades;
- Ministério da Ciência e Tecnologia;
- Ministério do Meio Ambiente;
- Ministério da Educação;
- Ministério da Integração Nacional;
- Ministério da Saúde;
- Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico Social (BNDES);
- Caixa Econômica Federal (CAIXA).

Comitê consultivo da ReCESA

- Associação Brasileira de Captação e Manejo de Água de Chuva – ABCMAC
- Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental – ABES
- Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH
- Associação Brasileira de Resíduos Sólidos e Limpeza Pública – ABLP
- Associação das Empresas de Saneamento Básico Estaduais – AESBE
- Associação Nacional dos Serviços Municipais de Saneamento – ASSEMAE
- Conselho de Dirigentes dos Centros Federais de Educação Tecnológica – CONCEFET
- Conselho Federal de Engenharia, Arquitetura e Agronomia – CONFEA
- Federação de Órgão para a Assistência Social e Educacional – FASE
- Federação Nacional dos Urbanitários – FNU
- Fórum Nacional de Comitês de Bacias Hidrográficas – FNCBHS
- Fórum Nacional de Pró-Reitores de Extensão das Universidades Públicas Brasileiras – FORPROEX
- Fórum Nacional Lixo e Cidadania – LeP
- Frente Nacional pelo Saneamento Ambiental – FNSA
- Instituto Brasileiro de Administração Municipal – IBAM
- Organização Pan-Americana de Saúde – OPAS
- Programa Nacional de Conservação de Energia – PROCEL
- Rede Brasileira de Capacitação em Recursos Hídricos – Cap-Net Brasil

Parceiros do NURENE

- ARCE – Agência Reguladora de Serviços Públicos Delegados do Estado do Ceará
- Cagece – Companhia de Água e Esgoto do Ceará
- Cagepa – Companhia de Água e Esgotos da Paraíba
- CEFET Cariri – Centro Federal de Educação Tecnológica do Cariri/CE
- CENTEC Cariri – Faculdade de Tecnologia CENTEC do Cariri/CE
- Cerb – Companhia de Engenharia Rural da Bahia
- Compesa – Companhia Pernambucana de Saneamento
- Conder – Companhia de Desenvolvimento Urbano do Estado da Bahia
- EMASA – Empresa Municipal de Águas e Saneamento de Itabuna/BA
- Embasa – Empresa Baiana de Águas e Saneamento
- Emlur – Empresa Municipal de Limpeza Urbana de João Pessoa
- Emlurb / Fortaleza – Empresa Municipal de Limpeza e Urbanização de Fortaleza
- Emlurb / Recife – Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana do Recife
- Limpurb – Empresa de Limpeza Urbana de Salvador
- SAAE – Serviço Autônomo de Água e Esgoto do Município de Alagoinhas/BA
- SANEAR – Autarquia de Saneamento do Recife
- SECTMA – Secretaria de Ciência, Tecnologia e Meio Ambiente do Estado de Pernambuco
- SEDUR – Secretaria de Desenvolvimento Urbano da Bahia
- SEINF – Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano e Infra-Estrutura de Fortaleza
- SEMAM / Fortaleza – Secretaria Municipal de Meio Ambiente e Controle Urbano
- SEMAM / João Pessoa – Secretaria Executiva de Meio Ambiente
- SENAC / PE – Serviço Nacional de Aprendizagem Comercial de Pernambuco
- SENAI / CE – Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial do Ceará
- SENAI / PE – Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial de Pernambuco
- SEPLAN – Secretaria de Planejamento de João Pessoa
- SUDEMA – Superintendência de Administração do Meio Ambiente do Estado da Paraíba
- UECE – Universidade Estadual do Ceará
- UFMA – Universidade Federal do Maranhão
- UNICAP – Universidade Católica de Pernambuco
- UPE – Universidade de Pernambuco

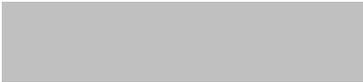


Projetos e construção de sistemas de esgotamento sanitário.

Guia do profissional em treinamento

Esgotamento sanitário

Nível 2



EXX Esgotamento sanitário: Projetos e construção de sistemas de esgotamento sanitário: guia do profissional em treinamento: nível 2 / Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental (org). – Salvador: ReCESA, 2008. 183p.

Nota: Realização do NURENE – Núcleo Regional Nordeste; coordenação de Viviana Maria Zanta, José Fernando Thomé Jucá, Heber Pimentel Gomes e Marco Aurélio Holanda de Castro.

1. Esgotamento sanitário no Brasil e sua relação com a saúde pública. 2. Concepção dos sistemas de esgotamento sanitário. 3. Sistemas individuais para esgotamento sanitário. 4. Sistema coletivo do tipo separador absoluto para o esgotamento sanitário. 5. Sistema condominial de esgoto sanitário. 6. Locação e órgãos acessórios da rede. 7. Materiais das tubulações. 8. Vazões de projeto. 9. Noções de hidráulica aplicada ao esgotamento sanitário. 10. Dimensionamento de trechos. 11. Modelos computacionais para projetos de sistemas de esgotos. 12. Noções de projeto de estação elevatória. 13. Tipos de bombas, variação de rotação e motores. 14. Métodos construtivos de redes de esgoto. 15. Informações cadastrais e controle operacional de redes de esgotos. 16. Interferências com o sistema de drenagem urbana e outras redes de serviços urbanos.

Catálogo da Fonte:

Coordenação Geral do NURENE

Prof^a. Dr^a. Viviana Maria Zanta

Organização do guia

Professor Marco Aurélio Holanda de Castro

Créditos

Marco Aurélio Holanda de Castro | André Bezerra dos Santos
Gustavo Paiva Weyne Rodrigues
Márcio Botto | Marcos Erick R. da Silva
Suetônio Bastos Mota | Teresa Chenaud
Almira dos Santos França | Claudiane Quaresma Pinto Bezerra
Francisco de Assis Cavalcanti Bezerra | Alessandro de Araújo Bezerra

Central de Produção de Material Didático

Patrícia Campos Borja | Alessandra Gomes Lopes Sampaio Silva
Vivien Luciane Viaro | Hugo Vítor Dourado de Almeida
Danilo Gonçalves dos Santos Sobrinho

Projeto Gráfico

Marco Severo | Rachel Barreto | Romero Ronconi

Impressão

Fast Design

É permitida a reprodução total ou parcial desta publicação, desde que citada a fonte.

Apresentação da ReCESA

A criação do **Ministério das Cidades** no Governo do Presidente Luiz Inácio Lula da Silva, em 2003, permitiu que os imensos desafios urbanos passassem a ser encarados como política de Estado. Nesse contexto, a **Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental** (SNSA) inaugurou um paradigma que inscreve o saneamento como política pública, com dimensão urbana e ambiental, promotora de desenvolvimento e redução das desigualdades sociais. Uma concepção de saneamento em que a técnica e a tecnologia são colocadas a favor da prestação de um serviço público e essencial.

A missão da SNSA ganhou maior relevância e efetividade com a agenda do saneamento para o quadriênio 2007–2010, haja vista a decisão do Governo Federal de destinar, dos recursos reservados ao Programa de Aceleração do Crescimento (PAC), 40 bilhões de reais para investimentos em saneamento.

Nesse novo cenário, a SNSA conduz ações de capacitação como um dos instrumentos estratégicos para a modificação de paradigmas, o alcance de melhorias de desempenho e da qualidade na prestação dos serviços e a integração de políticas setoriais. O projeto de estruturação da **Rede de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental – ReCESA** constitui importante iniciativa nessa direção.

A ReCESA tem o propósito de reunir um conjunto de instituições e entidades com o objetivo de coordenar o desenvolvimento de propostas pedagógicas e de material didático, bem como promover ações de intercâmbio e de extensão tecnológica que levem em consideração as peculiaridades regionais e as diferentes políticas, técnicas e tecnologias visando capacitar profissionais para a operação, manutenção e gestão dos sistemas e serviços de saneamento. Para a estruturação da ReCESA foram formados Núcleos Regionais e um Comitê Gestor, em nível nacional.

Por fim, cabe destacar que este projeto tem sido bastante desafiador para todos nós: um grupo predominantemente formado por profissionais da área de engenharia que compreendeu a necessidade de agregar outros olhares e saberes, ainda que para isso tenha sido necessário "contornar todos os meandros do rio, antes de chegar ao seu curso principal".

Comitê Gestor da ReCESA

NURENE

O Núcleo Regional Nordeste (NURENE) tem por objetivo o desenvolvimento de atividades de capacitação de profissionais da área de saneamento, em quatro estados da região Nordeste do Brasil: Bahia, Ceará, Paraíba e Pernambuco.

O NURENE é coordenado pela Universidade Federal da Bahia (UFBA), tendo como instituições co-executoras a Universidade Federal do Ceará (UFC), a Universidade Federal da Paraíba (UFPB) e a Universidade Federal de Pernambuco (UFPE).

O NURENE espera que suas atividades possam contribuir para a alteração do quadro sanitário do Nordeste e, conseqüentemente, para a melhoria da qualidade de vida da população dessa região marcada pela desigualdade social.

Coordenadores Institucionais do NURENE

Os Guias

A coletânea de materiais didáticos produzidos pelo NURENE é composta de 19 guias que serão utilizados nas Oficinas de Capacitação para profissionais que atuam na área de saneamento. Quatro guias tratam de temas transversais, quatro abordam o manejo das águas pluviais, três estão relacionados aos sistemas de abastecimento de água, três são sobre esgotamento sanitário e cinco versam sobre o manejo dos resíduos sólidos e limpeza pública.

O público alvo do NURENE envolve profissionais que atuam na área dos serviços de saneamento e que possuem um grau de escolaridade que varia do semi-alfabetizado ao terceiro grau.

Os guias representam um esforço do NURENE no sentido de abordar as temáticas de saneamento segundo uma proposta pedagógica pautada no reconhecimento das práticas atuais e em uma reflexão crítica sobre essas ações para a produção de uma nova prática capaz de contribuir para a promoção de um saneamento de qualidade para todos.

Equipe da Central de Produção de Material Didático - CPMD

Apresentação da área temática

Esgotamento sanitário

O tema esgoto foi dividido em duas grandes áreas: esgotamento sanitário e tratamento de esgotos. Na parte de esgotamento sanitário, consideraram-se os aspectos relacionados aos fundamentos de projeto, operação e manutenção das diversas partes que compõem o sistema, de forma a proporcionar à audiência uma visão macro do assunto. Na parte do tratamento de esgotos, procurou-se, além de abordar os aspectos de projeto, operação e manutenção de ETEs, atentar sobre a importância do mesmo na questão da saúde pública, além de formas de reuso de esgotos e lodo em irrigação. Finalmente, abordou-se o assunto qualidade de água e controle de poluição de uma maneira simples e objetiva, tentando assim mostrar a enorme importância do assunto aos dois públicos alvos do NURENE.

Sumário

ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO BRASIL E SUA RELAÇÃO COM A SAÚDE PÚBLICA.....	10
CONDICÕES DE SANEAMENTO BÁSICO E SAÚDE.....	10
MECANISMOS DE CONTATO COM DEJETOS.....	11
DEJETOS E DOENÇAS.....	13
CONTROLE DE DOENÇAS VEICULADAS A PARTIR DE DEJETOS.....	16
CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	17
CONCEPÇÃO DOS SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO.....	18
SISTEMAS INDIVIDUAIS PARA ESGOTAMENTO SANITÁRIO.....	23
SOLUÇÕES POR VIA SECA.....	23
SOLUÇÕES POR VIA HÍDRICA.....	27
SISTEMA COLETIVO DO TIPO SEPARADOR ABSOLUTO PARA O ESGOTAMENTO SANITÁRIO.....	32
SISTEMA CONDOMINIAL DE ESGOTO SANITÁRIO.....	34
SISTEMA CONDOMINIAL DE ESGOTO.....	35
LOCAÇÃO E ÓRGÃOS ACESSÓRIOS DA REDE.....	44
ÓRGÃOS ACESSÓRIOS DA REDE.....	44
TRAÇADO DA REDE.....	49
TRAÇADO RECOMENDADO DE UMA REDE.....	53
MATERIAIS DAS TUBULAÇÕES.....	55
TIPOS DE MATERIAIS.....	55
CORRUGADO DE DUPLA PAREDE EM PEAD.....	59
VAZÕES DE PROJETO.....	61
CÁLCULO DAS VAZÕES DOS ESGOTOS.....	68
CÁLCULO DAS VAZÕES DOS COLETORES.....	70
NOÇÕES DE HIDRÁULICA APLICADA AO ESGOTAMENTO SANITÁRIO.....	71
ESCOAMENTO COM SUPERFÍCIE LIVRE OU ESCOAMENTO EM CONDUTOS LIVRES.....	72
ESCOAMENTO RAPIDAMENTE VARIADO.....	73
DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE CRÍTICA.....	75
HIDRÁULICA DE COLETORES DE ESGOTO.....	76
MATERIAL DO COLETOR.....	80
DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES CIRCULARES.....	82
CÁLCULO DA PROFUNDIDADE REAL.....	84
TENSÃO TRATIVA.....	85
MATERIAL DO COLETOR.....	85
DIMENSIONAMENTO DE TRECHOS.....	86
GRADES DE BARRAS.....	95

MEDIDOR DE VAZÃO: CALHA PARSHALL	96
MODELOS COMPUTACIONAIS PARA PROJETOS DE SISTEMAS DE ESGOTOS	101
TRAÇADO DE TRECHOS DE COLETORES	103
TERMINAIS DE LIMPEZA	105
POÇOS DE VISITA	107
PLANILHA DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO	110
PLANILHA DE QUANTITATIVOS	111
SIMULAR USANDO O SWMM	112
NOÇÕES DE PROJETO DE ESTAÇÃO ELEVATÓRIA.....	115
ESCOAMENTOS LAMINAR E TURBULENTO.....	115
FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA O CÁLCULO DA PERDA DE CARGA	119
PERDAS DE CARGAS LOCALIZADAS	120
TIPOS DE BOMBAS, VARIAÇÃO DE ROTAÇÃO E MOTORES	129
VELOCIDADE ESPECÍFICA (NS).....	129
CURVA CARACTERÍSTICA DE UMA TUBULAÇÃO.....	131
CURVA CARACTERÍSTICA DE UMA BOMBA (FONTE: SILVESTRE, 1979).....	134
PONTO DE TRABALHO	137
SELEÇÃO DE UMA BOMBA	137
MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE REDES DE ESGOTO	141
SERVIÇOS PRELIMINARES.....	141
SINALIZAÇÃO DA OBRA	142
LOCAÇÃO DA REDE	142
INSTALAÇÃO DA REDE	145
SERVIÇOS COMPLEMENTARES.....	157
INFORMAÇÕES CADASTRAIS E CONTROLE OPERACIONAL DE REDES DE ESGOTOS.....	159
CADASTRO TÉCNICO DE ESGOTO	159
A IMPORTÂNCIA DO CADASTRO TÉCNICO DE ESGOTO	160
MAPA URBANO BÁSICO.....	161
INTRODUÇÃO AO CONTROLE OPERACIONAL DE REDES COLETORAS DE ESGOTO	168
INTERFERÊNCIAS COM O SISTEMA DE DRENAGEM URBANA E OUTRAS REDES DE SERVIÇOS	
URBANOS.....	172
CRESCIMENTO POPULACIONAL E SEU IMPACTO NA DRENAGEM URBANA.....	172
CRESCIMENTO DA CONSTRUÇÃO CIVIL E SEU IMPACTO NO SISTEMA DE DRENAGEM.....	176

Esgotamento sanitário no Brasil e sua relação com a saúde pública

Autores: Suetônio Mota e Márcio Botto

Condições de saneamento básico e saúde

As ações de saneamento básico compreendem, principalmente, o abastecimento de água potável, o esgotamento sanitário e o manejo adequado das águas pluviais e dos resíduos sólidos. Essas ações integradas são indispensáveis para que várias enfermidades não ocorram em uma comunidade.

Muitas doenças são veiculadas a partir de fezes humanas e podem ser transmitidas de uma pessoa doente para uma sadia por meio da água ou pelo contato com o ambiente contaminado por dejetos.

O Brasil é um país com profunda desigualdade social, que torna um desafio as ações de promoção da saúde. Infelizmente, ainda é precário no Brasil o atendimento à população por serviços de saneamento básico, especialmente o esgotamento sanitário.

Devido ao lançamento de efluentes de esgoto sem tratamento, com elevada carga de poluição, nos recursos hídricos e suas proximidades, a população está sujeita a captar água de poços ou de mananciais superficiais, imprópria sanitariamente para consumo humano. Mesmo onde os esgotos são tratados, os sistemas utilizados, muitas vezes, removem os sólidos e a matéria orgânica presentes, permanecendo elevadas concentrações de organismos patogênicos nos efluentes lançados nos corpos de água.

De acordo com os dados levantados pelo IBGE, em 2005, somente 27% da população do Nordeste e 48% da população do Brasil contavam com esgotamento sanitário por rede geral. A Figura 1 apresenta as condições de esgotamento sanitário para cada estado do Brasil no ano de 2000. Esgotamento sanitário adequado nesse mapa significa a destinação dos efluentes para rede coletora pública ou para fossa séptica corretamente executada.

Não obstante, o indicador que mais impressiona é a falta de banheiros ou sanitários. Uma em cada quatro casas na região Nordeste não dispõe de um sanitário ou um banheiro, condição básica para destinar adequadamente os resíduos fecais (BOTTO, 2006).

OBJETIVOS:

Apresentar a realidade brasileira quanto aos déficits do esgotamento sanitário e os desafios a serem vencidos e a importância deste facilidade sanitária para a promoção da saúde da população.



Fonte: IBGE Estatcart (2004), sistematizados por Botto (2006).

Figura 1. Domicílios sem esgotamento sanitário adequado no Brasil. Censo 2000.

A inexistência de sistemas adequados para a destinação dos dejetos pode resultar no contato do homem com os mesmos, ocasionando a transmissão de várias doenças.

Muitos microrganismos patogênicos estão presentes nas fezes humanas e podem alcançar outras pessoas por diversas maneiras, causando-lhes doenças.

A falta de sistemas de coleta, tratamento e destinação final dos esgotos sanitários resulta em formas inadequadas para sua disposição, tais como: lançamento em corpos de água, disposição em terrenos, infiltração no solo e conseqüente poluição da água subterrânea. Com isso, favorece-se o contato, de forma indireta, das pessoas com os dejetos, ocasionando a proliferação de doenças.

Isso ressalta a necessidade da adoção de sistemas adequados para destinação dos resíduos líquidos, especialmente a execução de serviços coletivos de coleta, tratamento e destinação final de esgotos domésticos.

O destino adequado dos dejetos humanos do ponto de vista sanitário visa, fundamentalmente, a evitar a poluição do solo e dos mananciais e o contato de moscas e baratas (vetores) com as fezes, controlando e prevenindo as doenças a eles relacionadas. Do ponto de vista econômico, condições adequadas de saneamento propiciam uma diminuição das despesas com o tratamento de doenças evitáveis, redução do custo do tratamento da água de abastecimento, pela prevenção da poluição dos mananciais e o controle da poluição das praias e dos locais de recreação, com o objetivo de promover o turismo e a preservação da fauna aquática (FUNASA, 2006).

Mecanismos de contato com dejetos

Várias são as formas das pessoas terem contato com dejetos, como mostrado na Figura 2. As principais destinações dos esgotos domésticos, tratados ou não, são os corpos de água. O lançamento de esgotos na água geralmente contribui para a ocorrência de várias doenças, seja

pela sua ingestão, por contato com a pele e mucosas, ou quando a mesma é usada na irrigação ou preparação de alimentos.

A disposição não controlada de esgotos no solo pode ser causa de doenças, adquiridas pelo contato das mãos, dos pés ou de outras partes do corpo com o terreno contaminado.

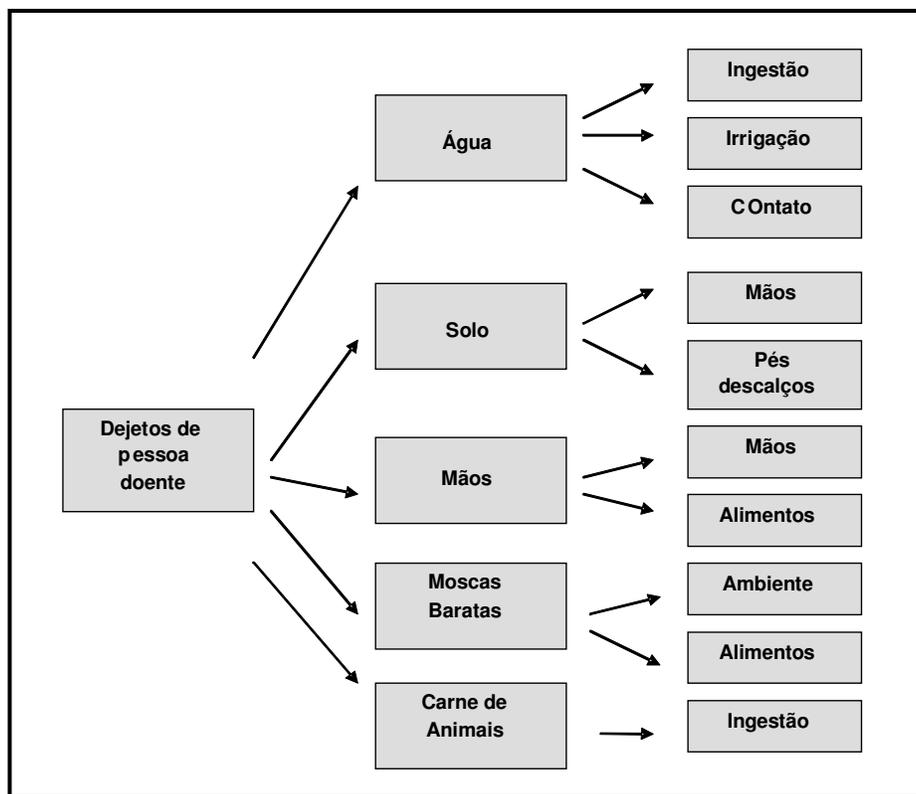
A falta de higiene pessoal pode levar à transmissão de doenças pelo contato de pessoa a pessoa (mão x mão) e à contaminação de alimentos por meio da manipulação feita por pessoas que não lavam as mãos após o uso da privada.

As moscas e baratas encontram nos dejetos locais para reprodução e para alimentação, podendo causar a contaminação de alimentos e do ambiente, resultando na transmissão de doenças. A carne de animais que se alimentam de fezes pode, também, causar doenças ao ser humano, como, por exemplo, a teníase.

Para que as doenças veiculadas a partir de dejetos não ocorram, é necessário evitar-se essas diversas vias de transmissão. Muitas doenças são evitadas com a execução de sistemas adequados de coleta, tratamento e destinação para os esgotos sanitários, seja por meio de soluções individuais (fossas), mais indicadas para edificações isoladas, ou seja, áreas de baixa densidade, ou pela implantação de serviços públicos de esgotamento sanitário, soluções mais recomendadas para as áreas urbanas.

Além disso, é importante a educação sanitária da população, para que, com a adoção de hábitos higiênicos, evite a contaminação de outras pessoas, dos alimentos e do ambiente.

Várias doenças podem ser transmitidas a partir dos dejetos humanos, por diversos mecanismos de veiculação, como mostrado na Figura 2.



Fonte: Adaptado de Mota 2006.

Figura 2. Mecanismos de transmissão de doenças a partir dos dejetos.

Dejetos e doenças

O Quadro 1 relaciona algumas doenças veiculadas a partir de dejetos humanos, indicando os seus modos de transmissão. Como se pode constatar nesse quadro, os mecanismos de transmissão de doenças a partir de dejetos são: água, alimentos, mãos sujas, solo, moscas e baratas, carne de animais doentes.

A giardíase, por exemplo, tem sua transmissão pela ingestão de cistos maduros, por meio de águas e alimentos poluídos por fezes humanas, os quais podem ser contaminados, também, por cistos veiculados por moscas e baratas; de pessoa a pessoa, por meio de mãos sujas, em locais de aglomeração humana e onde há má higiene das mãos ao alimentar-se. Essa infecção é com facilidade adquirida quando crianças defecam no chão e, brincando com outras crianças, levam as mãos à boca (NEVES, 2000).

Quadro 1. Doenças transmitidas a partir de dejetos humanos e seus modos de transmissão.

DOENÇA	MODOS DE TRANSMISSÃO
Amebíase	Ingestão de água ou de alimentos contaminados, moscas, mãos sujas
Ancilostomíase	Contato com o solo contaminado
Ascariíase	Ingestão de ovos contidos no solo e nos alimentos
Cólera	Ingestão de água ou de alimentos contaminados, mãos sujas, moscas
Diarréias infecciosas	Ingestão de água ou de alimentos contaminados, mãos sujas, moscas
Esquistossomose	Contato da pele ou mucosas com água contaminada
Febre tifóide	Ingestão de água ou de alimentos contaminados, mãos sujas
Febre paratifóide	Ingestão de água ou de alimentos contaminados, mãos sujas
Giardíase	Mãos contaminadas por fezes contendo cistos; água e alimentos na transmissão indireta
Hepatite infecciosa	Contaminação feco-oral; ingestão de água e alimentos contaminados
Poliomelite	Indiretamente, por meio da ingestão de água contaminada; as moscas podem funcionar como vetores mecânicos
Teníase	Carne de animais doentes (que se alimentaram de fezes); transferência direta da mão à boca; ingestão de água ou de alimentos contaminados

Fonte: Mota (2006)

Moraes (2000) indica que a prevalência de *Ascaris lumbricoides* e *Trichuris trichiura* é maior em crianças moradoras de bairros sem esgotamento sanitário.

Segundo Marques (2003), citando outros autores, vários estudos mostram risco aumentado da diarréia e parasitoses em domicílios sem disposição adequada de dejetos, seja por rede pública ou fossa séptica.

A cólera é uma doença que tem nos dejetos a sua origem, sendo uma infecção intestinal aguda causada pelo *Vibrio cholerae*, que é uma bactéria capaz de produzir uma enterotoxina que causa diarréia. O *V. cholerae* penetra no organismo humano por ingestão de água ou de alimentos contaminados (transmissão fecal-oral). Uma pessoa infectada elimina o *V. cholerae* nas fezes por, em média, 7 a 14 dias. A água e os alimentos podem ser contaminados, principalmente, por fezes de pessoas infectadas, com ou sem sintomas. Nos anos de 1996 a 2000 ocorreram 12.284 casos confirmados de cólera no Brasil. A forma mais efetiva de impedir a instalação da cólera em uma localidade é a existência de infra-estrutura de saneamento básico adequada (PEDRO *et al.*, 2007).

Outra enfermidade veiculada a partir de dejetos é a febre tifóide, enfermidade infecciosa potencialmente grave, causada por uma bactéria, a *Salmonella typhi*. A principal forma de transmissão é a ingestão de água ou de alimentos contaminados com fezes humanas ou, menos freqüentemente, com urina contendo a *S. typhi*. Mais raramente, pode ser transmitida pelo contato direto (mão-boca) com fezes, urina, secreção respiratória, vômito ou pus provenientes de um indivíduo infectado. De 1996 a 2006 foram confirmados 12.303 casos de febre tifóide no Brasil (CASTIÑEIRA *et al.*, 2007).

Nos países em desenvolvimento, a doença diarréica está entre as principais causas de morbimortalidade em crianças, sendo ocasionada, predominantemente, pela transmissão feco-oral, veiculada por água e alimentos contaminados por dejetos, devido à falta de um adequado esgotamento sanitário.

Um estudo apresentado na Rio+10 pelo *Pacific Institute of Oakland*, indicou que o número de mortes em decorrência do uso de água de baixa qualidade pode ultrapassar o de mortes causadas pela pandemia global de Aids nas próximas duas décadas. Mesmo se os atuais objetivos das Nações Unidas forem alcançados, ainda assim, 76 milhões de pessoas, a maioria crianças, poderão morrer devido a doenças evitáveis relacionadas com a água, até 2020 (SAÚDE & TECNOLOGIA, 2002).

Você sabia...

- ✓ A falta de acesso à água e saneamento, mata uma criança a cada 19 segundos, em decorrência de diarreia?
- ✓ Infecções parasitárias transmitidas pela água ou pelas más condições de saneamento atrasam a aprendizagem de 150 milhões de crianças. Em razão dessas doenças, são registradas 443 milhões de faltas escolares por ano?

Fonte: <http://www.undp.org>



Debate

- ✓ Você já relacionava a existência de alguma dessas doenças com as deficiências dos sistemas de esgotamento sanitário? Qual delas?

Controle de doenças veiculadas a partir de dejetos

De acordo com Heller (1997), é possível afirmar, com segurança, que intervenções em abastecimento de água e em esgotamento sanitário provocam impactos positivos em diversos indicadores de saúde. É necessário, no entanto, o aprofundamento dessa compreensão para situações particularizadas, em termos da natureza da intervenção, do indicador medido, das características sócio-econômicas e culturais da população beneficiada e do efeito interativo das intervenções em saneamento e destas com outras medidas relacionadas à saúde.

Heller (1997) ressalta, também, a grande importância da adoção de hábitos higiênicos para a melhoria das condições de saúde, como medida complementar à implantação das instalações de saneamento.

A melhor maneira de evitar o contato de pessoas com dejetos é a execução de sistemas adequados de coleta, tratamento e destinação final para os esgotos sanitários. Em regiões isoladas, podem ser usadas as fossas: fossa seca ou ecológica, onde não há água encanada; e fossa séptica, composta de tanque séptico e sumidouro, onde as privadas são providas com descarga de água. Nos centros urbanos com elevada densidade demográfica, a solução mais indicada é a rede coletora pública de esgoto seguida de estação de tratamento de esgoto, onde o mesmo tem suas cargas poluidoras reduzidas antes de ser lançado em algum corpo receptor. Além da destinação adequada dos dejetos para os esgotos sanitários, a implantação de sistemas de abastecimento de água, a proteção dos alimentos e a educação sanitária são medidas preventivas de extrema importância a serem adotadas no controle de doenças veiculadas a partir dos dejetos (DOS SANTOS, 2008). O Quadro 2 relaciona a redução de casos de doenças diarréicas com intervenções realizadas na comunidade.

Quadro 2. Redução de doenças diarréicas a partir de intervenções na comunidade.

INTERVENÇÃO	REDUÇÃO DE DOENÇAS DIARRÉICAS
Higiene (educação sanitária)	45%
Qualidade de água melhorada	39%
Saneamento melhorado	32%
Quantidade de água melhorada	21%

Fonte: OMS (2004)

Você sabia...

- ✓ No mundo, as estimativas apontam para 1,1 bilhão de pessoas sem acesso a água limpa, sendo que, dessas, cerca de duas em cada três vivem com menos de dois dólares por dia?

Fonte: <http://www.undp.org>

Considerações finais

Pode-se afirmar que o controle da transmissão de doenças a partir de esgotos sanitários depende, basicamente, das ações constantes do trinômio indicado na Figura 3.

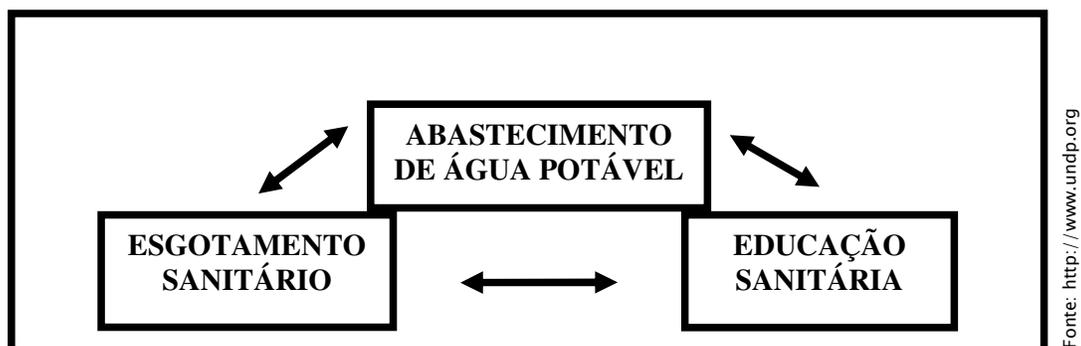


Figura 3. – Ações para o controle de doenças veiculadas a partir de dejetos

Para que não ocorram doenças transmissíveis por microrganismos patogênicos presentes em esgotos sanitários (nas fezes humanas), em uma comunidade, são indispensáveis as seguintes ações:

- implantação de sistema de abastecimento de água potável.
- execução de rede coletora e de estação de tratamento de esgoto sanitário.
- educação da população para a adoção de hábitos de higiene pessoal e do ambiente.

Exercícios propostos

1. Explique a relação existente entre saneamento e saúde pública.
2. Enumere as principais formas que um agente patogênico pode chegar ao homem.
3. Descreva as principais medidas de controle de doenças.
4. Pesquise sobre a situação do saneamento em sua cidade, em termos de abastecimento de água, esgotamento sanitário e resíduos sólidos.

Para saber mais...

Maiores informações podem ser obtidas no site: www.undp.org

Concepção dos sistemas de esgotamento sanitário

Autores: Gustavo Paiva Weyne Rodrigues

As fases de um projeto de sistema de esgotamento sanitário podem ser divididas em concepção, projeto básico e projeto executivo.

A concepção do sistema de esgotamento sanitário pode ser definida como o conjunto de estudos referentes ao estabelecimento de diretrizes, definições e parâmetros necessários para a caracterização completa do sistema a ser projetado. É nesta fase que devem ser coletados os elementos necessários ao desenvolvimento dos estudos, com as características das possíveis áreas a serem esgotadas.

OBJETIVOS:

Apresentar e discutir conteúdos relacionados aos elementos necessários para a concepção de sistemas de esgotamento sanitário e os condicionantes técnicos, sociais, econômicos e institucionais e do meio físico natural para a adoção de uma alternativa tecnológica.

Segundo Leme (1977), estes elementos são geralmente conseguidos em órgãos administrativos locais, municipais e estaduais. Dentre os elementos mais relevantes, podem-se citar as cartas topográficas, necessárias ao estudo da topografia e hidrografia da área em questão e no delineamento das bacias contribuintes e possíveis corpos receptores capazes de servirem como destino final das contribuições coletadas, bem como considerar as regiões que não são passíveis de esgotamento e, assim, apresentar soluções individuais.

Ainda, na concepção, a análise quantitativa e qualitativa não deve ser superestimada ou subestimada, ou seja, o sistema deve ser projetado dentro da realidade orçamentária da localidade. A busca por soluções que extrapolem o custo previsto para a obra pode levar à desistência por parte dos órgãos financiadores e a conseqüente revogação da execução do projeto.

Uma série de atividades deve ser desenvolvida para o conhecimento da localidade e das características da região a ser implantado o sistema. Dessas atividades, as principais e necessárias para o desenvolvimento de estudos de concepção de sistemas de esgotamento sanitário, são explanadas a seguir.

Primeiramente, deve ser realizada uma caracterização sobre a localização, vias de acesso, infraestrutura existente, cadastro dos sistemas de abastecimento de água, esgoto, drenagem, telefonia, energia, gás etc.

As condições sanitárias locais e índices de doenças relacionadas com a água são indicadores de saúde da população. Deve-se, também, atentar para um plano de qualidade ambiental, que abrange os impactos socioambientais antes e após a implantação da obra, os planos de manejo de fauna e flora (caso seja necessário) e plano ambiental de instalação do canteiro de obras.

Este último deve contemplar o manejo dos resíduos sólidos, a captação de água para o abastecimento, a coleta e tratamento de esgotos no canteiro.

Em casos de substituição e/ou ampliações da rede, é de suma importância a análise do sistema de esgotamento existente. Devem ser identificados todos os elementos constituintes para uma análise precisa. As ampliações são dimensionadas levando em conta os trechos existentes e suas características de projeto, como declividade, profundidade, material, etc. Há de se levar em conta a possível defasagem de vazão do sistema antigo por meio de ligações clandestinas e obstruções na rede.

Faz-se necessário consultar, para cada localidade envolvida (caso haja disponibilidade junto aos órgãos competentes), a lei de uso e ocupação do solo e o plano diretor do município. É de extrema importância um estudo demográfico para a definição de populações (de início e fim de plano) das bacias, localizando e verificando as possíveis expansões da localidade, com o crescimento e surgimento de novos bairros, bem como examinando quais bairros ou setores estão no ápice de sua ocupação.

O estudo do traçado da rede só pode ser iniciado após o levantamento topográfico completo da região. O projetista, com os dados topográficos, pode delimitar as bacias e/ou sub-bacias contribuintes, possibilitando a criação de alternativas para o sistema. Em alguns casos as soluções podem ser combinadas, ou seja, coletivas e individuais em um mesmo sistema. Nem sempre todas as bacias podem ser esgotadas, quer por razões de custos ou pela inexistência de uma destinação final para o tratamento dos esgotos.

Nos projetos, as soluções individuais devem ser incluídas em pontos de difícil acesso à rede coletora ou que podem encarecer a obra, seja por instalações de estações elevatórias (e seus respectivos consumos de energia) ou por escavações em profundidades muito elevadas.

Em alguns casos, quando os domicílios não possuem condições mínimas para receber rede coletora de esgoto ou solução individual são previstos os projetos de melhorias sanitárias domiciliares que distribuem kits sanitários contendo chuveiro, pia para lavar as mãos, vaso sanitário, pia de cozinha e etc.

A formulação de alternativas deve ser criteriosamente analisada e justificada, apresentando suas unidades componentes, impactos ambientais e sociais, bem como o custo final de cada alternativa. Geralmente, a alternativa que acarreta em menores custos é a escolhida, porém nem sempre é a mais eficiente. A opção escolhida deverá ter características como: menor custo, menor impacto ambiental e social, menores taxas de desapropriação e etc.

O cenário que apresenta maior custo em sistemas de esgotamento sanitário são os projetos que prevêem instalações de estações elevatórias para o recalque de esgoto de um ponto de cota mais baixa para outro mais elevado, seja para integrar bacias ou para levar o efluente à estação de tratamento.

Outros fatores têm de ser ponderados para a implantação do sistema, tais como: aspectos culturais e sociais da comunidade, disponibilidade de mão-de-obra local para treinamento e qualificação com o objetivo de operar e manter o sistema, a disposição de pagamento dos usuários, condições econômicas e financeiras do prestador de serviços, entre outros.

Em relação aos aspectos culturais é importante ter conhecimento de como a população faz uso da água e qual a expectativa da mesma de melhorias no quesito da saúde pública com o sistema de esgotos, podendo ser obtidos mediante aplicação de questionários. É importante sugerir à concessionária do sistema o incentivo a programas de educação ambiental, combate ao desperdício do uso da água, captação de águas de chuvas, higiene sanitária, entre outros. A população deve participar nos processos de seleção e implantação da solução para o esgotamento sanitário, assim, além de conhecer o projeto e suas benfeitorias, pode apresentar idéias e sugestões que eventualmente podem ser acatadas.

Sempre que possível deve-se contratar mão-de-obra local para a implantação do sistema, pois acarreta em geração de empregos e rotatividade de capital. Para regiões de menor porte, deve-se atentar para o encarregado da manutenção e operação do sistema, o qual deve ser treinado e qualificado. Em localidades com maiores restrições orçamentárias, deve-se prever se o faturamento pode cobrir os custos da operação/manutenção periódica do sistema e de seus respectivos funcionários.

Outro aspecto a ser avaliado são as áreas onde há maior índice de inadimplência no pagamento da tarifa de água que geralmente apresentam maior resistência da comunidade em fazer as ligações domiciliares à rede coletora pública de esgotos, já que a tarifa tende a aumentar com a oferta deste serviço.

Em soluções individuais, como fossa-sumidouro, o usuário deve seguir as normas estabelecidas para a limpeza, de modo que não prejudique a eficiência do sistema e, conseqüentemente, cause danos ao meio ambiente (pela poluição dos solos e lençol freático) e à sua saúde.

Geralmente, concomitantemente ao levantamento topográfico, é feito o estudo de sondagem, no qual se identifica o tipo de solo, para que seja identificado o tipo de escoramento a ser utilizado nos trechos e a possibilidade de uso de explosivos (caso haja formação rochosa ou afloramento de rochas em pouca profundidade de escavação).

Todos os critérios e parâmetros de projeto devem ser considerados e justificados, sendo que, no caso de falta de dados para os cálculos dos mesmos, deve-se seguir a NBR 9649/1986. Os principais parâmetros são: consumo *per capita*, coeficientes de variação de vazão (K_1 , K_2 e K_3), taxa de contribuição industrial, coeficiente de retorno, taxa de infiltração na rede e etc.

Na concepção, o relatório deve conter para cada alternativa o pré-dimensionamento das unidades do sistema, apresentando os detalhes das soluções coletivas e/ou individuais, o estudo das bacias de contribuição, traçados da rede, definição do material da rede coletora, memórias de cálculo, definição do tipo e nível de tratamento, além da identificação do corpo receptor.

Para o projeto executivo devem-se apresentar todas as plantas e peças gráficas, bem como o memorial de cálculo de todas as unidades da concepção.

Conforme Sobrinho e Tsutiya (2000), os sistemas de esgotamento sanitário devem ser projetados para um horizonte de projeto de 20 (vinte) anos e devem ser justificados em casos excepcionais. Segundo Rodrigues (2006), este período é geralmente subdividido em etapas de projeto conforme a vida útil das estruturas e dos equipamentos, as condições de financiamento da obra, a flexibilidade para futuras ampliações do sistema, entre outros fatores preponderantes.

O quadro a seguir apresenta as vantagens e desvantagens das soluções individuais e coletivas e seus respectivos impactos socioeconômicos. Vale ressaltar que o uso das duas soluções combinadas é bastante utilizado e constitui mais um recurso para o projetista e, ainda, que devem ser justificadas quaisquer soluções adotadas em projeto.



Para refletir

- ✓ No município no qual você atua como está o quadro de cobertura de esgotamento sanitário?

Quadro 3. Vantagens e desvantagens das soluções coletivas e individuais e seus impactos socioeconômicos

Solução	Vantagens	Desvantagens
Individual	<ul style="list-style-type: none">• Baixo custo de implantação (impacto econômico positivo);• Menor número de funcionários para operação e manutenção (impacto econômico positivo);• Baixo custo com operação e manutenção (impacto econômico positivo).	<ul style="list-style-type: none">• Menor eficiência no tratamento dos esgotos (impacto ambiental negativo);• Maior risco de contaminação do solo e lençol freático (impacto ambiental negativo);• Menor contratação de mão-de-obra necessária para a implantação da obra (impacto socioeconômico negativo).
Coletiva	<ul style="list-style-type: none">• Maior eficiência no tratamento (impacto ambiental positivo);• Menor risco de contaminação do solo e lençol freático (impacto ambiental positivo);• Maior contratação de mão-de-obra necessária para a implantação da obra (impacto socioeconômico positivo).	<ul style="list-style-type: none">• Alto custo de implantação (impacto econômico negativo);• Menor número de funcionários para operação e manutenção (impacto econômico negativo);• Alto custo com operação e manutenção (impacto econômico negativo).• Necessidade de treinamento de funcionários para a operação e manutenção do sistema (impacto socioeconômico neutro) *;

* Apesar de a concessionária investir mais no treinamento do servidor, há o crescimento profissional do mesmo por meio de sua qualificação.

Exercícios propostos

1. Quais são as fases do projeto e quais os instrumentos que compõem cada fase?
2. Quais os fatores que influenciam no projeto e implantação de um projeto de rede de esgoto?



Debate

- ✓ No município no qual você atua qual a solução melhor se aplicaria ao projeto? Por quê?

Sistemas individuais para esgotamento sanitário

Autores: Marcos Erick R. da Silva e André Bezerra dos Santos

OBJETIVOS:

Apresentar e discutir as soluções individuais, com e sem transporte hídrico, para o destino dos esgotos domésticos..

A ausência, total ou parcial, de serviços públicos de esgotos sanitários nas áreas urbanas e rurais exige a implantação de algum meio de disposição dos efluentes com o objetivo de evitar a contaminação em especial do solo e da água. Assim, em algumas localidades, principalmente em regiões pouco desenvolvidas, com residências isoladas, com peculiaridades topográficas, entre outros aspectos sócio-econômicos e culturais, nem sempre é possível a utilização de sistemas de esgotamento convencional, ou seja, através da ligação dos esgotos gerados nas edificações em uma rede coletora. Para estes casos, é conveniente adotar soluções individuais de tratamento dos excretas.

Podem-se destacar as soluções por via seca, ou seja, quando não é feito uso de água, ou por via hídrica, quando para afastar os excretas, faz-se uso de descarga de água de modo automático ou não. Ambas as formas serão detalhadas no presente capítulo.

Soluções por via seca

Todos os tipos de privada incluídas neste tipo de solução são variantes da privada com fossa seca que tem encontrado vasta aplicação em países em desenvolvimento, inclusive no Brasil, em programas de saneamento básico. Em geral, esses sistemas são mais adequados para regiões desprovidas de sistemas de abastecimento de água, em particular em residências que não dispõem de instalações sanitárias (JORDÃO e PESSÔA, 2005).

Fossa Seca

Constitui-se de uma escavação feita no terreno, com ou sem revestimento, a depender da coesão do solo, de uma laje de tampa com um orifício que serve de piso, e de uma casinha para sua proteção e abrigo do usuário (Figura 4), sendo recomendado também contra problemas de odores, um sistema de ventilação, constituído por um tubo localizado na parte interna da casinha, junto à parede, com a extremidade superior acima do telhado (Figura 4). Esse dispositivo é destinado a receber somente as excretas, ou seja, não há utilização alguma de água. As fezes retidas no seu interior se decompõem ao longo do tempo pelo processo de digestão anaeróbia (FUNASA, 2006).

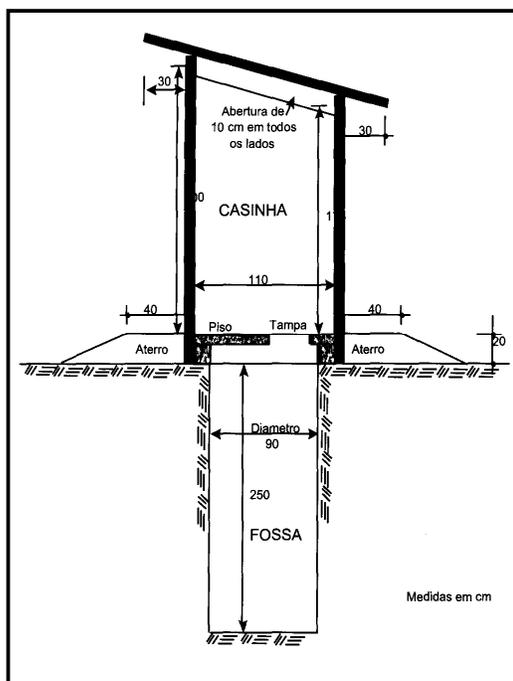
Uma característica fundamental da fossa seca (e daí vem o seu nome) é que ela não deve receber água de descargas, de banhos, de lavagem, de enxurrada ou mesmo água do solo quando o nível da água subterrânea for muito alto. Os principais problemas durante o seu uso são a geração de odor e a proliferação de insetos, particularmente, a mosca.

Localização

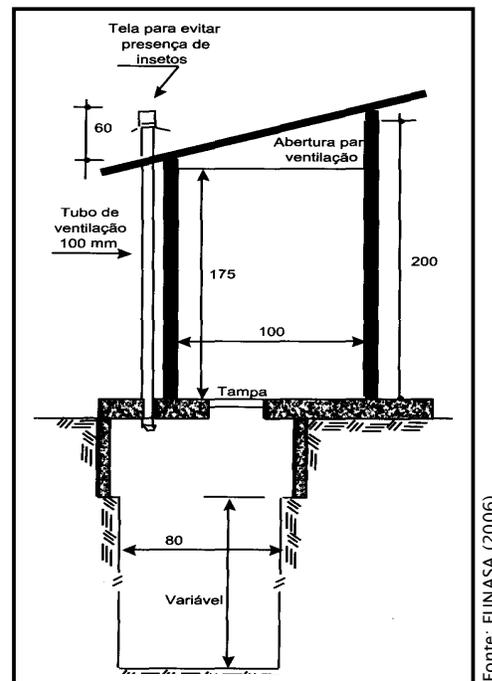
A localização das fossas secas exige atenção especial devido ao processo de infiltração no solo. Assim, deverão ser instaladas, preferencialmente, em locais planos, secos, livres de enchentes e de fácil acesso aos usuários. Distantes de poços e fontes e em cota inferior a mananciais, a fim de evitar a contaminação. A distância varia com o tipo de solo e deve ser determinada localmente. Recomenda-se afastamento de pelo menos 1,5m do excreta em relação ao lençol freático, e de 15 metros em relação a um poço, o qual deve se situar a montante da privada higiênica (JORDÃO e PESSÔA, 2005).

Dimensionamento

Deverá ser levado em consideração o tempo de vida útil da mesma e as técnicas de construção. Algumas dimensões indicadas para a maioria das áreas rurais são: abertura circular com 90 cm de diâmetro, ou quadrada com 80 cm de lado; profundidade variando com as características do solo, o nível de água do lençol freático, etc., recomendando-se valores em torno de 2,5m (FUNASA, 2006).



(a) Fossa seca convencional



(b) Fossa seca ventilada

Figura 4. Esquema em corte de uma fossa seca.

Manutenção

Na fossa seca são lançados apenas os dejetos e o papel de limpeza do usuário. Entretanto, se ocorrer mau cheiro, recomenda-se empregar pequenas porções de sais alcalinizantes, como sais de sódio, cálcio e potássio, sendo comum o uso de cal ou cinza. É conveniente que o recinto seja mantido em penumbra para evitar a presença de moscas. Assim, a porta da casinha deverá permanecer fechada e a ventilação deve ser feita através de pequenas aberturas no topo das paredes. Se, eventualmente, surgir água na fossa, propiciando a proliferação de mosquitos aconselha-se utilizar derivados de petróleo, sendo mais comum o uso de querosene e de óleo queimado (FUNASA, 2006).

A limpeza é primordial para um programa em que se busca a eliminação de focos favoráveis à transmissão de doenças. Pisos sujos por fezes e urina, ou o que é pior, a cova praticamente cheia e ainda em uso, constituem pontos de atração de moscas e roedores, prováveis focos de contaminação. Deve-se lembrar que muitas vezes essas privadas vão ser instaladas em áreas onde antes era hábito defecar no terreno, sem maiores cuidados de asseio e de limpeza, cabendo, portanto, um trabalho prévio de educação sanitária em relação ao uso e manutenção da privada, e conscientização dos moradores em relação aos benefícios sanitários e de saúde pública (JORDÃO e PESSÔA, 2005).

Vantagens e Desvantagens: diante da aplicação da fossa seca como destino e tratamento de esgotos domésticos podem-se citar as seguintes vantagens (FUNASA, 2006):

- Baixo custo;
- Simples operação e manutenção;
- Não consome água;
- Risco mínimo à saúde;
- Recomendada para áreas de baixa e média densidade;
- Aplicada a tipos variados de terrenos;
- Permite o uso de diversos materiais de construção.

Entre as desvantagens destacam-se:

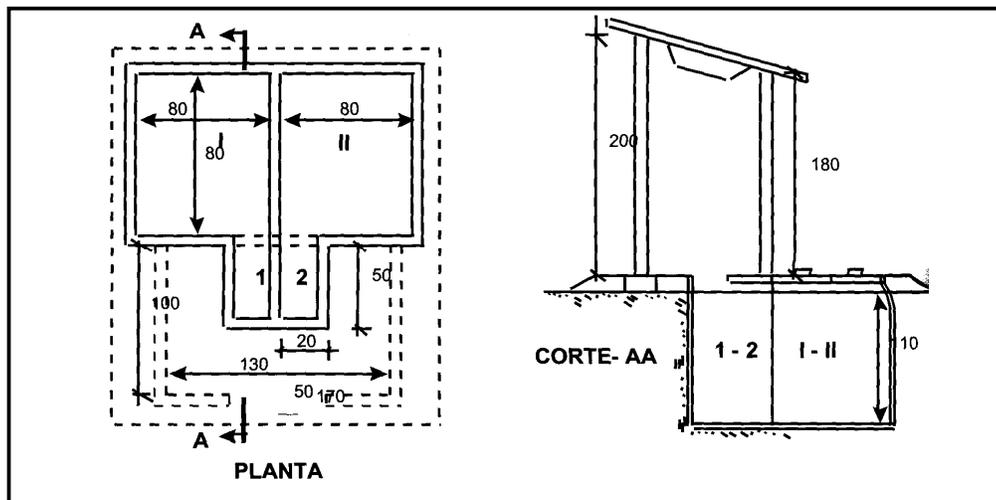
- Imprópria para áreas de alta densidade;
- Podem poluir o solo;
- Requer solução para outras águas servidas.

Fossa seca estanque

Consta de um tanque destinado a receber os dejetos, diretamente, sem descarga de água, em condições idênticas às da privada de fossa seca. Apresenta como principal característica o fato de ser totalmente impermeabilizada, sendo, portanto uma solução indicada para zonas de lençol freático muito superficial, evitando assim o perigo de poluição de poços dos quais é retirada a água para abastecimento humano (FUNASA, 2006).

Fossa Seca de Fermentação

É composta essencialmente de duas câmaras unidas e independentes destinadas a receber os dejetos, assim como nas privadas de fossa seca (Figura 5).



Fonte: Funasa (2006).

Figura 5. Esquema em planta e corte da fossa seca de fermentação.

De acordo com o tipo de solo, poderão ser tanques enterrados, semi-enterrados, ou totalmente construídos na superfície do terreno.

Quanto ao funcionamento, basicamente, utiliza-se apenas uma das câmaras até esgotar sua capacidade, em geral para uma família de seis pessoas, a câmara ficará cheia em um ano, isola-se esta câmara vedando a respectiva tampa, passando a utilizar a segunda câmara. Nesse período o material acumulado na primeira sofrerá fermentação natural. Quando a segunda câmara atingir sua capacidade máxima, o material contido na primeira já estará mineralizado, podendo ser removido e utilizado como fertilizante na agricultura, e a mesma poderá ser utilizada novamente. Assim, sempre que uma câmara estiver sendo utilizada a outra estará em repouso. Ressalta-se, que na operação de limpeza das câmaras, é conveniente deixar uma pequena porção do material já fermentado, a fim de auxiliar o reinício do processo de fermentação (FUNASA, 2006).

Soluções por via hídrica

A fossa séptica

O tanque séptico, mais conhecido como fossa séptica (Figura 6), vem sendo utilizado há pouco mais de 100 anos. Foi a primeira unidade inventada para o tratamento de esgotos e até hoje é a mais extensivamente empregada. Pode ser definida como uma câmara convenientemente construída para reter os esgotos sanitários por um período de tempo criteriosamente estabelecido, de modo a permitir a sedimentação dos sólidos e a retenção do material graxo presente no esgoto, transformando-os bioquimicamente em substâncias e compostos mais simples e estáveis (CAMPOS, 1999).

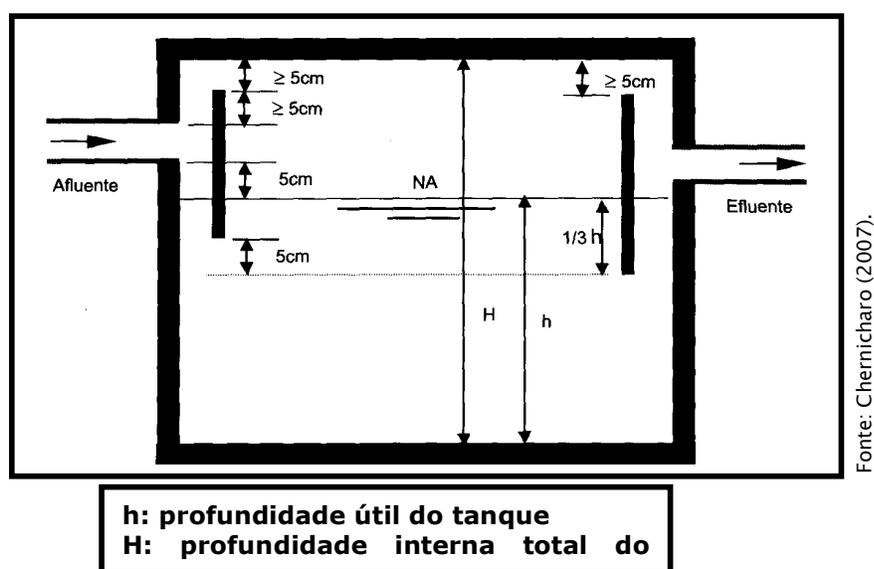


Figura 6. Tanque séptico de câmara única preconizado pela NBR 7.229 (ABNT, 1993).

Geralmente apresenta-se como um tanque com paredes verticais de alvenaria revestida ou em concreto, apoiadas sobre uma laje de concreto simples, provido de cobertura de lajotas removíveis normalmente em concreto armado, e tendo uma ou duas câmaras. Tem, normalmente, forma cilíndrica (anéis pré-moldados de concreto ou alvenaria de tijolos) ou prismática retangular (forma de caixa de sapato).

No Brasil, é uma solução bastante disseminada entre a população, servindo tanto a residências com poucos moradores como a prédios mais complexos como escolas e outros (FUNASA, 2006). O tanque séptico recebe as águas residuárias provenientes de atividades tão distintas como: descarga sanitária, despejos de lavatórios, águas do asseio corporal, de lavagem de roupas e provenientes da cozinha, sendo este recebimento feito de modo contínuo. Portanto, a entrada dessas águas corresponderá à saída de idêntica quantidade de esgoto tratado.

Funcionamento (Figura 7):

- **Retenção:** o esgoto é retido na fossa por um período estabelecido, que pode variar de 12 a 24 horas, dependendo das contribuições afluentes;
- **Decantação:** simultaneamente à fase de retenção, processa-se a sedimentação de 60 a 70% dos sólidos em suspensão contidos nos esgotos e a subsequente formação de lodo. Parte dos sólidos não decantados como óleos, graxas, gorduras e outros materiais misturados com gases e retidos na superfície livre do líquido, formarão uma camada de espuma no interior do tanque;
- **Digestão:** tanto o lodo quanto a espuma sofrem a ação principalmente dos microrganismos anaeróbios (já que a concentração de oxigênio dissolvido é muito baixa) de forma a remover parte dos poluentes presentes no esgoto bruto;
- **Redução do volume:** na digestão anaeróbia, acontece a hidrólise dos sólidos voláteis que se sedimentam, gerando como produtos gases e líquidos. Como consequência, há acentuada redução de volume dos sólidos retidos e digeridos, que adquirem características estáveis capazes de permitir que o efluente líquido do tanque séptico possa ser lançado em melhores condições de segurança do que as do esgoto bruto. Entretanto, os efluentes de tanques sépticos ainda não apresentam condições propícias para descarte sem comprometer a qualidade da água subterrânea (FUNASA, 2006).

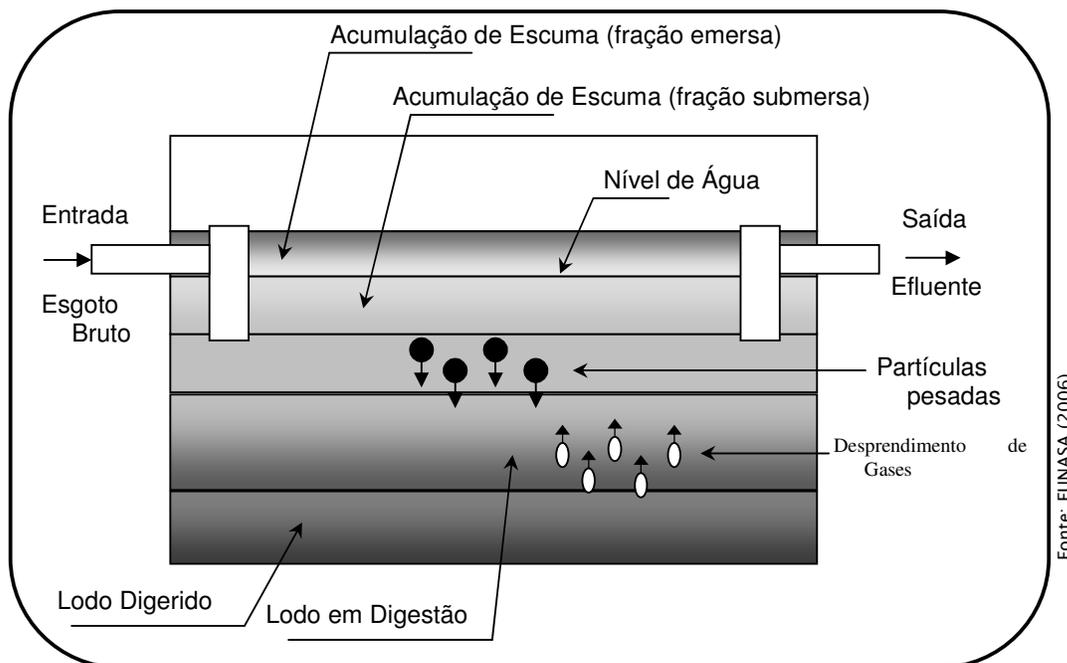
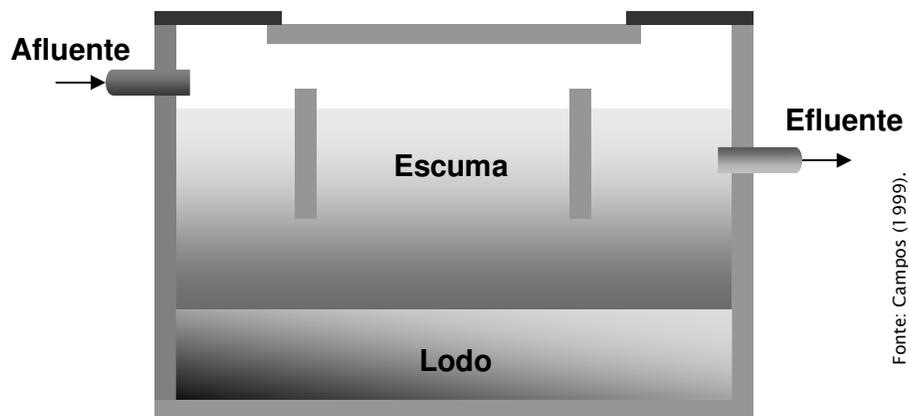


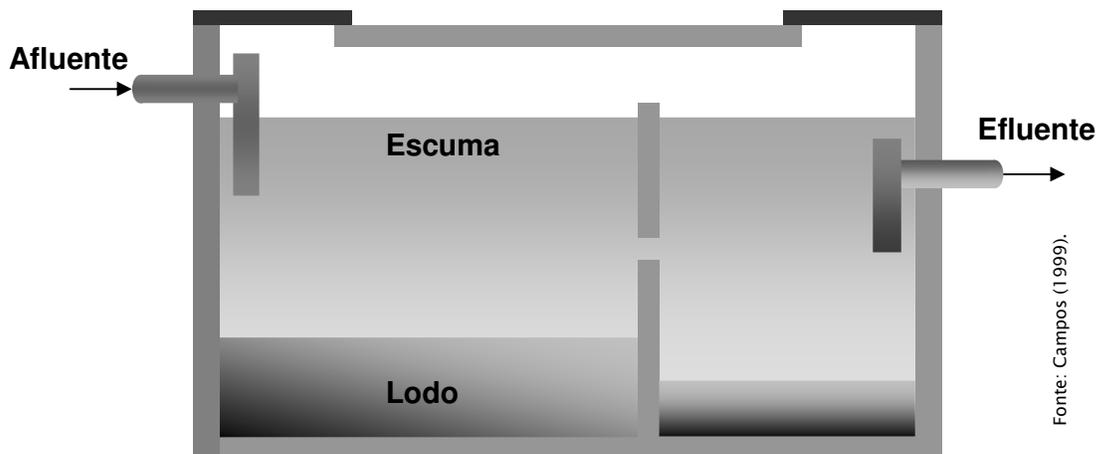
Figura 7. Funcionamento geral de um tanque séptico.

Os tanques sépticos podem ser constituídos em câmara única, em câmaras em série ou em câmaras sobrepostas, conforme mostrado nas Figuras 8, 9 e 10, e podem ter forma cilíndrica ou prismática retangular.



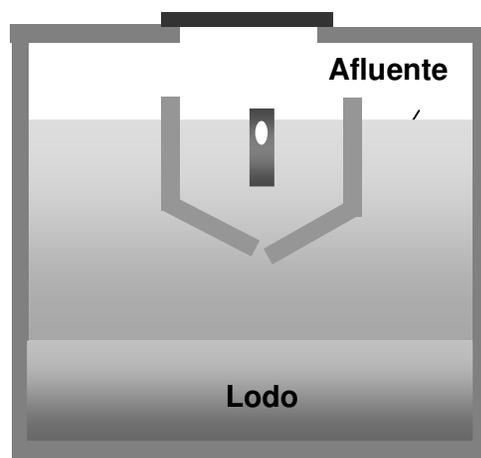
Fonte: Campos (1999).

Figura 8. Tanque séptico de câmara única (corte longitudinal).



Fonte: Campos (1999).

Figura 9. Tanque séptico de câmaras em série (corte longitudinal).



Fonte: Campos (1999).

Figura 10. Tanque séptico de câmaras sobrepostas (corte transversal).

Os de câmaras em série geralmente constituem um único tanque coberto, dividido por uma parede interna vazada (fenda horizontal), formando duas câmaras em série no fluxo horizontal. A primeira câmara é o principal reator biológico, já que recebe a maior quantidade de lodo, ou seja, os sólidos de mais fácil decantação. Além da remoção dos sólidos em suspensão, há também uma significativa remoção da matéria orgânica dissolvida nos esgotos. Nessa fase, há uma considerável geração de gases devido à decomposição anaeróbia do lodo. A segunda câmara formará pouco lodo, mas servirá como polimento do esgoto por permitir uma sedimentação mais tranqüila dos sólidos suspensos remanescentes, devido à menor interferência das bolhas dos gases gerados. Esse tipo de fossa séptica proporciona uma eficiência global maior do que uma única câmara de igual volume.

Os tanques de câmaras sobrepostas possuem divisões internas de forma a constituir duas câmaras dispostas verticalmente. Placas inclinadas são dispostas no interior do tanque com a função de separar as fases, sólido-líquido-gás. Esse dispositivo permite a passagem do lodo sedimentado da câmara superior para a inferior e desvia os gases produzidos na câmara inferior, de modo que na câmara superior ocorra a sedimentação de sólidos sem a interferência das bolhas de gases ascendentes, resultantes da digestão do lodo que se acumula na câmara inferior, propiciando maior eficiência de sedimentação (CAMPOS, 1999).

É importante a observação de que os tanques de câmara única, câmaras em série e câmaras sobrepostas são funcionalmente diferentes. Nos de câmara única, todos os fenômenos ocorrem num único ambiente. Nos de câmaras em série, embora ocorra decantação e digestão nas duas câmaras, a primeira favorece a digestão e a segunda a sedimentação, seqüencialmente. Nos de câmaras sobrepostas, a câmara superior, que é a primeira e também a última em relação ao fluxo, favorece apenas a decantação e a câmara inferior funciona como digestor e acumulador de resíduos (CAMPOS, 1999).

Você sabia...

Os tanques sépticos são utilizados há mais de cem anos e representam atualmente uma das principais unidades de tratamento de esgotos, dada a sua aplicabilidade generalizada.

Aplicabilidade e Vantagens

As fossas sépticas são indicadas para zonas urbanas ou rurais de baixa densidade populacional e que apresentam um solo com boa capacidade de absorção.

Embora comumente aplicados para pequenas vazões, os tanques sépticos podem ser indicados para tratar vazões médias e elevadas, principalmente quando construídos em módulos.

É uma tecnologia simples, compacta e de baixo custo. Contudo, apresenta baixa eficiência, principalmente na remoção de nutrientes e de patogênicos, produzindo um efluente que deve ser encaminhado a um pós-tratamento (CAMPOS, 1999).

Portanto, as grandes vantagens das fossas sépticas em comparação a todas as outras opções de tratamento de esgotos, estão na construção e operação extremamente simples, além dos baixos custos.

Para tanques sépticos, projetados e operados racionalmente, pode-se obter reduções de sólidos em suspensão em torno de 50% e eficiências de remoção de DBO em cerca de 30%, ambos decaindo com a falta de limpeza regular da fossa (JORDÃO e PESSOA, 2005).



Debate

- ✓ Quando se deve aplicar as fossas sépticas por via seca e por via hídrica?

Sistema coletivo do tipo separador absoluto para o esgotamento sanitário

Autores: Gustavo Paiva Weyne Rodrigues

OBJETIVOS:

Os sistemas coletivos podem ser divididos em dois: parcial e absoluto. O primeiro recebe uma parcela das águas de chuva provenientes de telhados e pátios das edificações e o segundo, tem suas tubulações separadas, ou seja, uma exclusiva para a coleta de esgotos e outra para transportar as águas de chuva. No Brasil, comumente, utiliza-se o sistema separador absoluto.

Apresentar e discutir os tipos de sistemas coletivos (unitário e vantagens e desvantagens e as partes que compõe um sistema de esgoto)..

De acordo com ABNT (1986), o sistema de esgoto sanitário separador é “o conjunto de condutos, instalações e equipamentos destinados a coletar, transportar, condicionar e encaminhar, somente esgoto sanitário, a uma disposição final conveniente, de modo contínuo e higienicamente seguro”.

Araujo (2003) cita que o conceito de separação absoluta é relativo, pois a própria definição de esgoto sanitário, contida na NBR-9648/1986 da ABNT, já inclui as águas de infiltração e pluvial. Ainda segundo Araujo (2003), também não estão definitivamente excluídas águas pluviais caídas em áreas internas aos domicílios ou águas subterrâneas que porventura surgem nos terrenos e que, por falta de fiscalização, são acrescidas ao esgoto por mera comodidade dos moradores. A participação dessas contribuições no cálculo das vazões fica por contra da parcela de contribuição pluvial.

A utilização do sistema separador pode ser justificada pelos seguintes fatores, segundo Azevedo Netto (1998) e Alem Sobrinho e Tsutiya (2000):

- Menores custos, pelo fato de empregar tubos mais baratos, de fácil obtenção e de fabricação industrial (tubos de PVC e derivados, manilhas etc.), facilitando a execução e reduzindo custos e prazos de construção,
- Dentro de um planejamento integrado é possível a execução das obras por etapas, construindo e estendendo-se primeiramente a rede de maior importância para a localidade, com investimento inicial menor,
- As condições para o tratamento do esgoto são melhoradas, evitando-se a poluição das águas receptoras por ocasião das extra vazões que se verificam nos períodos de chuvas intensas,
- Não se condiciona e nem obriga a pavimentação das vias públicas,
- Reduz a extensão das tubulações de grande diâmetro em uma localidade; pelo fato de não exigir a construção de galerias em todas as ruas.

O que é bastante evidente no Brasil, notadamente nos municípios de menor porte, é que o controle para se evitar que as águas pluviais (principalmente as provenientes dos telhados e pátios dos domicílios esgotados) sejam encaminhadas junto com o esgoto sanitário, o que poderá acarretar num sistema ineficiente. Geralmente nessas localidades o sistema de drenagem é inexistente, ineficiente ou ultrapassado. O quadro 4 apresenta as características que diferenciam o sistema separador parcial e absoluto.

Quadro 4. Características dos sistemas separadores de esgoto sanitário.

Sistema separador	Característica
Absoluto	Tem suas tubulações separadas, ou seja, uma exclusiva para a coleta de esgotos e outra para transportar as águas de chuva.
Parcial	Recebe uma parcela das águas de chuva provenientes de telhados e pátios das edificações.

Os custos com a rede coletora contemplam:

- Locação e cadastro em meio magnético da rede,
- Aquisição, transporte e assentamento das tubulações,
- Sinalizações, segurança e travessia,
- Movimento de terra (escavação, reaterro e bota-fora),
- Escoramento das valas,
- Aquisição e/ou execução de órgãos acessórios da rede.

É importante salientar que quanto mais complexo o sistema, mais caro torna-se a obra. A instalação de elevatórias de esgotos e escavação em profundidades elevadas são as etapas mais onerosas de uma obra de rede de esgotos.

Para um melhor entendimento: uma estação elevatória de esgotos requer os seguintes fatores que encarecem a obra:

- Tratamento preliminar situado a montante da casa de bombas,
- Aquisição de conjuntos moto-bomba e equipamentos hidromecânicos,
- Projeto de instalação elétrica da EE,
- Treinamento de pessoal para operação e manutenção,
- Dispendio com energia elétrica (após implantação do sistema).

Sistema Condominial de Esgoto Sanitário

Autores: Teresa Chenaud

Introdução

O sistema condominial de esgoto sanitário faz parte da denominada Tecnologia Apropriada-TA.

O termo Tecnologia Apropriada indica a possibilidade de adaptação da tecnologia ao meio no qual se adota em termos físico-ambientais, culturais e sociais. Indica ainda uma busca do respeito e confiança dos membros da comunidade na qual se instala, no seu potencial e capacidade de ação e participação que são pré-condições para uma melhoria da condição de vida sanitária e ambiental local (KLIGERMAN,1995).

OBJETIVOS:

Apresentar conhecimentos sobre sistemas Condominiais de esgoto.

O SCE é assim denominado porque a idéia básica de sua implantação é a da formação de um condomínio na quadra urbana, envolvendo um conjunto de usuários interligados por uma rede de tubulações de diâmetro compatível com o volume de esgoto produzido pela quadra (ramal-condomínio) ou rede condominial de esgoto (RCE), dispostas a pequenas profundidades no interior dos lotes. A concepção do SCE, segundo MELO (1994), é baseada em princípios como o de participação, pacto comunitário, descentralização técnica e administrativa, gradualismo, universalidade e equidade. Esses princípios remetem à idéia de busca de maior cobertura em esgotamento sanitário, de eficácia técnica e organizacional, além da construção de estratégias para ampliação da participação social no processo de implementação e de manutenção dos serviços.

Cabe chamar à atenção para os termos tecnologia e técnica que estão sendo aqui muito utilizados. Assim, conforme afirma Ennes (1989, p. 14), a tecnologia é compreendida como “[...] um conjunto de princípios, configurado por conhecimentos científicos que se aplicam a um determinado ramo de atividade”. Por sua vez, segundo o mesmo autor, a “[...] técnica é o conjunto de processos que possibilita materializar a tecnologia’ (ENNES, 1989, p. 14).

O SCE compõe-se de dois elementos básicos: um de ordem tecnológica, que diz respeito à concepção técnica da alternativa, e outro relativo a sua gestão, baseada na ação descentralizada e participativa. É a reunião desses elementos que confere identidade a esse sistema.

Neste texto, inicialmente, serão apresentadas as origens do SCE, sua concepção técnica e algumas de suas principais características, com destaque para àquela referente a participação popular, em todas as etapas de sua adoção. Após, serão mostrados os parâmetros de projeto que, como será observado, pouco se diferenciam dos da concepção convencional, adotados na maior parte dos projetos de esgoto sanitário. Por fim, têm-se a conclusão, seguida das referências bibliográficas aqui utilizadas.

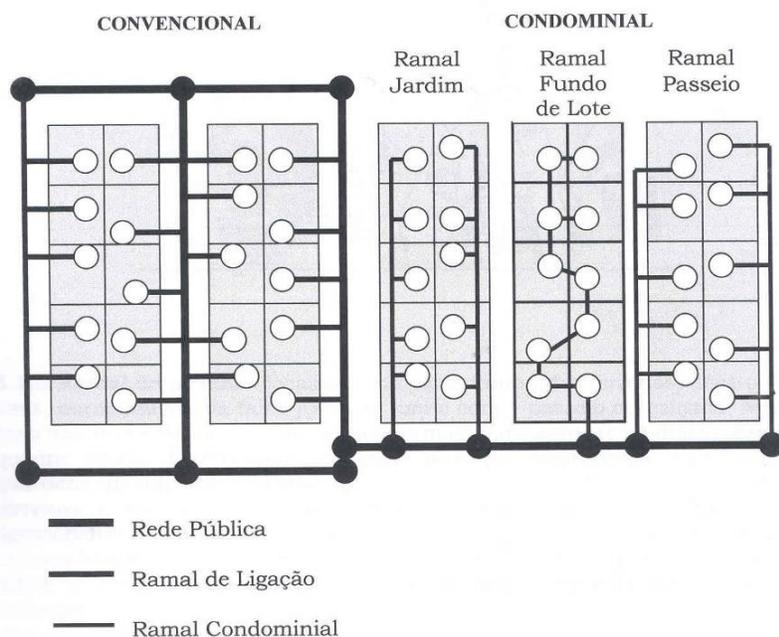
Você sabia....

Como exemplos de tecnologias apropriadas para o esgotamento sanitário, citam-se o Sistema Simplificado de Esgoto, do Prof. José M. Azevedo Netto (AZEVEDO NETTO, 1992), o Sistema Não Convencional de Esgotamento Sanitário a Custo Reduzido para Pequenas Comunidades e Áreas Periféricas, do Prof. Eliaz Szachna Cynamon (CYNAMON, 1986) e, principalmente pela grande aplicação e utilização, os Sistemas de Esgotamento Sanitário tipo Condominial ou simplesmente Sistema Condominial de Esgoto – SCE (MELO, 1994). Nesse texto será tratado apenas do Sistema Condominial de Esgoto.

Sistema condominial de esgoto

Nas últimas décadas tem havido um interesse crescente no sentido de adotar tecnologias apropriadas – TA, para o esgotamento sanitário, com destaque para o SCE. Esse interesse é justificado tanto pelo menor custo de implantação dessa alternativa tecnológica, quanto pelos questionamentos relativos à adequação técnica da tecnologia convencional frente às diferentes realidades dos contextos urbanos e rurais brasileiros. Ou seja, o SCE, em razão da sua flexibilidade técnica, se adequa às mais diferentes situações físicas onde será implantado.

Conforme a ilustração comparativa a seguir, pode-se observar que o desenho das RCE em uma quadra urbana mostra-se mais adequado e econômico do que a opção convencional, podendo ser adotado, em função da topografia existente, em três formas de disposição das redes (ramal de jardim; ramal de fundo de lote; ramal de passeio) nos mais diferentes contextos urbanos. Assim, independentemente das características socioeconômicas e físicas locais, ao percorrer as menores dimensões do lote, ao adotar esse modelo têm-se uma redução significativa na quantidade de tubulações com a conseqüente implicação nos custos, contribuindo para o atendimento ao princípio da equidade, tão necessário e importante a este tipo de serviço público.



Fonte: Nazareth (1998).

Figura 11. Representações gráficas: sistema convencional e condominial.

Cabe salientar que o Sistema Condominial de Esgoto é formado por três partes: os ramais condominiais, coletivos ou multifamiliares (redes condominiais), os coletores públicos e as unidades de tratamento. Para efeito deste trabalho será dado destaque às redes coletoras formadas pelos ramais ou redes condominiais.

Origem

Apesar das experiências com sistemas de esgotamento sanitário tipo condominial terem se difundido no Brasil a partir dos anos 80, a idéia remonta ao ano de 1903, quando o engenheiro sanitarista Saturnino de Brito desenvolvia estudos na busca de soluções para os esgotos da cidade de Santos, que mais tarde integraria o plano de saneamento, melhoramentos e ampliação daquela cidade. Saturnino de Brito nesse seu plano, apresenta inovações nessa época em relação à coleta de esgotos das edificações existentes ao propor os denominados por ele de “quarteirões salubres atravessados por vielas sanitárias e ruas particulares, com ou sem parques interiores gramados e arborizados” (ANDRADE, 1991), ou seja, a concepção do SCE.

Nas pequenas cidades de Currais Novos e Santa Cruz, no Rio Grande do Norte, por volta de 1950, através de iniciativas de saneamento municipal, “[...] foi desenvolvido um sistema de coleta comum de esgotos de pouca profundidade e pequena declividade que passava entre os lotes dos moradores antes de alcançar a rua - a base essencial do sistema tipo condominial” (WATSON, 1994).

Embora se conheça esses exemplos, a verdade é que só a partir de 1983, através do engenheiro José Carlos Rodrigues de Melo e sua equipe, formada por engenheiros com destaque para o professor Andrade Neto, inicia-se no Brasil a disseminação de experiências com sistemas de esgotamento sanitário do tipo condominial. O processo de democratização pelo qual o país atravessava nos anos 80 parecia propício para a introdução de experiências participativas. Assim, foi em Natal, capital do Rio Grande do Norte, que Melo, sistematizador e disseminador do sistema, realizou a primeira experiência do sistema tipo condominial em grande escala, que passou a servir como base para os modelos de quase todos os projetos condominiais subsequentes.

O modelo de sistema de esgotamento sanitário adotado até então, denominado de sistema convencional ou clássico, foi introduzido numa época (1879) em que nem se pensava em participação da população. Esse sistema, por ter origem nos Estados Unidos, vinha se mostrando inexecutável como solução abrangente, para a realidade brasileira, em função dos altos recursos necessários para sua implantação, além de não haver atenção quanto à diversidade territorial e de situações existentes no nosso País. Desse modo, a técnica disponível privilegiava, principalmente, as áreas das cidades de ordenamento regular (quadras bem definidas), dificultando ou mesmo impedindo o atendimento daquelas áreas de assentamentos espontâneos, como as favelas, por exemplo, habitadas por populações, na sua maioria, de baixa renda.

A partir desse raciocínio, é possível afirmar que o sistema de esgotamento sanitário do tipo condominial vem permitir, em função de uma tecnologia que se adapta às conveniências sócio-culturais e econômicas, o acesso a esse fundamental serviço público a uma grande parcela da população antes não atendida, contribuindo para minimizar a carência de serviços de esgoto sanitário e tendo como consequência significativos impactos na saúde dos indivíduos e na melhoria da salubridade ambiental.

O sucesso dessa concepção vem se dando ainda devido ao seu alto índice de ligações efetivadas (eficácia sanitária), ao seu baixo custo de implantação e manutenção e a idéia de continuidade nos serviços, gradualismo, para acompanhar o crescimento da demanda, com o aumento da população.

Condomínio significa “domínio comum”, ou seja, que pertence a todos e não a uma pessoa individualmente, o que indica, principalmente no caso dos sistemas condominiais, a necessidade de parceria de todos os envolvidos no processo de sua implementação. Assim sendo, o sistema de esgotamento sanitário do tipo condominial “[...] se apóia fundamentalmente na combinação da participação comunitária com a tecnologia apropriada, mostrando-se capaz de enfrentar o desafio do atendimento pleno da população” (MELO,1994).

Concepção

A proposta do modelo condominial, em termos técnicos, reafirma a opção tecnológica adotada quando da concepção dos projetos de redes coletoras de esgoto – regulamentada pelas normas NBR – 9.649, Projetos de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário de 1986.

A concepção técnica que compõe a estrutura do modelo, de acordo com Melo (1994), se realiza através de três técnicas de sucessivos níveis de abrangência:

- Os **condomínios**: que constituem a nova unidade de coleta formada pelo ramal condominial, composto de uma rede de tubulações interna às quadras que pode ser localizada nos passeios, nos fundos dos lotes ou nos jardins como visto na ilustração acima. Esse ramal coleta os esgotos das unidades domiciliares que integram o condomínio, conduzindo os esgotos para a rede básica, antes passando por uma caixa de inspeção, onde serão feitas a manutenção e desobstrução da rede de responsabilidade do condomínio. A redução de custo começa nesse ramal, pois tem menor extensão que os ramais individuais do sistema convencional, pelo fato dele atravessar os lotes pelas suas menores dimensões obedecendo à topografia (aprofundamento mínimo), demandando uma menor rede externa de coleta e reunião dos esgotos. A formação do condomínio é feita por meio de “pacto” firmado entre vizinhos e entre estes e as instituições ou organismos envolvidos com os serviços. A participação conjunta, desses diferentes atores, é que possibilita o assentamento dos ramais condominiais em lotes particulares;
- Os **micro-sistemas**: são as pequenas bacias de drenagem compostas de uma ou da combinação de mais de uma unidade de tratamento de baixo custo e operação simples, podendo ser tanques sépticos multifamiliares, lagoas de estabilização, *wetlands*, etc. Nesse caso há uma desconcentração do processamento final, eliminando as estruturas de transporte na transposição de bacias, com utilização de elevatórias, emissários, etc., que têm custos elevados. Essas unidades de tratamento, em cada caso, dependerão da realidade e disponibilidade de áreas locais;
- **O sistema cidade**: refere-se à instância de decisões e resoluções do sistema completo da cidade. Integra o conjunto interdependente de Bacias de esgotamento, sub-bacias e vários micro-sistemas e do ponto de vista institucional os elementos que compõem as relações e regulamentações do sistema (modalidade da manutenção das RCE, política de preços das tarifas, subsídios, etc).

Características

A participação comunitária, como premissa básica do SCE, constitui parte fundamental da metodologia de implementação. Está associada a um processo de mobilização que tem por objetivo informar e divulgar os propósitos da intervenção e de como dela participar de forma a envolver os usuários no processo de implementação da solução. É importante a ação de uma equipe multidisciplinar, com profissionais da área social e técnica. É necessário que todos tenham um comportamento comunicativo, interesse e propensão para dar e receber

informações, principalmente quando se estiver lidando com camadas populares que se encontram desmobilizadas. Nesses casos, a participação desses segmentos exige um processo mais demorado e paciente para que resulte no que Nunes (1999: 117–119) tão bem denomina de “*o despertar pelo coletivo*”, pois, o interesse espontâneo da maioria das pessoas está vinculado a problemas de sobrevivência ou questões pessoais e familiares. Promover a participação — incorporar os habitantes que nunca se envolveram com as decisões sobre o bairro, dentro de uma nova lógica de planejamento, intervenção e gestão — exige não só técnicas e métodos, mas, grande compreensão das restrições impostas pela própria história social e política do Brasil a esta prática. Autores como Moser (1989, p. 83) e Toro (1997, p. 37) indicam, inclusive, a necessidade de uma capacitação prévia dos envolvidos, comunidades e organizadores, à participação. Em outras palavras, todos devem *aprender a aprender a participar*.

Andrade Neto (1999, p. 54) argumenta que a adesão participativa da comunidade, ao processo de resolução dos problemas dos esgotos, depende de como essa comunidade foi sensibilizada na fase de planejamento e do nível de conhecimento que lhe foi dado sobre o projeto, do qual resulta, ou não, o seu envolvimento na implementação do sistema proposto, como consequência natural de um processo de negociações.

Watson (1994, p. 72) salienta que “[...] a interação intensiva e negociações com os usuários leva tempo, porém os benefícios a longo prazo (desenho mais apropriado dos ramais condominiais e crescente credibilidade na empresa) pesam no investimento”.

O principal instrumento que vem sendo utilizado para a mobilização da comunidade quando da implantação das RCE é o da realização da *reunião condominial*. A *reunião condominial* é o momento de participação, negociação, informação, decisão e promoção da organização comunitária que ocorre no âmbito de cada quadra, com a finalidade de iniciar a organização do *condomínio*. Nessa reunião, é apresentado o SCE e as características das RCE (que poderão ser instaladas no interior dos lotes particulares); são discutidas as formas e os padrões de atendimento; as regras de acesso; os custos diretos e os deveres na construção e manutenção dos ramais condominiais; além das alternativas de solução para o esgotamento sanitário do local. Nessa oportunidade, também é realizado um trabalho de educação sanitária e ambiental, cujo conteúdo deve estar adaptado às características sócio-culturais da população local, contendo informações sobre a importância de um sistema de esgotamento sanitário bem como do uso adequado e da conservação das redes sob responsabilidade dos usuários. Cada *condomínio* elege também um representante, denominado de *síndico*, que passa a representar os usuários, daquela quadra, ante a concessionária.

“[...] O processo de adesão da quadra à solução Condominial é consumado através do documento intitulado “Termo de Adesão”, onde em forma de “abaixo assinado” os moradores constituem o condomínio informal, decidem o tipo de ramal condominial de sua preferência e escolhem a modalidade de pagamento” (NAZARETH, 1997, p. 8).

Uma importante questão também a ser considerada, quando da adoção do SCE, é a de que muitas populações, por não disporem desse essencial serviço público e, na busca de soluções

para as insatisfações acumuladas vêm introduzindo “formas próprias” de resolução para os seus problemas de esgotamento sanitário. Considerando que existe um grande conhecimento da realidade local, com aqueles que ali vivem, as soluções devem ser buscadas a partir de uma análise ampla, comprometida com diagnósticos que atentem para as possíveis alternativas, no sentido de compartilhar conhecimento técnico e conhecimento popular.

Andrade Neto (1999) destaca ainda que a participação da comunidade nos sistemas condominiais é importante nas duas etapas do processo: na **implantação**, a participação da comunidade pode ir desde a assimilação e compreensão do que se constitui um sistema de coleta de esgoto passando pela orientação das ações referentes ao traçado dos ramais condominiais, até as contribuições concretas na execução da obra¹; na **manutenção**, a participação vai do pagamento pelos serviços como usuários do sistema até o uso correto e a conservação das partes do sistema sob sua responsabilidade. Essas responsabilidades geralmente se limitam aos ramais condominiais e, no máximo, à rede pública, dependendo das características da comunidade, de sua capacidade de articulação, da escolha da tecnologia e da forma de gestão.

O sucesso do SCE deve-se, não só à flexibilidade técnica do modelo, podendo ser utilizado nas mais diferentes situações urbanísticas e à redução dos custos de implantação de um sistema de esgoto sanitário, mas, também depende da forma de parceria feita com a comunidade, visando obter o seu comprometimento e apoio ao projeto.

A literatura menciona casos de sucesso de projetos implantados e já avaliados no Brasil, que utilizaram o sistema condominial, onde os bons resultados dependeram, principalmente, dessa articulação e mobilização dos atores envolvidos localmente e da capacidade de pensarem de forma conjunta, tendo como consequência um bom funcionamento daqueles sistemas e de uma melhor utilização dos recursos, vez que foram transformados em benefícios reais para as comunidades.

No Rio Grande do Norte, por exemplo, onde sistemas condominiais foram implantados em diversos municípios, o estímulo à participação da população foi feito através das prefeituras municipais, a partir de um sistema de distribuição de responsabilidades. Coube também às prefeituras, a responsabilidade de coordenarem os denominados “pactos comunitários”, estabelecidos em função da participação dos usuários para a implementação dos diversos sistemas (SALES, 1983).

¹ Cabe mencionar que existe atualmente uma discussão sobre se a população deve ou não participar, através da sua força de trabalho, da execução das obras. Há um reconhecimento de que enquanto as camadas superiores de renda têm sido contempladas por políticas de crédito subsidiado, os pobres têm sido constrangidos à autoprodução. Seria algo semelhante ao já popular e muito em uso nas áreas periféricas “mutirões organizados” destinados à construção de casas populares, de arruamentos etc., representando formas privadas de urbanização, enquanto nos bairros mais nobres esses investimentos são financiados através de impostos regressivos.

Nazareth complementa ainda que, dependendo das regras estabelecidas pelas concessionárias de cada Estado, existem casos no Brasil em que os usuários puderam ainda optar pela participação direta na construção do ramal condominial em substituição ao pagamento da taxa de ligação domiciliar.

A literatura recomenda ainda que a concessionária responsável pelo serviço continue o trabalho de indução da participação da comunidade, após as obras, devendo para isso ela mesma se adequar a essa forma de relacionamento.

Dessa forma, observa-se que uma real participação dos usuários passa ser fundamental para que esse tipo de solução seja adotada.

Parâmetros de Projeto

De acordo com a síntese realizada por Oliveira (2004), o projeto básico do sistema condominial deve contemplar os seguintes elementos:

- Levantamento de cartografia e topográfico;
- Definição de parâmetros como horizonte do projeto, população a ser atingida, quotas *percapita*, coeficientes de K1 e K2 (dia e hora de maior produção, respectivamente), coeficiente de retorno, dentre outros;
- Reconhecimento da área de abrangência do projeto, através de visita ao maior número de ruas da localidade, observando sempre o sentido natural do escoamento das águas;
- Identificação em planta dos planos de esgotamento e eventuais condições especiais que devem ser consideradas no projeto (interferência, largura de passeios, greides de ruas, disposição de lotes, áreas disponíveis etc.) de acordo com a visita ao local e as plantas de topografia;
- Identificação de cada grupo de residências, a ser atendido em função da topografia, do provável ponto de saída do ramal condominial, onde será efetuada a interligação à rede pública;
- Lançamento prévio dos ramais condominiais que vão esgotar cada grupo de residências;
- Lançamento da rede pública de forma a esgotar toda a área a ser atendida, em função dos planos de escoamento e pontos de saída dos ramais condominiais;
- Avaliação das declividades da área, após o lançamento dos coletores, seja através de levantamento de pontos notáveis ou de plantas topográficas disponíveis, e conseqüentes profundidades que serão necessárias para a sua implantação. Fatores preponderantes nessa definição são as profundidades mínimas adotadas para os ramais condominiais e redes públicas, a condição topográfica da região e a declividade mínima adotada nos coletores;

- Pré-dimensionamento dos coletores (cálculo dos diâmetros) que é efetuado através do levantamento das vazões contribuintes, trecho a trecho, em função da ocupação do lote e das declividades definidas para os respectivos trechos;
- Elaboração do orçamento estimado dos serviços a serem realizados, após o pré-dimensionamento do sistema. O orçamento se baseia em critérios bem definidos de execução dos serviços, critérios estes que deverão ser seguidos durante as obras;
- Formação de equipes de acompanhamento dos serviços, antes do início das obras, que serão responsáveis pelas diversas atividades de apoio a condução da obra. (OLIVEIRA, 2004).

O desenho do ramal a ser adotado deve levar em consideração as peculiaridades de cada área e as indicações dos usuários residentes nas quadras condominiais, que embasará a discussão da solução técnica para o esgotamento sanitário do local. Ou seja, no contexto dessa alternativa dilui-se a diferença entre a fase de planejamento (que não pode ser concebida de forma isolada dentro dos escritórios) e a de execução passando as mesmas a se constituírem em um todo integrado.

A opção “ramal fundo de lote” deverá ser evitada, tanto quanto possível – a despeito de ser o desenho de menor extensão, já que percorre os menores trajetos – em razão dos possíveis conflitos que possam surgir, tanto na etapa de execução das obras – interação entre agentes implementadores e usuários–, quanto na etapa pós-obra – em razão dos riscos de contaminação dos moradores, caso haja extravasamento da caixa de inspeção instalada no interior do lote.

Do ponto de vista técnico, de maneira geral, a implantação do ramal condominial apresenta as seguintes vantagens apresentadas:

- **Menor dimensão das valas, em especial a sua profundidade;**
- **Menor volume de escavação e reaterro, evitando escoramentos e esgotamento das áreas do lençol freático;**
- **Menor diâmetro da tubulação;**
- **Menor comprimento de rede;**
- **Uso de caixa de inspeção para manutenção da rede;**
- **Manutenção relativamente fácil;**
- **Pouca utilização de equipamentos de manutenção.**



Para refletir

- ✓ O SCE necessita de uma série de esclarecimentos e discussões a nível local, até o ponto em que a compreensão/motivação/aceitação possibilite o uso adequado da solução pretendida.
- ✓ Para conseguir um maior conhecimento e compreensão dos benefícios e das diversas soluções e alternativas existentes, a educação sanitária e ambiental é um eficiente instrumento que deve ser adotado, como complemento das intervenções físicas.



Debate

- ✓ Em sua opinião até onde pode chegar à interação entre o conhecimento técnico com o conhecimento da realidade local?

Exercícios propostos

1. Qual a importância da educação sanitária e ambiental no SCE?
2. O que são estabelecidos nas reuniões condominiais e quem deve participar?.
3. Até que ponto deve ser abranger a participação da população no projeto de SCE?

Locação e Órgãos Acessórios da Rede

Autor: Gustavo Paiva Weyne Rodrigues

OBJETIVOS:

Apresentar as ideais locações dos órgãos acessórios de uma rede de esgotos e, também o traçado ideal de uma rede.

Antes de se definir os órgãos acessórios da rede é necessário conceituar um coletor de esgoto, que é o conduto que recebe contribuições prediais em qualquer ponto ao longo de sua extensão. Os coletores podem ser divididos em: tronco, principal e secundário.

Coletor-tronco: é a tubulação que na maioria das redes tem o maior diâmetro e profundidade, uma vez que recebe contribuições de esgoto apenas de outros coletores, ou seja, recebe as vazões pontuais de outros coletores.

Coletor principal: geralmente é o coletor de maior extensão na rede. Pode haver mais de um, dependendo da bacia ou sub-bacia de esgotamento.

Coletor secundário: são os coletores de menor extensão, de menor diâmetro e que constituem a maioria dentro de uma bacia.

Para Araújo (2003), os órgãos acessórios são dispositivos fixos desprovidos de equipamentos mecânicos, que são construídos em pontos singulares da rede coletora com a finalidade de permitir a inspeção e a desobstrução das tubulações, além de facilitar a manutenção da pressão atmosférica nos tubos, visando garantir o escoamento livre.

Os órgãos acessórios mais utilizados são poços de visita (PV), terminais de limpeza (TL), tubos (também chamados de terminais) de inspeção e limpeza (TIL) e caixas de passagem (CP). A seguir os dispositivos mais importantes são caracterizados.

Órgãos acessórios da rede

Poço de visita

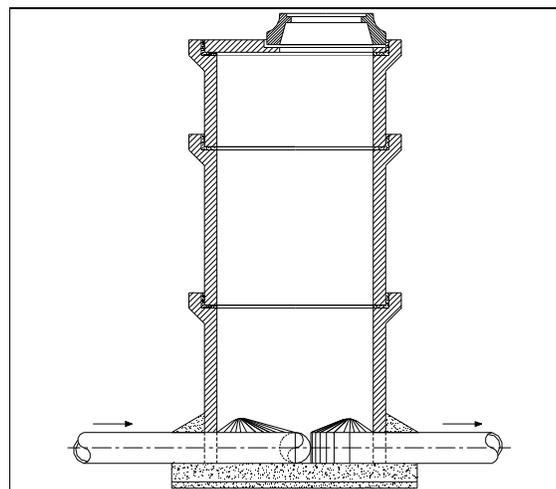
ABNT (1986) define o poço de visita como uma câmara visitável através de abertura existente em sua parte superior, destinada à execução de trabalhos de manutenção.

O poço de visita é uma câmara construída geralmente em concreto e que, através de abertura existente em sua parte superior (onde há o tampão), permite o acesso de equipamentos e trabalhadores para executar trabalhos de manutenção. O PV pode ser construído também em alvenaria ou em aduelas de concreto pré-moldado.

Há alguns anos, a utilização de poços de visita era tradicional em projetos de esgoto sanitário. Mas, com o surgimento de novos e mais econômicos equipamentos de limpeza das redes, este dispositivo pôde ser substituído por tubos de inspeção e limpeza (TIL) e terminais de limpeza (TL). Segundo Alem Sobrinho e Tsutiya (2000), os poços de visitas são obrigatórios nos seguintes casos:

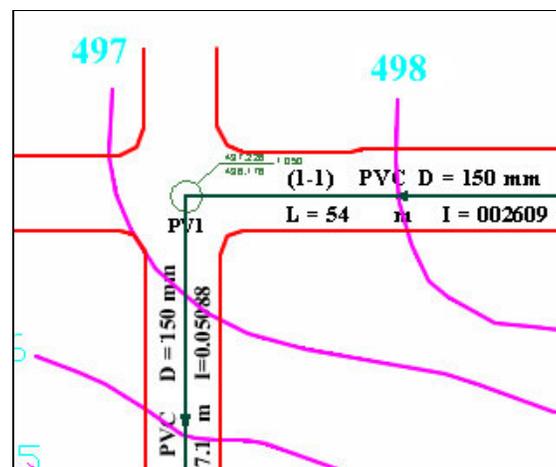
- Na reunião de coletores com mais de três entradas,
- Na reunião de coletores quando há necessidade de tubo de queda,
- Nas mudanças de direção, declividade, diâmetro ou material dos coletores,
- No ingresso e na saída de sifões invertidos e travessias,
- Profundidades maiores que 3,0m,
- Diâmetro de coletores igual ou superior a 400mm.

As figuras 12, 13 ilustram um poço de visita em corte e em planta de cálculo ou execução, respectivamente.



Fonte: Rodrigues (2006)

Figura 12. Poço de visita (corte)



Fonte: Rodrigues (2006)

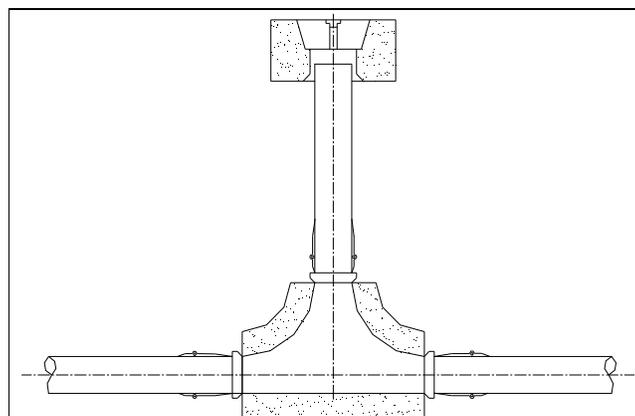
Figura 13. Representação de um PV em uma planta de cálculo ou execução.

Tubo (terminal) de inspeção e limpeza (TIL) ou poço de inspeção (PI)

Segundo ABNT (1986), o TIL é um dispositivo não visitável que permite inspeção e introdução de equipamentos de limpeza. Essa singularidade de baixo custo pode ser inserida em trechos retos entre poços de visita, respeitando-se as distâncias máximas alcançadas pelos instrumentos de limpeza. Atualmente, já é fabricado o TIL radial em PVC, que são utilizados em redes coletoras de mesmo material.

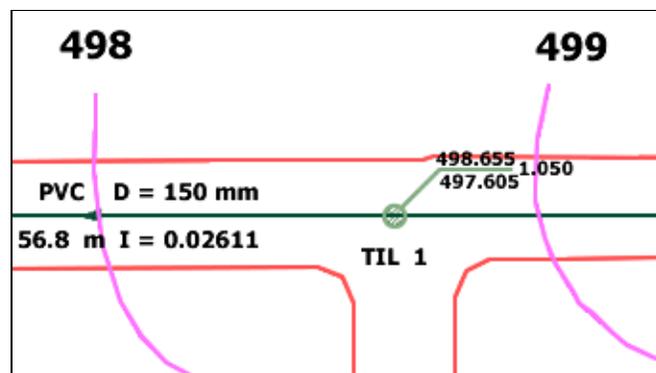
As figuras 14 e 15 ilustram o TIL em corte e em planta de cálculo ou execução, respectivamente. Por ser de custo inferior, pode ser usado em substituição ao PV nos seguintes casos:

- Na reunião de coletores (até três entradas e uma saída),
- Nos pontos com degrau de altura inferior variando entre 0,50 a 0,60m,
- A jusante de ligações prediais cujas contribuições podem acarretar problemas de manutenção,
- Em profundidades de até 3,0m.



Fonte: Rodrigues (2006)

Figura 14. Tubo de inspeção e limpeza (planta).

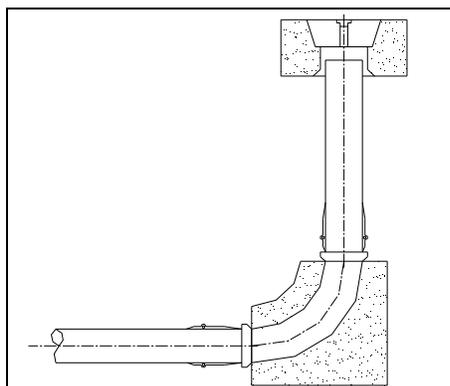


Fonte: Rodrigues (2006)

Figura 15. Representação de um TIL em uma planta de cálculo ou execução.

Terminal de limpeza (TL)

É um dispositivo que permite a introdução de equipamentos de limpeza através da cabeceira do coletor. Pode ser utilizado em substituição ao PV no início dos coletores. As figuras 16 e 17 ilustram o TL em corte e em planta de cálculo ou execução, respectivamente.



Fonte: Rodrigues (2006)

Figura 16. Terminal de limpeza (planta)

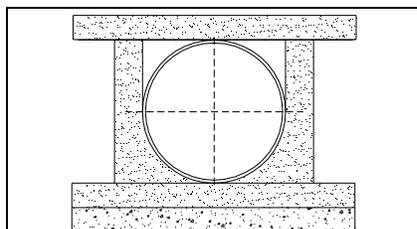


Fonte: Rodrigues (2006)

Figura 17. Representação de um TL em uma planta de cálculo ou execução

Caixa de Passagem (CP)

A definição da CP, segundo ABNT (1986), é de uma câmara subterrânea sem acesso, localizada em pontos singulares da rede coletora por necessidade construtiva (mudanças de direção, declividade, diâmetro ou material), que permite a passagem de equipamento para limpeza do trecho a jusante. As figuras 18 e 19 ilustram a caixa de passagem em corte e em planta de cálculo ou execução, respectivamente.



Fonte: Rodrigues (2006)

Figura 18. Caixa de passagem (corte)

Após varias pesquisas, constatou-se uma similaridade nos termos “degrau” e “rebaixo”, visto que a real função destes termos é realizar um rebaixamento no fundo do PV, até que se coincida o nível de água máxima do coletor afluente de cota inferior, com o nível de água máxima do coletor efluente. O conflito de definições se dá porque o termo degrau também é empregado para a dissipação de energia em interceptores.

Sifão invertido (SI)

Segundo Nuvolari (2003), trata-se de um trecho rebaixado de coletor com escoamento sob pressão que interrompe o curso do escoamento livre do esgoto e também o fluxo da mistura de ar e gases que ocorre na lâmina livre do tubo.

Sua finalidade é transpor obstáculos como galerias de águas pluviais, cabos elétricos ou de comunicações, adutoras, linhas férreas, depressões do terreno ou cursos d’água.

O sifão invertido apresenta perfil similar a um "U" interligando duas câmaras por uma tubulação subterrânea que funciona como conduto forçado, conforme mostra a Figura 21. Isso é devido ao nível da câmara de entrada ser superior ao da câmara de saída, fazendo com que a tubulação esteja completamente preenchida e funcione com pressão superior à atmosférica.

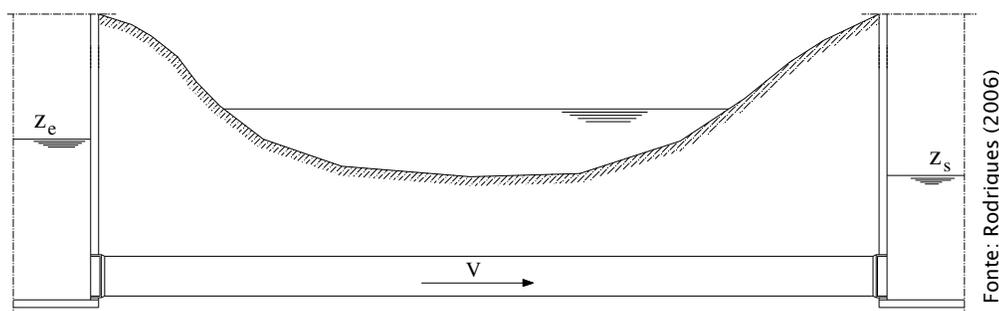


Figura 21. Sifão invertido (corte)

Traçado da rede

Em projetos de redes de esgoto sanitário, o modo como deve se comportar o plano de escoamento é definido pela topografia. A rede depende do caimento do terreno, ou seja, o fluxo parte de pontos de cota maior para os de cota menor, fazendo com que o escoamento seja sempre gravitatório.

A delimitação das bacias e/ou sub-bacias deve atender o requisito citado acima. A rede deve, sempre que possível, ser traçada conforme as condições do terreno. Mas, nem sempre alguns trechos são possíveis de serem projetados seguindo esta condição, cabendo ao projetista verificar a viabilidade de se esgotar certos trechos sem que as profundidades ultrapassem a máxima estabelecida.

Nas concepções dos sistemas de esgotamento sanitário, deve-se atentar para um correto plano de escoamento, verificando se algumas características estão sendo atendidas, tais como:

- Verificação das profundidades mínimas e máximas de acordo com o termo de referencia do projeto,
- Nível de atendimento ao maior número de residências possível,
- Verificar se os diâmetros dos trechos condizem com o diâmetro mínimo ou máximo do material, ou seja, se não ultrapassou o limite da gama de diâmetros disponível pelos fabricantes,
- Não apresentar trechos em aclave,
- Verificar se as vazões estão corretas, comparando-se as do trecho final da rede com as estipuladas no início do projeto.

Os tipos de traçados da rede são ilustrados nas Figuras 22 e 23, podendo ser divididos em:

- Perpendicular: ocorre geralmente em cidades circundadas por corpos hídricos, onde se procura traçar os coletores tronco de forma independente e perpendicular aos cursos d'água.
- Leque: quando a topografia apresenta várias irregularidades, com o traçado viário de grandes declives, deparando em várias bacias de esgotamento dentro uma bacia.
- Distrital ou radial: quando a topografia apresenta baixas declividades, ou seja, para localidades planas. Divide-se a localidade em vários setores independentes, criando-se em cada setor pontos baixos onde são encaminhados os esgotos. Destes pontos baixos, o esgoto é recalcado para uma bacia vizinha ou diretamente para o destino final. Esse tipo de rede é bastante comum em cidades litorâneas.

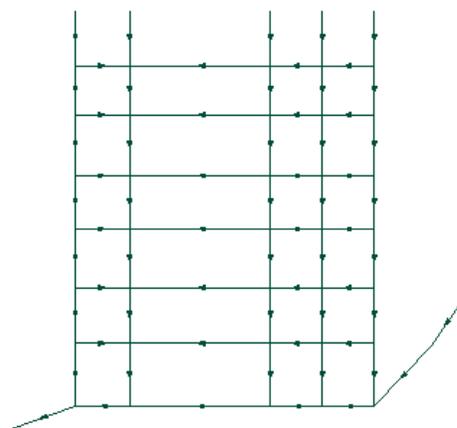


Figura 22. Traçado da rede tipo perpendicular

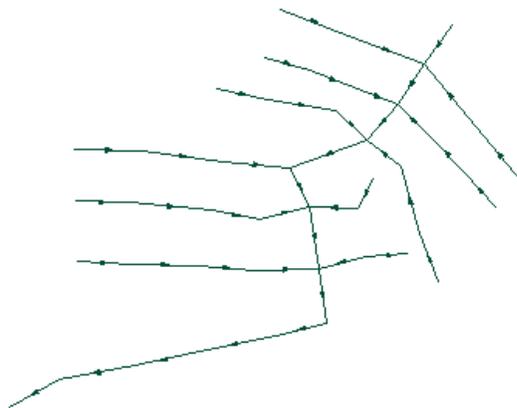


Figura 23. Traçados de rede do tipo em leque;

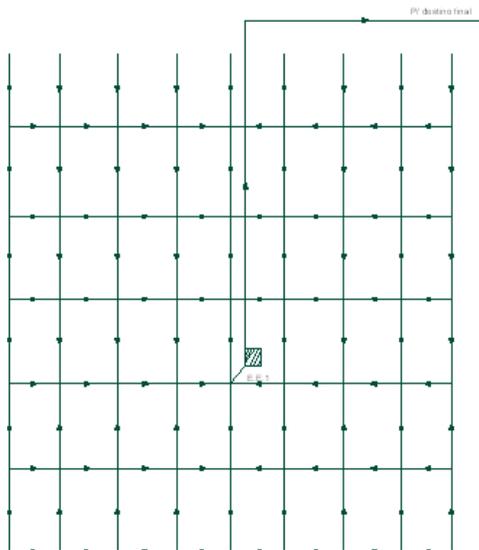


Figura 24. Traçados de rede do tipo distrital ou radial

A orientação do escoamento dos esgotos se dá por meio de canaletas situadas no fundo dos órgãos acessórios (com exceção dos TILs pré-fabricados em PVC).

Todo trecho de cabeceira deve ter como singularidade de montante um poço de visita ou um terminal de limpeza, sendo projetado como ponta seca, ou seja, não recebendo contribuições de vazão a montante. O traçado de uma rede pode acarretar em algumas possibilidades distintas de esgotamento, sendo a topografia o fator de maior preponderância para o plano de escoamento.

A Figura 25 apresenta a orientação do fluxo dos esgotos nos órgãos acessórios, enquanto a Figura 26 ilustra traçados da rede de acordo com a orientação do fluxo. Esta orientação deve seguir algumas recomendações em relação aos órgãos acessórios, como não haver mais de quatro tubos de chegada ou de saída e, evidentemente, não haver tubos de chegada sem um de saída.

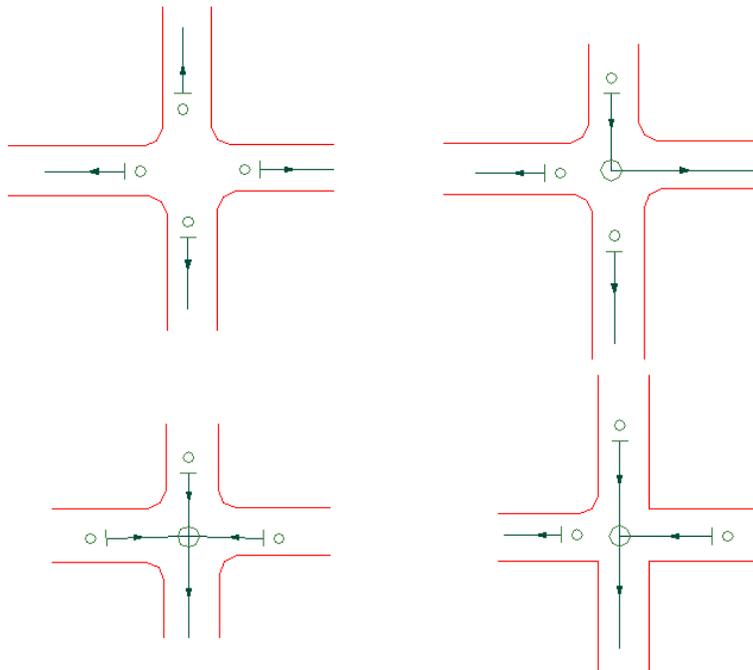


Figura 25. Orientação do fluxo dos esgotos nos órgãos acessórios

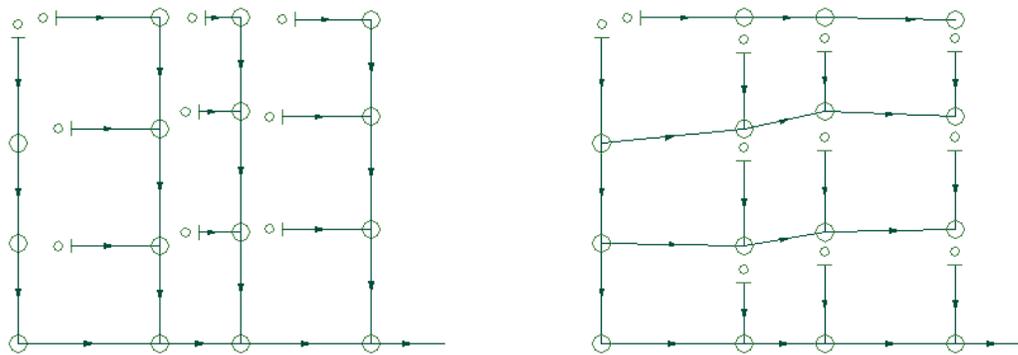


Figura 26. Traçados da rede de acordo com a orientação do fluxo

As redes de esgoto podem ser divididas em simples e dupla, sendo que cada uma tem suas características divergentes e dependem de alguns fatores. As duplas são duas tubulações dispostas em uma mesma rua. Geralmente, considera-se que uma única tubulação atende aos dois lados da rua, no entanto, em algumas situações, as redes duplas devem ser consideradas em virtude de apresentarem menor custo nas ligações prediais e em tornarem a manutenção mais fácil. Dentre as situações pode-se citar:

- Vias com tráfego intenso (exceção para pequenas localidades),
- Vias com largura entre alinhamentos superior a 14m,
- Caso o diâmetro da tubulação ultrapasse 400mm são utilizados tubos de concreto, os quais não recebem ligações prediais,

- Quando a profundidade do coletor for maior que 4m, o que inviabiliza a implantação de ligações prediais,
- Vias com interferências que impossibilitem a execução do coletor ou das ligações prediais.

Os coletores das redes simples, em relação à contribuição de vazões, podem ser divididos em bilateral, unilateral ou sem contribuição, a saber:

- Bilateral: recebem contribuições de vazões dos dois lados da via,
- Unilateral: recebem contribuições de vazões de apenas um dos lados da via, NBR 9649
- Sem contribuição: o coletor não recebe contribuições de ligações prediais ao longo de sua extensão.

As profundidades máximas e mínimas são importantes fatores para o traçado de uma rede. Devem ser estabelecidas na fase de concepção do projeto, após análise criteriosa do subsolo, com os planos de sondagem. Com esse estudo pode-se ter conhecimento da presença de rochas, solos de baixa resistência, nível do lençol freático, etc. Após análise de custos em relação ao capital disponível, as bacias que não são passíveis de esgotamento devem ter seus planos de sondagem abortados com o objetivo de reduzir custos.

A profundidade mínima é limitada pela NBR 9649/1986 (ABNT, 1986) como sendo o recobrimento mínimo adotado somado com o diâmetro da tubulação utilizada no trecho. O recobrimento pode ser 0,65m para coletores assentados no passeio e 0,90m quando o conduto é assentado no leito do tráfego. Esses limites garantem a proteção da tubulação contra as cargas externas na superfície do terreno.

A profundidade máxima deve ser limitada pelo estudo do solo. Geralmente, situa-se entre 3,0 e 4,0m. Profundidades maiores devem ser justificadas técnica e economicamente.

Segundo ABNT (1986), a rede coletora não deve ser aprofundada para atendimento de economia com cota de soleira abaixo do nível da rua. Nos casos de atendimento considerado necessário, devem ser feitas análises de conveniência do aprofundamento, considerados seus efeitos nos trechos subseqüentes e comparando-se com outras soluções.

Para saber mais: Maiores informações podem ser obtidas na NBR 9649.

Traçado recomendado de uma rede

O traçado considerado “ideal” da rede é preponderante para um menor custo em projetos de redes de esgoto sanitário. A experiência do projetista aliado a ferramentas computacionais pode contribuir para o cumprimento dos objetivos do projeto.

No lançamento das tubulações e órgãos acessórios da rede, Crespo (1997) enfatiza que todos os usuários devem ser atendidos por um coletor de rua, mas nenhum usuário deve ser atendido por mais de um coletor.

A instalação de terminais de limpeza em substituição aos poços de visita em trechos de cabeceira ou pontos onde se poderiam encontrar três ou quatro tubos são exemplos de um plano de escoamento bem elaborado. Este exemplo pode ser ilustrado com maior clareza na Figura 27. A maneira não correta é exemplificada na Figura 28:

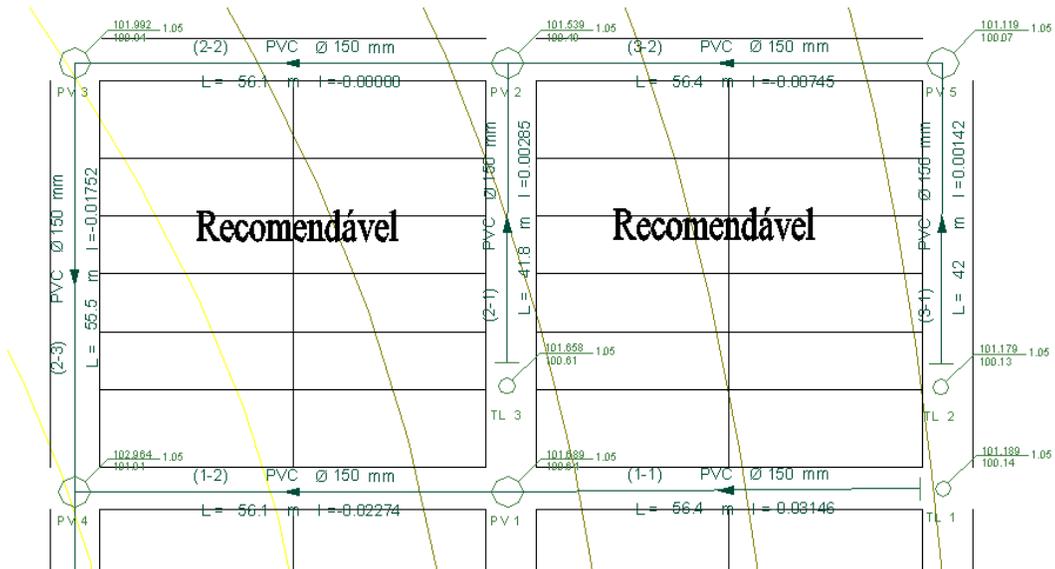


Figura 27. Traçado recomendável de uma rede

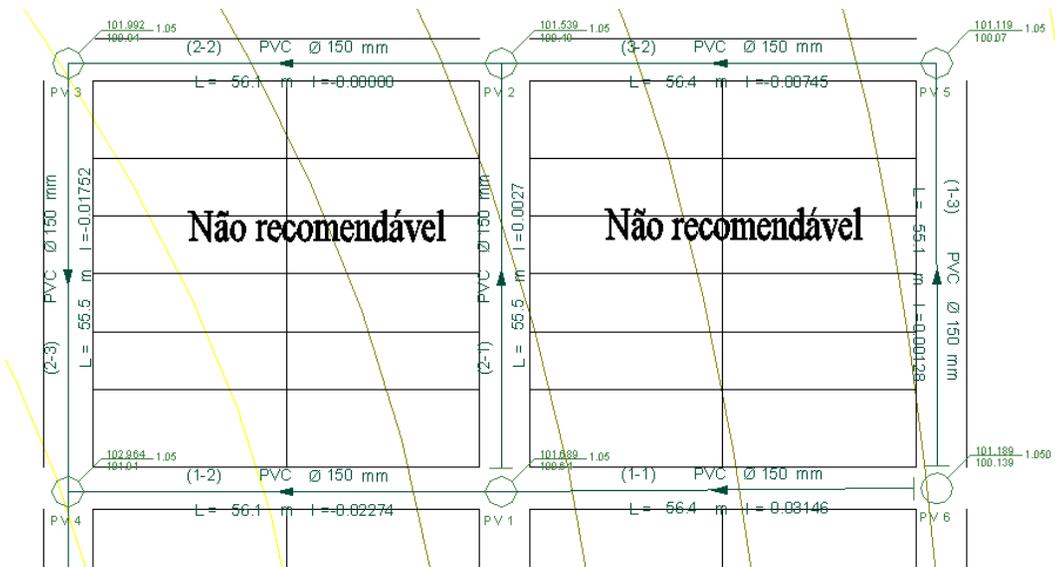


Figura 28. Traçado não-recomendável de uma rede

Materiais das Tubulações

Autores: Gustavo Paiva Weyne Rodrigues

OBJETIVOS:

Apresentar e detalhar os principais materiais utilizados nas tubulações de esgoto.

Atualmente no Brasil, o material mais utilizado em ampliações e novos sistemas de coleta e transporte de esgoto tem sido o PVC (policloreto de vinila) e seus derivados, RPVC (tubo de PVC rígido) e PRFV (tubos RPVC revestidos com fibra de vidro). Para linhas de recalque, normalmente são utilizados tubos de ferro fundido ou aço.

Alguns materiais como, por exemplo, tubo cerâmico, concreto e cimento-amianto já caíram em desuso no Brasil, mas ainda podem ser encontrados em sistemas de esgotos mais antigos.

Várias condicionantes são necessárias para a escolha do material da tubulação a ser utilizado na rede de esgotos. Estes fatores devem ser observados de forma prudente a fim de se chegar ao material mais adequado para o sistema. Entre esses fatores podem-se citar: as características dos esgotos, as condições locais, os métodos utilizados na construção.

Em relação ao material devem ser atentadas as seguintes características: resistência às cargas externas, resistência à abrasão e ao ataque químico, facilidade de transporte, disponibilidade de diâmetros necessários e custos de transporte, assentamento e aquisição das tubulações.

Tipos de materiais

PVC

Estes tubos foram normatizados com a NBR 14486/2000 da ABNT. Essa norma fixa as condições exigíveis para tubos de PVC, destinados à rede coletora e ramais prediais enterrados para a condução de esgotos sanitários e despejos industriais, cuja temperatura do fluido não exceda 40°C. O tubo de PVC é ilustrado na Figura 29. Um tubo de PVC possui 6,0m de extensão e seus diâmetros (nominais) comumente encontrados são de 100, 150, 200, 250, 300, 350 e 400mm, mas esta faixa varia de acordo com cada fabricante.

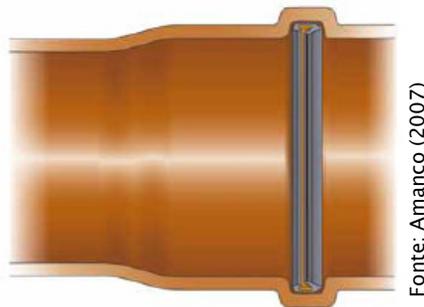
Os tubos de PVC DEFoFo, apenas para condutos forçados, são fabricados com diâmetro externo equivalente ao dos tubos de ferro fundido e destinados à aplicação em sistemas fixos enterrados. Sua gama de diâmetros é a mesma dos tubos PVC convencionais.



Fonte: Amanco (2007)

Figura 29. Tubo de PVC

Os tubos de PVC lançados recentemente têm as juntas elásticas integradas, dispensando a aquisição de anéis de vedação. Alguns fabricantes criaram a junta elástica removível integrada (JERI) e garantem total estanqueidade, mesmo nas pequenas acomodações do solo, o que impede vazamentos ou infiltrações e elimina problemas de contaminação. Segundo Amanco (2007), estas juntas conseguem unir a eficiência da junta elástica integrada à praticidade de um sistema removível, que já vem montado de fábrica e acompanha o tubo durante o transporte e a instalação, como mostra a Figura 30.



Fonte: Amanco (2007)

Figura 30. Tubo de PVC JERI

Concreto

Estes tubos podem ser de concreto simples ou armado. Para diâmetros maiores que 400mm, os tubos de concreto são o material mais utilizado em obras de esgotamento sanitário. Até há pouco tempo atrás, este material era o único disponível para diâmetros maiores que o citado anteriormente. A Figura 31 ilustra uma rede de esgoto sanitário com tubos de concreto.

Segundo Neto (2004), no Brasil, os fabricantes de tubos de concreto produzem tubos simples para esgoto sanitário, em diâmetros que variam de 200 a 600mm e tubos de concreto armado variando de 200 a 2000mm, atendendo às exigências da NBR 8890/2003.



Fonte: Jesus de Mari (2007)

Figura 31. Tubos de concreto

Ferro fundido

Este tipo de tubo é o mais utilizado em estações elevatórias e linhas de recalque. Para o escoamento livre são utilizados em situações que exijam tubos que suportem cargas muito altas, em travessias aéreas ou em passagens sob obstáculos. Os diâmetros comerciais disponíveis para o ferro fundido são: 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100 e 1200mm. A Figura 32 apresenta o assentamento de uma tubulação de ferro fundido em uma rede de esgoto sanitário.

Os tubos de ferro fundido apresentam algumas vantagens como:

- Resistência a altas pressões,
- Alta resistência às cargas externas, possibilitando grandes e pequenas alturas de recobrimento,
- Para graus de corrosividade do solo existem diferentes tipos de revestimento externo,
- Rede com estanqueidade de 100% garantida por diversos fabricantes, não permitindo infiltrações ou vazamentos,
- Para qualquer tipo de serventia, há um conjunto completo de conexões e peças disponíveis,
- A depender do tipo de efluente a ser conduzido, o revestimento interno pode ser diferenciado.



Fonte: Saint Gobain (2007)

Figura 32. Tubo de ferro fundido

Cimento-amianto

Eram tubos de ponta-bolsa e luva ou com qualquer outro tipo de junta, fabricados com uma mistura íntima e uniforme de cimento Portland, amianto e água. Estes tubos já não são fabricados no Brasil há alguns anos.

Este tipo de tubo foi utilizado em larga escala na década de 60 e 70, pois possuíam menor rugosidade que os demais materiais da época, pois eram mais baratos quando comparados aos de concreto, mais extensos que os tubos cerâmicos, mais fáceis de transportar e assentar, mais estanques devido às luvas e anéis de vedação e mais resistentes aos solos agressivos.

Os tubos remanescentes de cimento-amianto são de redes de esgotos mais antigas e que, paulatinamente, estão sendo substituídos por materiais mais resistentes e de tecnologia mais avançada.

Aço

De acordo com Alem Sobrinho e Tsutiya (2000) *apud* CETESB (1977), os tubos de aço são recomendados nos casos de esforços elevados sobre a linha, como no caso de travessias diretas de grandes vãos, cruzamentos subaquáticos, ou ainda quando se deseja uma tubulação com pouco peso, de estanqueidade absoluta e com alta resistência a pressões de ruptura. Esses tubos resistem aos efeitos de choques, deslocamentos e pressões externas, devido à sua grande flexibilidade.

Os tubos de aço podem ser ponta-bolsa, junta elástica e estão disponíveis nos diâmetros comerciais de 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200mm. Podem ser, também, de aço soldado, rebitado, sem costura e corrugados.

Cerâmico

Este tipo de material já foi mais utilizado no Brasil, quando os tubos de PVC e seus derivados ainda não haviam sido difundidos. Os tubos são de ponta-bolsa, junta elástica e estão disponíveis nos diâmetros nominais de 75, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 375, 400, 450, 500 e 600mm.

São fabricados com argila e postos em fornos a altas temperaturas (acima de 1000°C), por um período de 10 dias, em média. Apresentam as seguintes vantagens:

- Baixo custo,
- Alta impermeabilidade,
- Resistência a efluentes de natureza ácida ou outras substâncias químicas,
- Resistência a cargas externas.

Os tubos cerâmicos, devido à sua rigidez, não dependem da compactação do reaterro em seu assentamento para manter as características dimensionais e, em consequência, a capacidade de escoamento. Diferentemente, as tubulações flexíveis podem “achatar” se submetidas à carga do aterro.

Os materiais usados em tubulações de esgoto têm características de escoamento similares, entretanto, as superfícies internas das tubulações de materiais não resistentes ao ataque de diversos agentes (ácido, gases, areia e cascalho) freqüentemente encontrados nos esgotos, tornam-se rugosas com o tempo e perdem a capacidade de escoamento.

Parapuan (2007) cita que a vidração da parede interna dos tubos cerâmicos oferece uma dureza compatível com a ação destes agentes. Por ser um material natural e inerte, que pode ser reaproveitado sem promoção de impactos ambientais, é considerado pelos ecologistas como uma alternativa limpa e ambientalmente correta.

Corrugado de dupla parede em PEAD

Os tubos corrugados de dupla parede em PEAD (polietileno de alta densidade) foram lançados no Brasil em 2002. Surgiram como uma solução otimizada aos tubos de parede simples já existentes no mercado. A estrutura destes tubos em PEAD proporciona ao produto alta resistência mecânica e, principalmente, excelente relação peso/metro, obtendo-se desta forma menor custo do produto. Outra característica relevante neste tipo de produto é a combinação com a matéria-prima PEAD que proporciona ao produto vantagens adicionais como a alta resistência à abrasão e efluentes químicos. Para efeito de projeto, o coeficiente de *Manning* a ser utilizado no dimensionamento hidráulico é $n = 0,010$.

As tubulações em PEAD são vastamente utilizadas na Europa, EUA e Japão nos mercados de energia elétrica, telecomunicações, drenagem e saneamento. Segundo Aqua (2007), no Brasil, desde o ano de 1998, são utilizados para proteção de cabos nos mercados de energia elétrica e telecomunicações e o uso em coletores de esgoto é bastante recente.

O procedimento de instalação dos tubos corrugados de dupla parede em PEAD é semelhante aos dos tubos cerâmicos e de PVC. Embora seja um produto de recente lançamento, as fábricas já oferecem uma vasta gama de acessórios para diversas necessidades encontradas nas obras, além de permitir interação com os sistemas já existentes como os tubos de PVC e cerâmicos. A Figura 33 ilustra a montagem de um tubo deste material.

Os tubos corrugados de dupla parede em PEAD são mais leves do que os de parede simples, devido a serem fabricados em polietileno e possuírem a estrutura corrugada. Esse fato acarreta em maior facilidade no manuseio, transporte e assentamento, o que leva a evitar perdas por quebras, reduzindo, assim, o custo total da obra. Ademais, as sobras que porventura ocorrerem nas instalações podem ser aproveitadas como luvas de correr ou de emenda.

Segundo Aqua (2007), o tempo médio de instalação de um sistema em polietileno pode corresponder à aproximadamente 1/3 do tempo gasto para instalação do mesmo sistema em PVC, variando de acordo com as particularidades de cada obra. Esse tipo de estrutura corrugada, não só para tubos PEAD, são mais leves que os de paredes convencionais.

Essas tubulações apresentam algumas vantagens como:

- Alta resistência mecânica.
- Alta resistência química, já que não sofrem ataques, à temperatura ambiente, por solos agressivos e pela maioria dos ácidos, bases, solventes e gorduras presentes em diversos tipos de efluentes.
- Excelente resistência aos agentes bioquímicos como mofo, bolor e enzimas.
- Auto-limpeza, pois a inércia química e a baixa rugosidade de polietileno minimizam a possibilidade de ocorrência de incrustações na parede interna dos tubos, o que evita, no futuro, a redução da seção útil interna.
- As juntas asseguram uma estanqueidade excelente, fazendo com que a instalação seja mais prática e rápida. O desempenho atende aos mesmos requisitos estabelecidos na NBR 7362 para os tubos em PVC.

Estes tubos, assim como os de PVC, são fornecidos em barras de 6 metros, com um anel de borracha nitrílica e uma luva de emenda já montados em uma das extremidades, sendo em casos específicos podem ser fabricados em outras metragens.



Fonte: AQUA (2007)

Figura 33. Instalação de tubos PEAD

Vazões de Projeto

Autores: Gustavo Paiva Weyne Rodrigues

Conforme citado no capítulo Sistema coletivo do tipo separador absoluto para o esgotamento sanitário, o Brasil adota como padrão de sistemas públicos de esgotamento sanitário o separador absoluto. A rede coletora pode receber o esgoto doméstico (os resíduos líquidos produzidos nos domicílios, apartamentos, comércios, etc.), águas de infiltração (águas que se infiltram nas tubulações e que são previstas nos cálculos das vazões) e esgotos industriais (resultantes de fábricas, indústrias, etc). O conjunto destes resíduos líquidos é denominado de esgoto sanitário.

A Figura 34 apresenta um esquema para fixação do termo esgoto sanitário.

OBJETIVOS:

Apresentar e discutir os parâmetros necessários para o conhecimento das vazões de projeto, elucidando os cuidados quanto à definição das populações de projeto e consumo *per capita*.

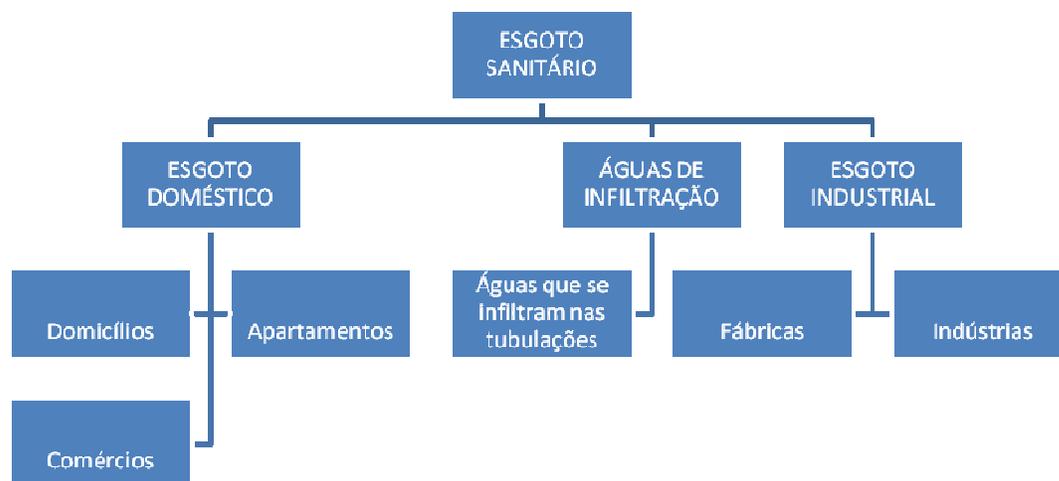


Figura 34. Esquema do termo esgoto sanitário

Coeficientes de projeto

A contribuição do esgoto sanitário depende de alguns fatores, os quais são mencionados a seguir:

- Coeficientes de variação de vazão (K_1 , K_2 e K_3),
- Coeficiente de retorno (relação entre a água que é servida e o que retorna como esgoto),
- População da área a ser esgotada,
- Contribuição *per capita*,
- Resíduos líquidos industriais.

População da área a ser esgotada

O estudo da projeção populacional de municípios e distritos é um ponto bastante importante em projetos de sistemas de abastecimento de água e esgotamento sanitário. Deve-se atentar para a qualidade das informações cedidas por órgãos competentes ou pela própria população local.

Para Leme (1982), as estimativas baseiam-se, primeiramente, na extensão de tendências existentes, não considerando determinados fatores que interferem quantitativamente, como os decorrentes de migrações originadas por fatores socioeconômicos. A falta de sistema de abastecimento de água e/ou condições precárias de coleta pública de esgotos pode acelerar um processo de migração de uma localidade para outra que possua tais sistemas.

Um estudo sobre a área deve ser realizado, para que se evitem erros na projeção populacional. As áreas em expansão demográfica devem ser consideradas, evitando que o sistema se torne obsoleto antes de alcançar seu horizonte de projeto. Geralmente este horizonte está em torno de 20 anos, pois quanto mais longo, mais propenso a erros fica a projeção.

É importante que se faça a projeção tendo como base o estudo de uso e ocupação do solo, de modo a não extrapolar a população de projeto com áreas que não poderão ser ocupadas no futuro. No caso de distritos, faz-se necessário a análise da participação de cada um deles em relação ao município.

Para a estimativa populacional, é de suma importância que se estudem os últimos censos realizados, observando-se o número de pessoas por domicílio e os índices de população rural e urbana. Deve-se verificar o levantamento e mapeamento da área de projeto, com sua população residente e número de domicílios, bem como levantamentos atuais dos números de ligações e níveis de atendimento de energia elétrica e de água e de planos e projetos futuros para o município (industriais, habitacionais, transportes como novas rodovias, aeroportos, ciclovias etc.).

Caso exista, deve-se analisar o Plano Diretor do Município em relação às suas diretrizes futuras. É importante uma análise socioeconômica da localidade na região em que está localizada, isto se deve ao fato de quando não houver dados suficientes no município em questão deverá ser utilizados dados de municípios que tenham características semelhantes.

A projeção populacional deve ser calculada utilizando-se da expressão matemática que mais se aproxima dos dados históricos coletados. Ultimamente, o emprego dos computadores tem ajudado bastante no processo de estimativa da população em projetos de engenharia no que concerne ao tempo gasto para a realização destes estudos.

Outro ponto a se destacar é a população flutuante. Esse é o tipo de população que se estabelece nas localidades por curtos períodos de tempo. Como exemplo pode-se citar cidades turísticas, as quais recebem várias pessoas por temporada, principalmente nos períodos de alta

estação. Devem ser considerados para a população flutuante, também, locais que recebem turistas em feriados mais prolongados. Uma das formas de avaliação pode ser realizada através da análise dos dados nos Censos Demográficos quanto ao número de domicílios fechados ou vagos, ou seja, aqueles de uso ocasional.

Os métodos apresentados a seguir são os mais utilizados nos projetos para estimativa do crescimento populacional:

- Método aritmético: neste método considera-se o crescimento linear. Logo, obtêm-se os valores das populações, P_0 e P_1 , correspondentes a duas datas anteriores, t_0 e t_1 , referentes a dois censos, e calcula-se a razão ou taxa de crescimento aritmético nesse período:

$$a = \frac{P_1 - P_0}{t_1 - t_0} \quad (8.1)$$

Resultando na previsão da população P , correspondente à data futura t :

$$P = P_1 + a(t - t_1) \quad (8.2)$$

Para a previsão em períodos muito longos, torna-se acentuada a discrepância com a realidade, uma vez que o crescimento é pressuposto ilimitado.

- Método geométrico: neste método considera-se o crescimento rápido em virtude de a população ser pequena em relação aos recursos regionais. Logo, calcula-se a razão ou taxa de crescimento geométrico para um período conhecido $t_0 - t_1$ pela seguinte fórmula:

$$g = \sqrt[t_1 - t_0]{P_1 / P_0} \quad (8.3)$$

Resultando na previsão da população P , correspondente à data futura t :

$$P = P_1 g^{t - t_1} \quad (8.4)$$

Ou, na forma logarítmica,

$$\ln P = \ln P_1 + g(t - t_1) \quad (8.5)$$

Assim, considera-se que o logaritmo da população varia linearmente com o tempo. Portanto, de forma similar ao método aritmético, o crescimento é pressuposto ilimitado. Esse método é normalmente utilizado para o estudo de crescimento populacional em comunidades inferiores a 50.000 habitantes e para períodos de tempo inferiores a 30 anos.

- Método da curva logística: Alem Sobrinho e Tsutiya (2000) consideram que neste método o crescimento da população obedece a uma relação matemática do tipo curva logística, na qual a população cresce assintoticamente em função do tempo para um valor limite de saturação (PS). Logo, a equação logística é expressa da seguinte forma:

$$P = \frac{P_S}{1 + e^{a-bt}} \quad (8.6)$$

Onde a e b são parâmetros e e a base neperiana. O parâmetro a é um valor tal que, para $t = \frac{a}{b}$, há uma inflexão na curva.

O parâmetro b é a razão de crescimento da população. Esses parâmetros são determinados a partir de três pontos conhecidos da curva $P_0(t_0)$, $P_1(t_1)$ e $P_2(t_2)$ igualmente espaçados no tempo, isto é, $\Delta t = t_1 - t_0 = t_2 - t_1$. Os pontos devem ser tais que $P_0 < P_1 < P_2$ e $P_0 \times P_2 < P_1^2$.

Os parâmetros da equação da curva logística são definidos através das seguintes expressões:

$$P_S = \frac{2P_0P_1P_2 - (P_1)^2(P_0 + P_2)}{P_0P_2 - (P_1)^2} \quad (8.7)$$

$$a = \ln \frac{P_S - P_0}{P_0} \quad (8.8)$$

$$b = \frac{1}{\Delta t} \ln \frac{P_0(P_S - P_1)}{P_1(P_S - P_0)} \quad (8.9)$$

A curva logística apresenta três trechos distintos: o primeiro correspondente a um crescimento acelerado, o segundo a um crescimento retardado e o último a um crescimento que tende à estabilização. Esse método é normalmente aplicado a cidades maiores, com limitações de áreas para expansão territorial e próximas das suas densidades de saturação.

Exercícios:

1. A cidade "A" apresenta os seguintes dados censitários de acordo com a tabela a seguir. Planeja-se projetar um pequeno sistema de rede de coleta de esgotos na localidade com horizonte de projeto de 10 anos, sendo 2001 o primeiro ano. Faça a projeção populacional pelo método aritmético para o sistema.

CENSO	População
1960	3772
1970	4243
1980	4989
1991	5114
2000	5657

2. Para exercitar em um microcomputador: em uma planilha eletrônica, utilizando-se dos mesmos dados censitários do exercício anterior, crie um gráfico de dispersão (XY). Adicione linhas de tendência linear, exponencial e logarítmica, apresentando uma tabela com a equação resultante da regressão e seu respectivo Coeficiente de *Pearson*. Inclua a projeção populacional (horizonte de projeto de 20 anos e ano de início 2008) de todas as linhas de tendência solicitadas à tabela. Analise o gráfico de dispersão (XY) com as linhas de tendência.

3. De acordo com o exercício anterior, qual das regressões se ajustaria mais à situação? Por quê?

Contribuição *per capita* de esgotos

A contribuição de esgotos é normalmente calculada a partir do consumo *per capita* empregado para os projetos de sistemas de abastecimento de água. No entanto, para o dimensionamento do sistema de esgotamento sanitário deve ser utilizado o consumo *per capita* efetivo, aquele registrado na micromedição da rede de distribuição de água descartando-se, portanto, as perdas do sistema de abastecimento. Parte desse volume efetivo não chega aos coletores de esgoto, pois conforme a natureza de consumo perde-se por evaporação, infiltração ou escoamento superficial – por exemplo, lavagem de roupas, regas de jardins, lavagem de pisos ou de veículos. Logo, a contribuição *per capita* de esgoto é o consumo de água efetivo multiplicado pelo coeficiente de retorno. Portanto, se o consumo *per capita* de um sistema de distribuição de água for de 200 L/hab.dia e o coeficiente de retorno for de 80% (habitualmente utilizado), então o consumo efetivo para o sistema de esgotos é de 160 L/hab.dia, valor este que deve ser utilizado nos cálculos das vazões.

A contribuição *per capita* de esgoto doméstico é diretamente proporcional a vários fatores como: temperatura local, condições socioeconômicas e culturais da área atendida, condições das instalações do sistema de abastecimento de água (regularidade da distribuição, micro-medidores, por exemplo), aos hábitos higiênicos da comunidade, existência de indústrias etc. Por outro lado, essa contribuição é inversamente proporcional ao custo tarifário de água, o que pode ser notado em um grande número de municípios, principalmente em áreas mais carentes, onde a população não faz a ligação com a rede coletora de esgotos devido à taxa de esgoto cobrada pelas concessionárias; tarifa que muitas vezes é o dobro do consumo de água.

No Brasil, em condições normais de consumo de água, os valores admitidos para descarga de esgoto eram entre 150 e 200 L/hab.dia. Em áreas onde a população é de baixa renda média e os recursos hídricos são limitados, como em pequenas localidades do interior nordestino, a contribuição *per capita* de esgoto pode atingir valores inferiores a 80 L/hab.dia. Os meses do ano também têm grande influência na definição deste coeficiente. Nos meses quentes o consumo de água é mais elevado, conseqüentemente o volume de esgoto produzido também é maior, acontecendo o inverso nos meses mais frios.

Em situações contrárias, onde o sistema de abastecimento garante quantidade e qualidade de água potável continuamente, essa contribuição pode ultrapassar 200 L/hab.dia. É importante que se averiguem as taxas empregadas nos projetos de sistemas de abastecimento de água e as utilizem como explanado anteriormente para os sistemas de esgotos.

Com o advento de campanhas publicitárias educativas por parte das concessionárias de água e esgoto, que estimulam a racionalização do uso da água e reforçam os custos envolvidos para o consumidor no pagamento das contas de água e esgoto, a tendência é uma diminuição dos consumos *per capita*.

As altas contribuições de carga orgânica devem ser consideradas em projetos de sistemas de esgotamento sanitário para pequenos distritos e localidades do Nordeste. Estas são geradas em virtude das baixas contribuições *per capita* de esgoto doméstico.

Coeficientes de variação de vazão

Dispondo de dados como população, coeficiente de retorno e contribuição *per capita* de esgotos, pode-se calcular a vazão média de esgoto doméstico. Entretanto, essa vazão varia com as horas do dia, com os dias, meses e estações do ano. A vazão também é dependente dos hábitos dos consumidores como a jornada de trabalho da maioria das pessoas, o que ocasiona picos de utilização de água (e geração de esgotos) no começo da manhã e nas primeiras horas da noite.

Para projetos de sistemas de esgotamento sanitário, utilizam-se os mesmos coeficientes de variação dos sistemas de abastecimento de água. As variações mais relevantes são as horárias e diárias, sendo que:

- coeficiente de máxima vazão diária (K_1): é a relação entre a maior demanda diária verificada em um ano e a vazão média deste mesmo ano;
- coeficiente de máxima vazão horária (K_2): é a relação entre a maior demanda horária observada em um dia e a vazão média horária do mesmo dia;
- coeficiente de mínima variação horária (K_3): é a relação entre a vazão mínima demanda horária ocorrida em um ano e a vazão média anual.

Na falta de valores obtidos através de medições ou devido à carência de dados sobre vazões de esgotos nos municípios localizados no interior dos estados brasileiros, ABNT (1986) recomenda o uso de $K_1 = 1,2$, $K_2 = 1,5$ e $K_3 = 0,5$. Esses valores são admitidos constantes ao longo do tempo, qualquer que seja a população existente na área.

Coeficiente de retorno

A relação entre o volume de esgotos recebido na rede coletora e o volume de água efetivamente fornecido à população é denominada coeficiente de retorno. Parte da água fornecida pelo sistema público de abastecimento de água não é transformada em vazão de

esgotos (água utilizada para regar jardins e parques, lavagem de calçadas e automóveis), mas, por outro lado, outra parcela inferior de vazões chega à rede coletora por meio de outras fontes de abastecimento (água da chuva acumulada em cisternas e de poços particulares, por exemplo).

Este coeficiente de retorno esgoto/água normalmente situa-se na faixa de 0,5 a 0,9. Vale ressaltar que a NBR 9649/1986 da ABNT recomenda o valor de 0,8 na falta de valores obtidos em campo. Esse valor é normalmente adotado nos projetos de sistemas de esgotamento sanitário para municípios, distritos e localidades do país.

Águas de infiltração

A vazão que é transportada pelas tubulações de esgoto não tem sua origem somente nos pontos onde houver consumo de água. Existem contribuições indevidas nas redes de esgoto, genericamente designadas como infiltrações, que podem ser originárias do subsolo ou do encaminhamento acidental ou clandestino de águas pluviais.

As águas de infiltração penetram nos sistemas de coleta de esgotos oriundas das juntas e paredes das tubulações, dos poços de visita, das estações elevatórias, dos tubos de inspeção e limpeza, terminais de limpeza e demais acessórios da rede. Assim, para coletores novos situados acima do lençol freático, a infiltração deve ser mínima ou mesmo nula. Além disso, a qualidade dos materiais e acessórios utilizados, bem como o nível de estanqueidade com que as juntas são executadas, são fatores que podem reduzir significativamente as vazões de infiltração. Isso pode ser verificado com os novos tubos de PVC com junta elástica integrada (JEI), que dispensam a instalação dos anéis de vedação.

Na falta de dados ou argumentos precisos, ABNT (1986) recomenda a adoção de taxas de contribuição de infiltração de 0,05 a 1,0 L/s.km, sob justificativas. Araujo (2003) cita que as juntas de tubulações de mau tipo ou de má execução são falhas responsáveis por infiltrações consideráveis.

No Brasil, normalmente, adota-se uma taxa de infiltração de 0,1 L/s.Km. Para comunidades situadas no sertão nordestino, é comum adotar-se 0,05 L/s.Km devido à escassez de chuvas na maior parte do ano, à existência de lençóis freáticos com níveis baixos e à prática comum de utilização de tubos de PVC que, conforme citado anteriormente, apresentam juntas bastante estanques.

Resíduos líquidos industriais

Os resíduos líquidos ou esgotos industriais são geralmente despejados pontualmente na rede coletora pública. Esses esgotos, também chamados de vazões concentradas ou singulares, são provenientes de outras bacias, grandes centros comerciais, hospitais, clubes ou estabelecimentos industriais. Assim, dependendo da natureza desses esgotos há necessidade de se realizar um pré-tratamento.

Para serem lançados diretamente no coletor público é recomendado que os esgotos obedeçam às seguintes condições:

- Não apresentem temperatura superior a 45°C,
- Que não sejam abrasivos a ponto de atingir as tubulações, afetando a resistência ou durabilidade das mesmas,
- Que interfiram em qualquer tratamento,
- Não obstruam nem danifiquem tubulações, equipamentos ou acessórios,
- Não serem nocivos à saúde nem prejudiciais à segurança dos trabalhos na rede coletora,
- Não lancem vazões superiores a permitidas por norma específica.

Em casos de lançamentos pontuais de indústrias ou fábricas, um estudo sobre o valor real da vazão coletada pela rede deve ser realizado por órgãos competentes, pois, de acordo com a legislação em vigor no país, a vazão máxima não deverá ser maior que 1,5 vezes a média diária.

Cálculo das vazões dos esgotos

A vazão máxima de final de plano, ou seja, a vazão para o alcance final do projeto é utilizada no dimensionamento das redes coletoras de esgotos para definir a capacidade que o coletor deve atender. A vazão máxima horária de início de plano (em um dia qualquer) é utilizada para a verificação das condições de autolimpeza do coletor, que deve ocorrer pelo menos uma vez ao dia.

A última norma da ABNT relacionada a redes coletoras de esgotos, a NBR 9649/1986, recomenda que em qualquer trecho da rede coletora, o menor valor da vazão a ser utilizado nos cálculos é de 1,5 L/s.

As vazões nas redes coletoras podem ser determinadas através dos seguintes critérios:

a) Método dos Coeficientes de Variação de Vazão: deve ser aplicado quando não existirem medições de vazão utilizáveis no projeto. Logo, para o dimensionamento da rede coletora de esgotos devem ser consideradas as seguintes vazões:

Para início de plano: inclui somente K_2 porque se refere especificamente à hora de maior contribuição e não ao dia de maior contribuição.

$$Q_i = K_2 \bar{Q}_{d,i} + Q_{inf,i} + \sum Q_{c,i} \quad (8.10)$$

Para fim de plano: inclui K_1 e K_2 porque se refere ao dia e à hora de maior contribuição.

$$Q_f = K_1 K_2 \bar{Q}_{d,f} + Q_{inf,f} + \sum Q_{c,f} \quad (8.11)$$

Segundo Alem Sobrinho e Tsutiya (2000), as vazões médias, inicial e final, de esgoto doméstico ($\bar{Q}_{d,i}$) e ($\bar{Q}_{d,f}$) podem ser calculadas pelas seguintes expressões:

$$\bar{Q}_{d,i} = \frac{C P_i q_i}{86400} \quad (8.12)$$

$$\bar{Q}_{d,i} = \frac{C a_i d_i q_i}{86400} \quad (8.13)$$

$$\bar{Q}_{d,f} = \frac{C P_f q_f}{86400} \quad (8.14)$$

$$\bar{Q}_{d,f} = \frac{C a_f d_f q_f}{86400} \quad (8.15)$$

Onde:

C → coeficiente de retorno

P_i → população de início de plano, em hab.

P_f → população de fim de plano, em hab.

a_i → área esgotada de início de plano, em ha.

a_f → área esgotada de fim de plano, em ha.

d_i → densidade demográfica de início de plano, em hab/ha.

d_f → densidade demográfica de fim de plano, em hab/ha.

q_i → consumo de água efetivo per capita de início de plano, em L/hab.dia.

q_f → consumo de água efetivo per capita de fim de plano, em L/hab.dia

As vazões de infiltração inicial e final são calculadas em função do comprimento da rede coletora em cada etapa de projeto.

b) Método dos Hidrogramas: para Alem Sobrinho e Tsutiya (2000).este método deve ser aplicado quando existirem medições de vazão utilizáveis no projeto. Logo, para dimensionamento da rede coletora de esgotos devem ser consideradas as seguintes vazões:

Para início de plano: $Q_i = Q_{i,max} + \sum Q_{c,i}$ (8.16)

Para final de plano: $Q_f = Q_{f,max} + \sum Q_{c,f}$ (8.17)

Onde, $Q_{i,max}$ e $Q_{f,max}$ são as vazões máximas inicial e final do hidrograma calculado, composto com ordenadas proporcionais às de um hidrograma medido (modelo).

Essas vazões correspondem, respectivamente, ao somatório das vazões domésticas e de infiltração iniciais e finais. Logo, podem ser calculadas da seguinte forma:

$$Q_{i,max} = q_{max} \frac{P_i}{P_m} \quad (8.18)$$

$$Q_{f,máx} = q_{max} \frac{P_f}{P_m} \quad (8.19)$$

Onde

q_{max} → vazão máxima do hidrograma medido, em L/s.

P_m → população da cidade cujo hidrograma foi medido (hidrograma modelo), em hab.

Cálculo das vazões dos coletores

Após o cálculo das vazões totais de início e final de plano, podem ser calculadas as respectivas taxas de contribuição inicial e final (linear ou por unidade de área) para o posterior cálculo das redes coletoras.

- Taxa de contribuição linear (T_x) refere-se à unidade de comprimento da rede coletora:

Para início de plano:

$$T_{x,i} = \frac{K_2 \bar{Q}_{d,i}}{L_i} + T_{inf} \quad (8.20)$$

Para final de plano:

$$T_{x,f} = \frac{K_1 K_2 \bar{Q}_{d,f}}{L_f} + T_{inf} \quad (8.21)$$

Onde:

L_i → comprimento total da rede coletora de início de plano, em m ou Km.

L_f → comprimento total da rede coletora de fim de plano, em m ou Km.

T_{inf} → taxa de contribuição de infiltração, em L/s.m ou L/s.km

- Taxa de contribuição por unidade de área (T_a) – refere-se à unidade de área do projeto:

Para início de plano:

$$T_{a,i} = \frac{K_2 \bar{Q}_{d,i}}{a_i} + T_{inf,a} \quad (8.22)$$

Para final de plano:

$$T_{a,f} = \frac{K_1 K_2 \bar{Q}_{d,f}}{a_f} + T_{inf,a} \quad (8.23)$$

Onde, a_i e a_f são as áreas totais (inicial e final, em hectares) abrangidas pelo projeto, e $T_{inf,a}$ é a taxa de contribuição de infiltração por unidade de área, L/s.m ou L/s.km.

Logo, as contribuições de vazão inicial e final de cada coletor são calculadas multiplicando-se o seu comprimento (ou a sua área de abrangência no esgotamento) pelas taxas de contribuição de início e final de plano, respectivamente.

Noções de Hidráulica Aplicada ao Esgotamento Sanitário

Autores: Marco Aurélio Holanda de Castro

Introdução

Nos projetos de redes de coleta de esgoto sanitário, o escoamento nos coletores é considerado permanente e uniforme. Num escoamento permanente, também chamado de estacionário, a velocidade é função das coordenadas espaciais, mas independente do instante considerado, isto é, a velocidade varia de ponto para ponto, mas mantém-se constante ao longo do tempo.

OBJETIVOS:

Apresentar noções de hidráulica dos coletores e interceptores de esgoto sanitário.

De acordo com o teorema de Bernoulli, um líquido perfeito em movimento permanente tem a energia mecânica total (H) (por unidade de peso do líquido) constante ao longo da trajetória.

$$\text{Sendo } H = \frac{p}{\gamma} + z + \frac{V^2}{2g}, \text{ onde} \quad (9.1)$$

p é a pressão num dado ponto;

z é a cota geométrica desse ponto;

V é a velocidade de uma partícula do líquido no ponto;

γ é o peso específico do líquido e

g é a aceleração da gravidade.

O termo $\frac{p}{\gamma}$ é chamado de altura piezométrica e o termo $\frac{V^2}{2g}$ é chamado de altura cinética. A

soma $\frac{p}{\gamma} + z$ é chamada de cota (ou carga) piezométrica. Considerando a trajetória de uma

partícula do líquido, se forem plotados, a partir das cotas geométricas z os valores $\frac{p}{\gamma}$, obtém-

se uma linha chamada de linha piezométrica e, a partir dessa linha, adicionando-se os valores $\frac{V^2}{2g}$ obtém-se a linha de energia (por unidade de peso do líquido).

No caso de fluidos reais em movimento, a energia total H diminui ao longo da trajetória, de acordo com a Figura 35:

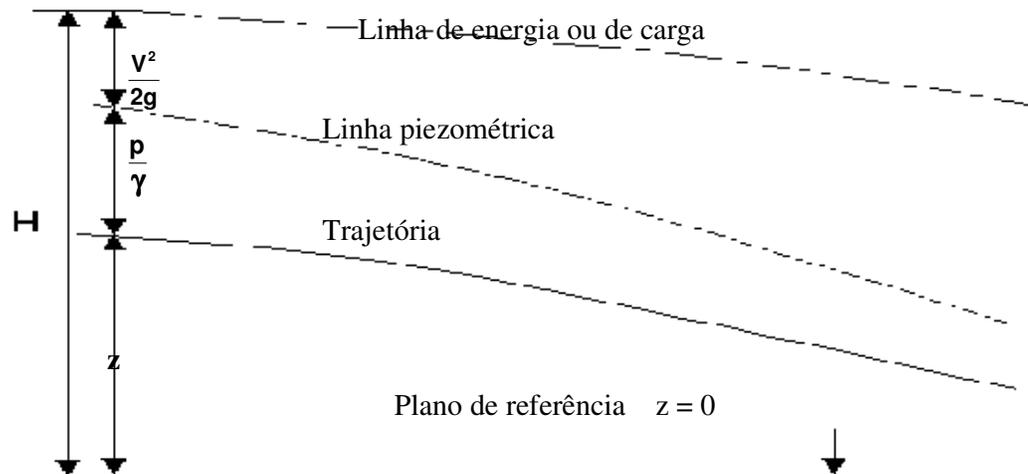


Figura 35. Linhas de Carga e Piezométrica

Escoamento com superfície livre ou escoamento em condutos livres

Neste tipo de escoamento uma parte da superfície do líquido encontra-se em contato com a atmosfera, estando, portanto, sob pressão atmosférica.

Em condutos forçados, o fluido preenche totalmente a seção transversal e escoam sob pressão maior que a pressão atmosférica.

Os escoamentos em canais abertos do tipo permanente podem ser classificados em três tipos: rapidamente variado, gradualmente variado e uniforme.

Em escoamentos rapidamente variados as mudanças de velocidade e profundidade ocorrem ao longo de um comprimento relativamente curto. Exemplos deste tipo de escoamento são: comportas de fundo, vertedores, obstáculos e restrições ou expansões verticais e horizontais. Nesses casos, como os volumes de controle são relativamente curtos, geralmente desprezam-se as perdas de carga distribuídas. É também normalmente desprezada a declividade do canal. Em alguns casos de escoamento rapidamente variado (ressaltos hidráulicos), as perdas de carga localizadas devem ser consideradas.

Nos escoamentos gradualmente variados, as mudanças na velocidade e na profundidade ocorrem em intervalos relativamente longos. Nesses casos, os comprimentos típicos dos volumes de controle são da ordem de 100 vezes a profundidade. Nesse caso, devem ser levadas em conta não só as perdas de carga localizadas, mas também a declividade do canal.

O terceiro tipo de escoamento permanente é o uniforme, no qual a superfície sob pressão atmosférica é paralela à linha de fundo do canal e não há mudança na profundidade ao longo do trecho considerado ou na distribuição de velocidade ao longo de uma seção transversal.

Escoamento rapidamente variado

Para este tipo de escoamento, devem ser usadas três equações: a equação da continuidade, a equação de energia ou equação de Bernoulli e a equação do Momento.

Partindo do teorema de Bernoulli para um escoamento permanente:

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{p}{\gamma} + z + \frac{V^2}{2g} \right) = -I_f \quad (9.2)$$

Onde I_f é a declividade da linha de energia ou linha de carga (Figura 36), para escoamento com superfície livre:

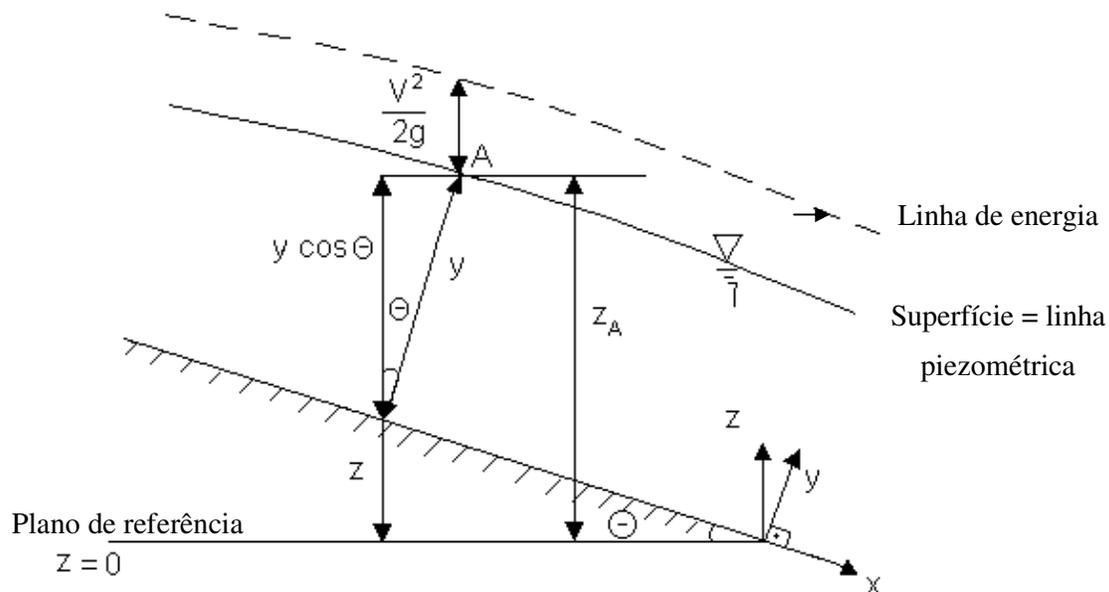


Figura 36. Perfil de Escoamento em Canal Aberto

onde z = cota do fundo em relação ao plano de referência e y = profundidade da linha d'água, desde o fundo até a superfície, medida segundo a reta normal ao leito.

O termo $E = y + \frac{V^2}{2g}$ é denominado energia específica e representa a energia de escoamento, por unidade de peso do líquido, em relação ao fundo do canal.

Fixada a seção transversal, define-se a área da seção líquida em função da profundidade $A = A(y)$, assim,

$$E = y + \frac{Q^2}{2g [A(y)]^2} \text{ ou} \quad (9.3)$$

$$E = y + \frac{Q^2}{2g A^2} \quad (9.4)$$

Para canais retangulares, é conveniente definir uma vazão por unidade de largura do canal, ou q :

$$q = V y \quad (9.5)$$

Assim, a equação acima pode ser escrita, para um canal retangular, como:

$$E = y + \frac{q^2}{2g y^2} \quad (9.6)$$

Considerando que a vazão é constante, a função acima é representada pela curva:

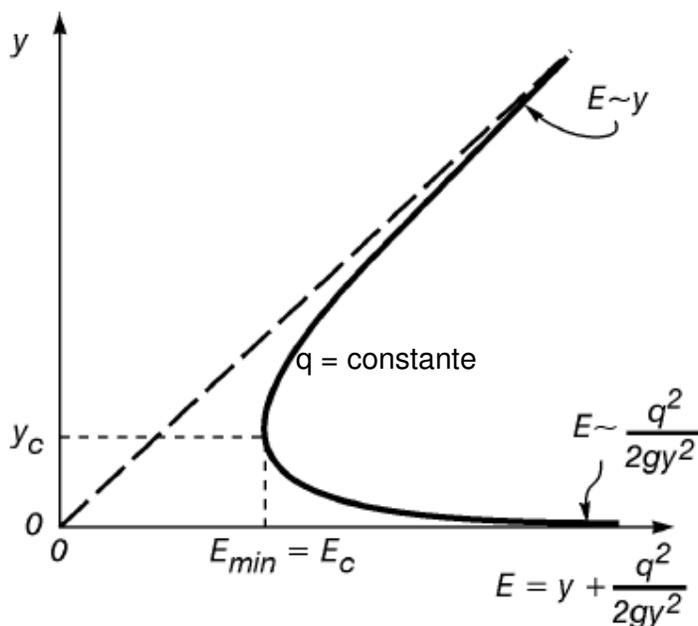


Figura 37. Gráfico de E vs. Y.

Quando y tende a zero, a velocidade e , portanto, E tendem para o infinito. Quando y tende ao infinito, a velocidade tende a zero e a curva tende a reta $y = E$. Observando a forma da curva y vs. E , podemos concluir que existe um valor mínimo de energia específica (E_c) que corresponde a um valor y_c (profundidade crítica) dada uma determinada profundidade y , se

$y > y_c \Rightarrow$ regime subcrítico, também conhecido como fluvial ou lento;

$y = y_c \Rightarrow$ regime crítico;

$y < y_c \Rightarrow$ regime supercrítico, também conhecido como torrencial ou rápido.

O mínimo da curva corresponde à menor energia específica (E_{min}) com que a vazão Q pode escoar na seção considerada.

O regime de escoamento nessas condições é chamado de crítico, recebendo esta designação as grandezas características deste regime (altura crítica, y_c , velocidade crítica v_c e energia específica crítica E_c).

Determinação da profundidade crítica

Como vimos, quando $y = y_c$ a energia específica é mínima, neste caso:

$$\frac{dE}{dy} = \frac{d}{dy} \left(y + \frac{Q^2}{2g A^2} \right) = 0 \quad (9.7)$$

$$\frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} = 1 \quad (9.8)$$

Mas, considerando uma seção qualquer (Figura 38), temos:

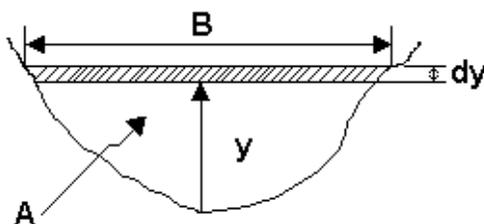


Figura 38. Seção qualquer.

$$dA = B dy$$

$$e A = \int_0^y B dy \text{ portanto}$$

$$\frac{dA}{dy} = B$$

Nesse caso, a equação (9.8) fica

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B} \quad (9.9)$$

e como
$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} \quad (9.10)$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2 B}{gA^3} \quad (9.11)$$

O número de Froude é definido por:

$$Fr = \sqrt{\frac{Q^2 B}{gA^3}} \quad (9.12)$$

assim
$$\frac{dE}{dy} = 1 - Fr^2 \quad (9.13)$$

Dessa forma, o número de Froude define o regime de escoamento, conforme a Figura 39:

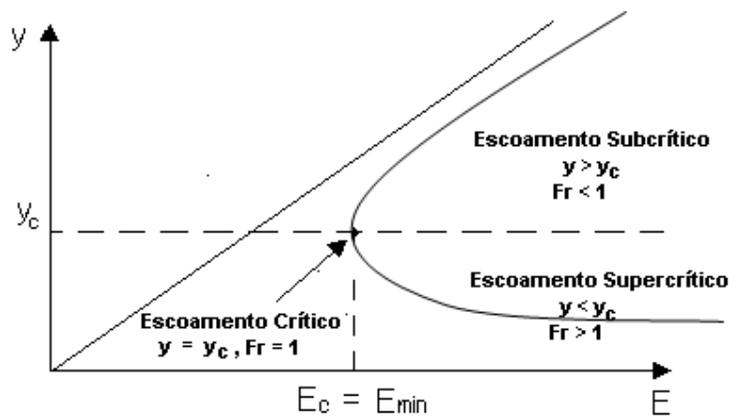


Figura 39. Zonas de Escoamento Crítico, Supercrítico e Subcrítico

Hidráulica de coletores de esgoto

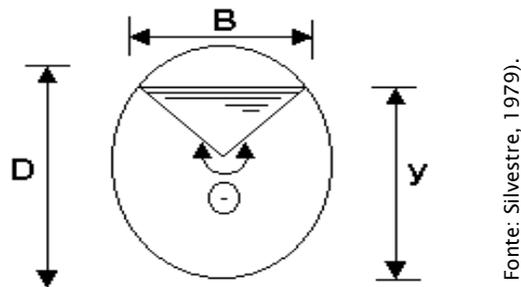


Figura 40. Seções circulares.

Assim:

$$\theta = 2 \arccos (1 - 2 Y / D) \quad (9.14)$$

$$A = (D^2 / 8) * (\theta - \text{sen } \theta) \quad (9.15)$$

$$B = D \text{sen} (\theta / 2) \quad (9.16)$$

$$P = \theta D / 2 \quad (9.17)$$

$$R = (D / 4) * (1 - \text{sen } \theta / \theta) \quad (9.18)$$

Usando as equações acima se tem que (fonte: Silvestre, 1979):

$$\frac{Q^2}{D^5} = \frac{g (\theta_c - \text{sen } \theta_c)^3}{512 \text{sen} \frac{\theta_c}{2}} \quad (9.19)$$

com

$$\theta_c = 2 \arccos \left(1 - \frac{2y_c}{D} \right). \quad (9.20)$$

Assim, foi possível montar o Quadro 5, a partir do qual é possível obter as profundidades críticas a partir de valores conhecidos de vazão e diâmetro. A velocidade crítica é dada por:

$$V_c = 6\sqrt{g R} \quad (9.21)$$

onde V_c é a velocidade crítica, em m/s;

g = Aceleração da gravidade, em m/s²;

e R = Raio hidráulico, considerando a vazão final do trecho do coletor, em m.

A seguir apresenta-se o Exemplo 1, para uma melhor fixação do conteúdo apresentado até aqui.

Exemplo 1

Sabendo que, para um determinado tubo: $Q = 9,092 \text{ m}^3/\text{s}$ e $D = 2,40 \text{ m}$.

Calcule y_c .

$$\frac{Q^2}{D^5} = 1,04 \quad \text{do Quadro 5: } \frac{y_c}{D} = 0,58 \Rightarrow y_c = 1,39\text{m}$$

Quadro 5. Determinação das profundidades críticas a partir de valores de vazão e diâmetro.

Q/Q _{CHEIA}	V/V _{CHEIA}	R/D	y/D	Q ² /D ⁵	η	Q/Q _{CHEIA}	V/V _{CHEIA}	R/D	y/D	Q ² /D ⁵	η
0,01	0,319	0,045	0,070	0,000	8,76	0,61	1,0499	0,269	0,565	0,95	1,862
0,02	0,396	0,062	0,098	0,001	6,71	0,62	1,0533	0,270	0,570	0,98	1,852
0,03	0,445	0,074	0,118	0,002	5,80	0,63	1,0566	0,272	0,575	1,01	1,842
0,04	0,486	0,085	0,136	0,004	5,19	0,64	1,0599	0,273	0,580	1,05	1,833
0,05	0,521	0,094	0,152	0,006	4,76	0,65	1,0631	0,274	0,585	1,08	1,824
0,06	0,550	0,102	0,166	0,008	4,45	0,66	1,0675	0,276	0,592	1,13	1,811
0,07	0,576	0,109	0,179	0,011	4,20	0,67	1,0718	0,277	0,599	1,18	1,799
0,08	0,598	0,116	0,191	0,014	4,00	0,68	1,0742	0,278	0,603	1,22	1,792
0,09	0,621	0,122	0,203	0,018	3,82	0,69	1,0783	0,280	0,610	1,27	1,780
0,10	0,640	0,128	0,214	0,022	3,67	0,70	1,0817	0,281	0,616	1,32	1,770
0,11	0,658	0,133	0,224	0,027	3,54	0,71	1,0845	0,282	0,621	1,36	1,762
0,12	0,674	0,138	0,234	0,032	3,43	0,72	1,0882	0,284	0,628	1,42	1,751
0,13	0,691	0,143	0,244	0,037	3,32	0,73	1,0903	0,285	0,632	1,46	1,745
0,14	0,705	0,148	0,253	0,043	3,23	0,74	1,0939	0,286	0,639	1,52	1,735
0,15	0,720	0,153	0,262	0,049	3,15	0,75	1,0964	0,287	0,644	1,57	1,728
0,16	0,733	0,157	0,271	0,056	3,08	0,76	1,0993	0,288	0,650	1,62	1,719
0,17	0,746	0,161	0,279	0,06	3,01	0,77	1,1039	0,290	0,660	1,72	1,705
0,18	0,757	0,165	0,287	0,07	2,95	0,78	1,1061	0,291	0,665	1,77	1,698
0,19	0,769	0,169	0,295	0,08	2,89	0,79	1,1083	0,292	0,670	1,82	1,692
0,20	0,780	0,172	0,303	0,09	2,83	0,80	1,1104	0,293	0,675	1,88	1,685
0,21	0,792	0,176	0,311	0,10	2,78	0,81	1,1124	0,293	0,680	1,93	1,679
0,22	0,802	0,180	0,319	0,11	2,73	0,82	1,1151	0,294	0,687	2,01	1,670
0,23	0,813	0,183	0,327	0,12	2,68	0,83	1,1173	0,295	0,693	2,08	1,663
0,24	0,822	0,186	0,334	0,13	2,64	0,84	1,1198	0,296	0,700	2,17	1,655
0,25	0,832	0,190	0,341	0,14	2,60	0,85	1,1215	0,297	0,705	2,23	1,649
0,26	0,840	0,193	0,348	0,15	2,57	0,86	1,1237	0,298	0,712	2,32	1,641
0,27	0,849	0,196	0,355	0,16	2,53	0,87	1,1258	0,299	0,719	2,41	1,634
0,28	0,858	0,199	0,362	0,17	2,49	0,88	1,1275	0,299	0,725	2,49	1,627
0,29	0,866	0,202	0,369	0,19	2,46	0,89	1,1294	0,300	0,732	2,59	1,620
0,30	0,874	0,204	0,376	0,20	2,43	0,89	1,1308	0,301	0,738	2,67	1,614
0,31	0,882	0,207	0,382	0,21	2,40	0,90	1,1324	0,301	0,745	2,78	1,607
0,32	0,890	0,210	0,389	0,23	2,37	0,91	1,1335	0,302	0,750	2,86	1,603
0,33	0,897	0,212	0,396	0,24	2,35	0,92	1,1344	0,302	0,755	2,93	1,598
0,34	0,904	0,215	0,402	0,26	2,32	0,93	1,1353	0,302	0,760	3,02	1,593
0,35	0,912	0,218	0,409	0,27	2,29	0,94	1,1365	0,303	0,767	3,13	1,587
0,36	0,919	0,220	0,415	0,29	2,27	0,95	1,1376	0,303	0,775	3,27	1,581
0,37	0,925	0,222	0,421	0,31	2,25	0,96	1,1384	0,304	0,782	3,40	1,575
0,38	0,932	0,225	0,428	0,33	2,22	0,97	1,1391	0,304	0,790	3,55	1,569
0,39	0,938	0,227	0,433	0,34	2,20	0,98	1,1397	0,304	0,800	3,75	1,561
0,40	0,944	0,229	0,440	0,36	2,18	0,99	1,1400	0,304	0,807	3,9	1,556
0,41	0,950	0,232	0,446	0,38	2,16	1,00	1,1399	0,304	0,820	4,2	1,548
0,42	0,956	0,234	0,452	0,40	2,14	1,008	1,1397	0,304	0,827	4,3	1,544
0,43	0,962	0,236	0,458	0,42	2,13	1,016	1,1391	0,304	0,835	4,5	1,539
0,44	0,968	0,238	0,464	0,45	2,11	1,026	1,1381	0,304	0,845	4,8	1,533
0,45	0,973	0,240	0,470	0,47	2,09	1,039	1,1358	0,303	0,86	5,2	1,526
0,46	0,979	0,242	0,476	0,49	2,07	1,047	1,1337	0,302	0,87	5,6	1,522
0,47	0,984	0,244	0,482	0,52	2,06	1,054	1,1311	0,301	0,88	5,9	1,518
0,48	0,988	0,245	0,486	0,53	2,04	1,060	1,1280	0,299	0,89	6,3	1,514
0,49	0,993	0,247	0,492	0,56	2,03	1,066	1,1243	0,298	0,90	6,7	1,512
0,50	1,000	0,250	0,500	0,59	2,01	1,070	1,120	0,296	0,91	7,2	1,509
0,51	1,004	0,252	0,505	0,62	1,99	1,073	1,115	0,294	0,92	7,8	1,508
0,52	1,008	0,253	0,510	0,64	1,98	1,075	1,109	0,292	0,93	8,5	1,507
0,53	1,012	0,255	0,515	0,66	1,97	1,076	1,103	0,289	0,94	9,3	1,506
0,54	1,018	0,257	0,522	0,70	1,95	1,075	1,095	0,286	0,95	10,3	1,507
0,55	1,0220	0,258	0,527	0,73	1,942	1,071	1,086	0,283	0,96	11,6	1,509
0,56	1,0274	0,260	0,534	0,76	1,926	1,066	1,075	0,279	0,97	13,6	1,512
0,57	1,0312	0,262	0,539	0,79	1,915	1,057	1,062	0,274	0,98	16,7	1,516
0,58	1,0357	0,263	0,545	0,83	1,903	1,042	1,044	0,267	0,99	23,7	1,524
0,59	1,0393	0,265	0,550	0,85	1,892	1,000	1,000	0,250	1,00		1,548
0,60	1,0457	0,267	0,559	0,91	1,874						

Segundo a equação de chezy:

$$V = c \sqrt{R I} \quad (9.22)$$

onde:

V = Velocidade média no coletor (m/s);

I = declividade do coletor (m/m);

c = coeficiente que depende da natureza das paredes do coletor.

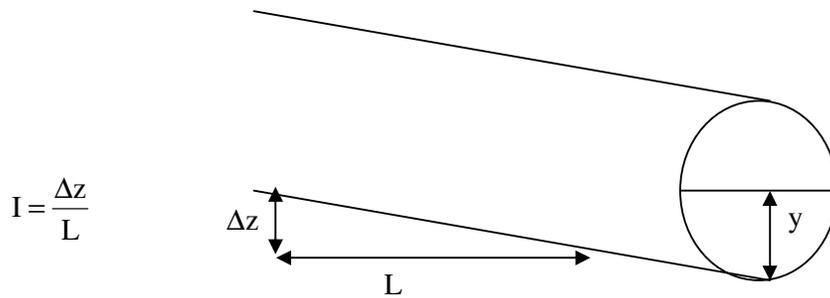


Figura 41. Desenho esquemático representando a declividade.

O raio hidráulico, por sua vez, é definido por:

$$R = A/P \quad (9.23)$$

onde:

A = Área molhada de seção do coletor (área onde ocorre o escoamento) (m²);

P = Perímetro molhado (m);

Resultados experimentais mostraram que a proporcionalidade $V \simeq I^{1/2}$ na razoável, V não dependia de R de acordo com a função da fórmula de Chezy. Manning, então, desenvolveu a fórmula:

$$V = \frac{R^{2/3} I^{1/2}}{n} \quad (9.24)$$

ou

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (9.25)$$

Conhecida como fórmula de Manning, onde n é um coeficiente que depende da natureza das paredes do canal. Os seus valores geralmente empregados são apresentados no Quadro 6.

Quadro 6. Valores de n (coeficiente da fórmula de *mannig*) em função do material do coletor

Material do coletor	Valores de n
Cerâmica	0,013
Concreto	0,013
PVC	0,010
Ferro Fundido	0,012

Usando as fórmulas de A e P para um canal de seção circular (fonte: Silvestre, 1979):

$$V = \frac{1}{2,52 n} D^{2/3} I^{1/2} \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right)^{2/3} \quad (9.26)$$

$$Q = \frac{1}{20,2 n} D^{8/3} I^{1/2} \left(\frac{\theta - \text{sen } \theta}{\theta^{2/3}}\right)^{5/3} \quad (9.27)$$

Se o canal tiver diâmetro e declividade constante, as fórmulas acima mostram que a velocidade e a vazão variam apenas com o ângulo θ , igualando o zero as derivadas destas expressões em relação a θ , teremos:

- para a velocidade máxima (fonte: Silvestre, 1979):

$$\theta = 257^\circ \quad \text{e} \quad y = 0,81 \quad (9.28)$$

- para a vazão máxima (fonte: Silvestre, 1979):

$$\theta = 308^\circ \quad \text{e} \quad y = 0,94 \quad (9.29)$$

Como visto no exemplo, em geral conhece-se a vazão que deverá passar pela seção, e deseja-se determinar a profundidade y .

Pode-se escrever:

$$\frac{A}{A_{\text{cheia}}} = \frac{1}{2\pi} (\theta - \text{sen } \theta) \quad (9.30)$$

Onde;

$$A_{\text{cheia}} = \frac{\pi D^2}{4} = \quad (9.31)$$

A_{cheia} = área de seção plena e A = área da seção parcialmente cheia,

$$\frac{R}{R_{\text{cheia}}} = 1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta} \quad (9.32)$$

Onde;

$$R_{\text{cheia}} = \frac{D}{4} = \quad (9.33)$$

R_{cheia} = raio hidráulico da seção cheia, podemos então escrever:

$$\frac{Q}{Q_{\text{cheia}}} = \frac{A}{A_{\text{cheia}}} \left(\frac{R}{R_{\text{cheia}}} \right)^{2/3} = \frac{1}{2\pi} \frac{(\theta - \text{sen } \theta)^{5/3}}{\theta^{2/3}} \quad (9.34)$$

Onde:

$$Q_{\text{cheia}} = \frac{0,3117 D^{8/3} I^{1/2}}{n} \quad (9.35)$$

Os valores de $\frac{y}{D}$ para vários valores de $\frac{Q}{Q_{\text{cheia}}}$ estão contidos no Quadro 5, portanto, uma vez conhecidos Q , I , n e D , determina-se Q e a razão $\frac{Q}{Q_{\text{cheia}}}$ e do Quadro 5, determina-se o valor de $\frac{y}{D}$ e com este valor determina-se y .

De maneira Similar, se nós quisermos o valor da Velocidade Média na Seção

$$\frac{V}{V_{\text{cheia}}} = \left(1 - \frac{\text{sen}(\theta)}{\theta} \right)^{2/3} \quad (9.36)$$

Onde:

$$V_{\text{cheia}} = \frac{D^{2/3} I^{1/2}}{2,52 n} \quad (9.37)$$

é a velocidade considerando a seção cheia, uma vez o valor de $\frac{y}{D}$, com este valor determina-se $\frac{V}{V_{\text{cheia}}}$ e conseqüentemente, o valor de V .

Para uma melhor fixação do conteúdo apresentado até aqui, será mostrado a seguir um pequeno exemplo:

Exemplo 2

Considerando $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$, $D = 2 \text{ m}$, $I = 0,0005$ e $n = 0,013$, determine y e V .

$$Q_{\text{cheia}} = \frac{0,3117 D^{8/3} I^{1/2}}{n} = 3,404 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q}{Q_{\text{cheia}}} = 0,29 \Rightarrow \frac{y}{D} = 0,369 \text{ (Quadro 5)}$$

$$y = 0,74 \text{ m e } \theta = 2,62 \text{ radianos}$$

para este valor de $\frac{y}{D}$, da Quadro 5 $\frac{V}{V_{\text{cheia}}} = 0,866$, como

$$V_{\text{cheia}} = \frac{D^{2/3} I^{1/2}}{2,52 n} = 1,083 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Portanto $V = 0,94 \text{ m/s}$.

Dimensionamento de seções circulares

Usando os valores de A (Eq. 9.25) e P (Eq. 9.34) para seções circulares na equação de Manning (Eq. 9.27) teremos:

$$\frac{nQ}{I^{1/2}} = \frac{(\theta - \text{sen } \theta)^{5/3}}{2^{13/3} \theta^{2/3}} D^{8/3} \quad (9.38)$$

ou

$$D = \frac{3,084 \theta^{1/4}}{(\theta - \text{sen } \theta)^{5/8}} \left(\frac{n Q}{I^{1/2}} \right)^{0,375} \quad (9.39)$$

Fazendo:

$$\eta = \frac{3,084 \theta^{1/4}}{(\theta - \text{sen } \theta)^{5/8}} \quad (9.40)$$

e

$$\beta = \left(\frac{n Q}{I^{1/2}} \right)^{0,375} \quad (9.41)$$

Desta forma, a equação (9.25) pode ser reescrita como:

$$D = \eta \beta \quad (9.42)$$

Deseja-se deixar uma “folga” ou espaço livre de escoamento para uma determinada vazão, e não se pretende, que a seção do coletor esteja completamente cheia, deve ser seguido o seguinte procedimento:

- Determinar o valor de y/D desejado,
- Para este valor, consultar o Quadro 5 para determinação do η correspondente,
- Calcular o valor de β ,
- Finalmente, determinar o valor do Diâmetro através da fórmula: $D = \eta\beta$.

Para uma melhor fixação do conteúdo apresentado até aqui, será mostrado a seguir um pequeno exemplo:

Exemplo 3

Considere um interceptor de esgoto para o qual $n = 0,024$, $Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$, $D = 0,90 \text{ m}$, $L = 30 \text{ m}$ e $I = 0,001$.

Dimensione o interceptor para que se tenha um espaço livre correspondente a 25% do diâmetro. Para uma seção 75% cheia, $y/D = 0,75$, para este valor, de acordo com o Quadro 5:

$$\eta = 1,603.$$
$$\beta = \left[\frac{nQ}{(I)^{1/2}} \right]^{0,375} = 1,416$$

e usando a fórmula (9.10): $D = \eta\beta = 2,27 \text{ m}$.

Exemplo 4

Dimensione (usando um diâmetro comercial) um interceptor de esgoto capaz de transportar $3 \text{ m}^3/\text{s}$, sabendo que $I = 0,001 \text{ m/m}$ e $n = 0,012$.

OBS.: Use no máximo 75% do diâmetro do tubo.

$$\beta = \left(\frac{nQ}{I^{1/2}} \right)^{0,375} = 1,05$$

para $\frac{y}{D} = 0,75 \Rightarrow$ Quadro 5 $\Rightarrow \eta = 1,603$ portanto, $D = \eta\beta = 1,68$ m o diâmetro comercial mais próximo é 1,7 m.

Cálculo da profundidade real

$$Q_{\text{cheia}} = \frac{0,3117 D^{8/3} I^{1/2}}{n} = 4,237 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q/Q_{\text{cheia}} = 0,71 \Rightarrow \text{Quadro 5} \Rightarrow \frac{y}{D} = 0,621$$

$$y = 1,06 \text{ m}$$

Podemos chegar a fórmulas simplificadas para a determinação do diâmetro. Para $y/D = 0,75$ (Escoamento Subcrítico), da Tabela 1, $\eta = 1,603$, portanto, a eq. (9.10) pode ser reescrita como:

$$D = \left(3,52 n \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375} \quad (9.43)$$

Q_f em m^3/s é o valor de vazão que escoará pelo coletor no fim do horizonte de projeto.

Considerando como material usado o concreto ($n = 0,013$, conforme recomendação da NBR 9649), tem-se:

$$D = \left(0,0458 \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375} \quad (9.44)$$

e para $y/D = 0,5$ (Escoamento Supercrítico), $\eta = 2,01$, portanto:

$$D = \left(6,44 n \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375} \quad (9.45)$$

Considerando como material usado o concreto:

$$D = \left(0,0837 \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375} \quad (9.46)$$

Tensão trativa

A tensão trativa ou tensão de arraste é definida como a tensão tangencial (ou Cisalhante), exercida pelo fluido sobre as paredes da canalização.

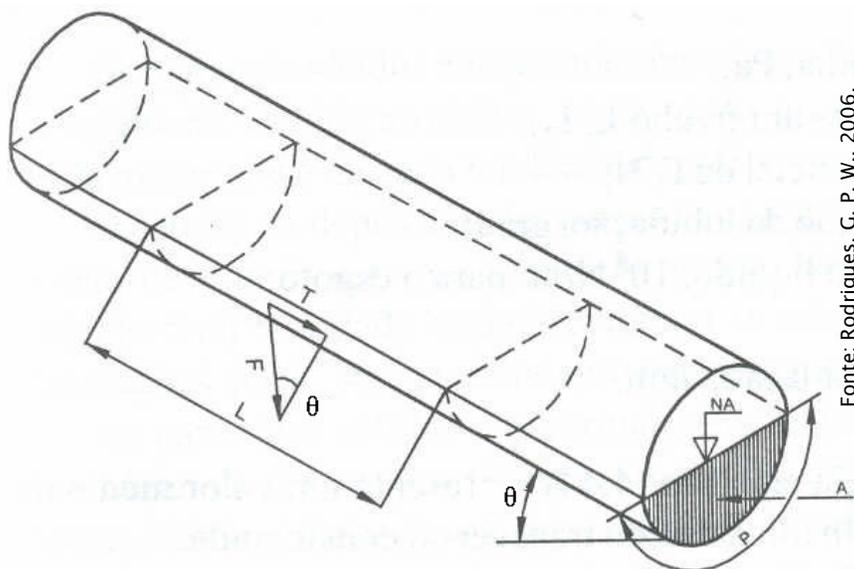


Figura 42. Desenho esquemático representando as forças geradoras da tensão trativa.

Seu valor numérico é dado pela equação;

$$\tau = \gamma R I \quad (9.47)$$

onde;

γ = peso específico do fluido (9806 N/m³ para o esgoto).

A NBR9649 de 1986 recomenda o valor de 1 Pa (1 N/m²) como a Tensão Trativa Mínima aceitável em coletores de Esgoto.

É possível determinar-se um valor da declividade do coletor, I, de modo que $\tau \geq 1$ Pa. Esta será chamada declividade mínima.

As expressões, para vários valores do Coeficiente de Manning, são apresentadas no Quadro 7.

Quadro 7. Declividades Mínimas

Material do coletor	Valores de n	Declividade Mínima (m/m)
Cerâmica ou Concreto	0,013	$I_{\min} = 0,0055 Q_i^{-0,47}$
PVC	0,010	$I_{\min} = 0,0061 Q_i^{-0,49}$
Ferro Fundido	0,012	$I_{\min} = 0,0056 Q_i^{-0,48}$

Fonte: Sobrinho e Tsutiya, 2000.

Obs: Q_i em L/s é o valor de vazão que escoará pelo coletor no início do projeto

Dimensionamento de Trechos

Autor: Marco Aurélio Holanda de Castro

OBJETIVOS:

Apresentar e detalhar o traçado de redes de esgoto, bem como os dimensionamentos das mesmas.

Vazão Mínima

A Norma NBR 9649 recomenda que, em qualquer coletor da rede, a vazão mínima seja de 1,5 L/s. Desta forma, sempre que a vazão calculada em um trecho de coletor for menor que este valor, deve-se usar 1,5 L/s.

Diâmetro Mínimo

A Norma NBR 9649 admite o diâmetro de 100mm como mínimo, entretanto, para a maioria das Companhias de Saneamento considera-se que o diâmetro mínimo aceitável é de 150 mm.

Declividade Mínima

A declividade mínima a ser adotada para cada trecho de coletor deverá ser tal que assegure uma tensão trativa, no trecho considerado, no mínimo 1 Pa.

Lâmina d'água Máxima

No caso de escoamento subcrítico no trecho do coletor considerado, ou seja, $y > y_c$ ou $V < V_c$, de acordo com a Norma NBR 9649, a máxima lâmina d'água no trecho deve corresponder a 75% do diâmetro, ou seja, $y/D = 0,75$.

No caso de escoamento supercrítico no trecho do coletor considerado, ou seja, $y < y_c$ ou $V > V_c$, de acordo com a norma NBR 9649, a máxima lâmina d'água no trecho deve corresponder a 50% do diâmetro, ou seja, $y/D = 0,5$.

Profundidade Mínima do Coletor

A profundidade mínima de assentamento de um coletor de esgoto deve satisfazer a dois critérios: (1) Garantir a carga hidráulica mínima para que haja escoamento dos domicílios e indústrias ligados a rede; e (2) Proteção contra pressões externas que possam danificar os tubos.

A profundidade mínima deve ser a maior considerando os dois critérios.

No que se refere à proteção contra carregamentos externos, a maioria das Companhias Estaduais de Saneamento recomenda uma profundidade mínima de 1,05 m.

A profundidade mínima do coletor visando atender as cotas das ligações prediais deve ser determinada através da seguinte equação, retirada de Sobrinho e Tsutiya (2000):

$$h_{\min} = a + I_p L + h + h_c \quad (10.1)$$

Onde: h_{min} = profundidade mínima do coletor (m), a = distância entre geratriz inferior interna do coletor público e a geratriz inferior interna do ramal predial (m),
 l_p = declividade do ramal predial (m/m).
 L = distância entre o coletor público e a caixa de inspeção (m).
 h = desnível entre a via pública e o aparelho sanitário de cota mais baixa (m).
 h_c = altura da caixa de inspeção (m). (Figura 43)

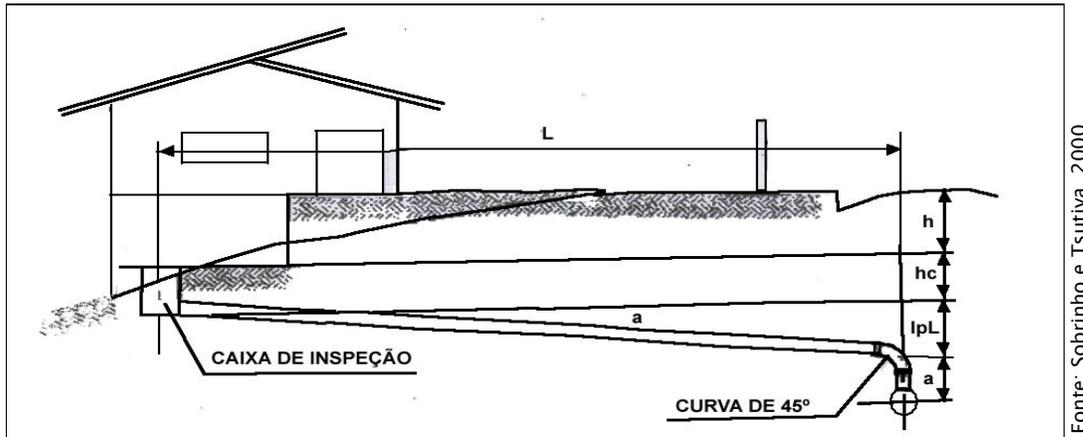


Figura 43. Ramal Predial

A seguir será apresentado detalhadamente um exemplo de cálculo de rede coletora, a fim de fixar o conteúdo já apresentado até aqui.

Exemplo de Rede Coletora

Para a rede coletora hipotética que usaremos como exemplo:

População Inicial: $P_i = 1.000$ hab

População Final: $P_f = 2.000$ hab

Consumo de água *per capita*: $q = 150 \frac{L}{\text{hab} \cdot \text{dia}}$

Coefficiente de Retorno: $C = 0,8$.

K_1 = Coeficiente de Vazão Máxima Diária = 1,2

K_2 = Coeficiente de Vazão Máxima Horária = 1,5.

Taxa de Contribuição de Infiltração = $t_{inf} = 0,0001 \frac{L}{s \cdot m}$

Material dos coletores: PVC

O passo inicial é conceber o sistema, traçar e numerar os coletores e os trechos. O maior coletor recebe o número 1 e seu primeiro trecho será denominado 1, numerando-se sucessivamente todos os outros trechos deste coletor. O primeiro coletor que chegar ao coletor 1 será o coletor 2 e assim sucessivamente.

Após a concepção, traçado e numeração dos trechos e dos PV's, podemos determinar o comprimento total da rede coletora. No presente caso, $\sum L = 737,8m$. (Figura 44)

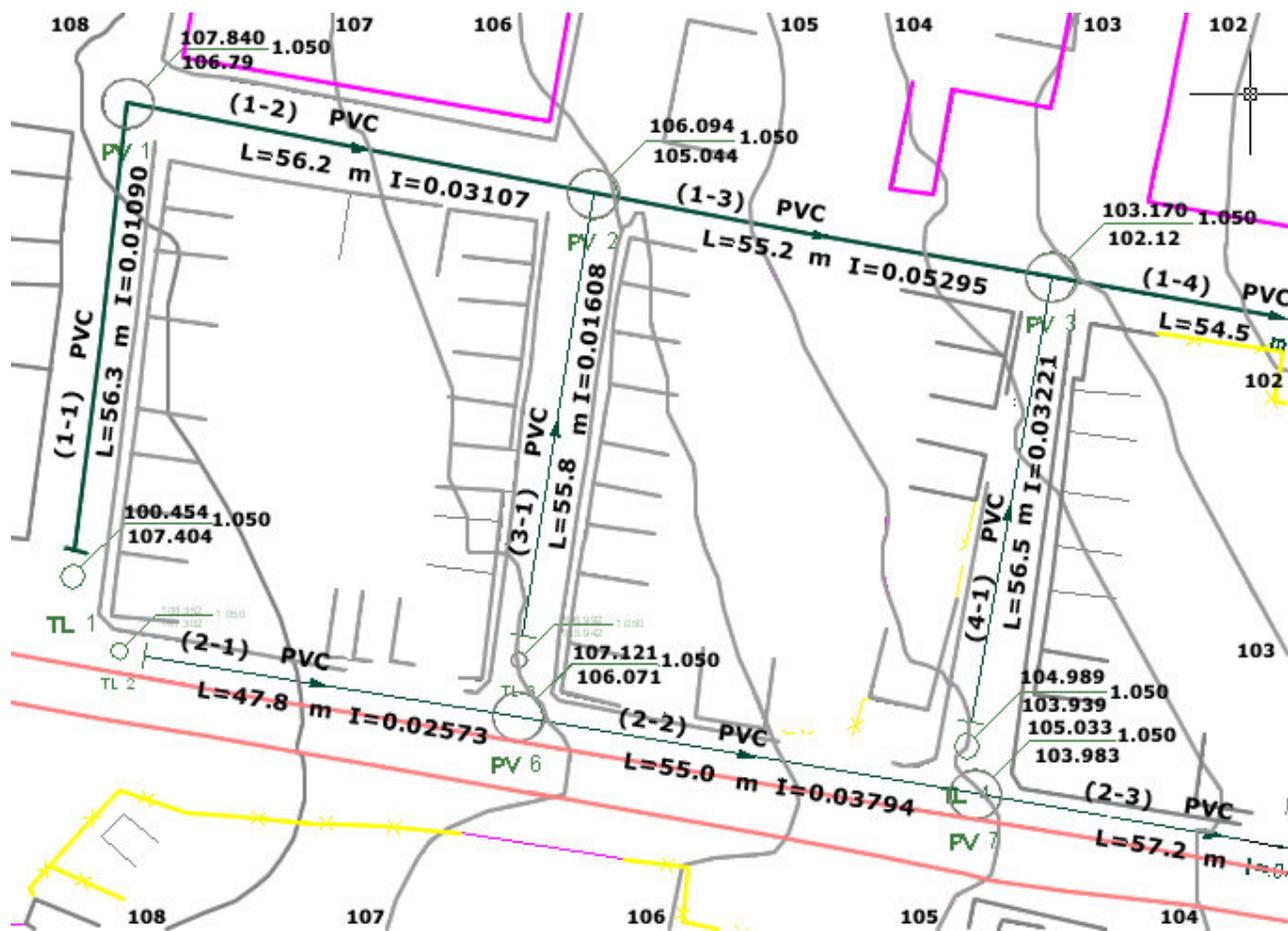


Figura 44. Rede Coletora Hipotética.

Taxa de Contribuição Linear

A vazão de demanda doméstica para início do projeto (Q_{di}),

$$Q_{di} = \frac{K_2 C P_i q}{86.400} = 2,08 \frac{L}{s}$$

A Vazão de demanda doméstica para final do projeto (Q_{df}),

$$Q_{df} = \frac{K_1 K_2 C P_f q}{86.400} = 5,00 \frac{L}{s}$$

Taxa de contribuição linear para o início do projeto:

$$t_i = \frac{Q_{di}}{\sum L} + t_{inf} = 0,00292 \frac{L}{s \cdot m}$$

Taxa de contribuição linear para o final do projeto:

$$t_f = \frac{Q_{df}}{\sum L} + t_{inf} = 0,00688 \frac{L}{s \cdot m}$$

Vazões em cada Trecho de Coletor

Ela é determinada somando-se as vazões de contribuição dos trechos a montante à vazão de contribuição do trecho, que é determinada multiplicando-se a taxa de contribuição linear pelo comprimento do Trecho.

Profundidade Mínima dos Coletores

Vamos admitir uma profundidade mínima de 1,05 m.



Figura 45. Trecho (1-1)

Vazão a montante: $Q_{im} = 0L/s$ e $Q_{fm} = 0L/s$

Comprimento: $L_{1-1} = 56,3m$

Vazão no Trecho: $q_i = 0,00292 \times 56,3 = 0,16L/s$
 e $q_f = 0,00688 \times 56,3 = 0,39L/s$

Vazão a Jusante:

$Q_i = 0,16L/s$

e

$Q_f = 0,39L/s$

Como tanto Q_i quanto Q_f são menores que 1,5 L/s, adotaremos como vazão de dimensionamento:

$Q_i = Q_f = 1,5L/s$

Cota do terreno a montante: 108,45m

Cota do terreno a Jusante: 107,84m

Declividade do terreno:

$$I = \frac{108,45 - 107,84}{56,3} = 0,0109 \text{ m/m}$$

Declividade Mínima do Coletor

$$I_{\min} = 0,0055 Q_i^{-0,47} = 0,0045 \text{ m/m}$$

como $I > I_{\min}$ adotaremos como a declividade do coletor a declividade do terreno.
Diâmetro do Coletor.

Usando a eq. (9.12) (admitindo escoamento Subcrítico)

$$D = \left(0,0458 \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375} = 0,064 \text{ m} = 64 \text{ mm}$$

como este diâmetro é menor que o mínimo adotado (150 mm), usaremos $D = 150$ mm.

Lâminas d'água e Velocidades

$$Q_{\text{cheia}} = \frac{0,3117 D^{8/3} I^{1/2}}{n} = 0,0159 \text{ m}^3/\text{s} = 15,9 \text{ L/s}$$

$$\frac{Q_i}{Q_{\text{cheia}}} = 0,09 \Rightarrow \frac{y_i}{D} = 0,203 \text{ (Tab. 9.1)}$$

$$y_i = 0,030 \text{ m} = 30 \text{ mm}$$

para este valor de $\frac{y_i}{D}$, do Quadro 5 $\frac{V_i}{V_{\text{cheia}}} = 0,621$, como

$$V_{\text{cheia}} = \frac{D^{2/3} I^{1/2}}{2,52 n} = 0,90 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Portanto $V_i = 0,56 \text{ m/s}$

Tensão Trativa

Ainda do Quadro 5, $R_i/D = 0,122 \text{ m}$, portanto, $R_i = 0,018 \text{ m}$ e

$$\tau_i = \gamma R I = 9.810 \text{ N/m}^3 \times 0,018 \text{ m} \times 0,0109 = 1,96 \text{ Pa} > 1 \text{ Pa} \quad \text{OK}$$

Velocidade Crítica

$$V_{ci} = 6\sqrt{g R_i}$$

$= 2,54 \text{ m/s} > V_i \rightarrow$ Escoamento subcrítico, suposição inicial OK.

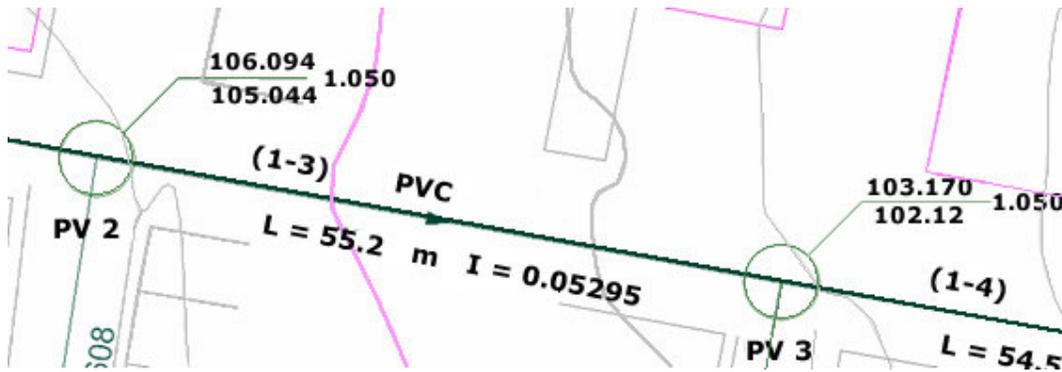


Figura 46. Trecho (1-3).

Vazão a montante: $Q_{im} = 0,49 \text{ L/s}$ e $Q_{fm} = 1,16 \text{ L/s}$ (soma dos trechos (1-2) e (3-1) que contribuem para o trecho (1-3)).

Comprimento: $L_{(1-3)} = 55,2 \text{ m}$

Vazão no Trecho: $q_i = 0,00292 \times 55,2 = 0,16 \text{ L/s}$
e $q_f = 0,00688 \times 55,2 = 0,38 \text{ L/s}$

Vazão a jusante:

$Q_i = 0,49 + 0,16 = 0,65 \text{ L/s}$ e $Q_f = 1,16 + 0,38 = 1,54 \text{ L/s}$

Portanto, consideraremos $Q_i = 1,5 \text{ L/s}$ e $Q_f = 1,54 \text{ L/s}$.

Cota do terreno a montante: 106,09m

Cota do terreno a Jusante: 103,17m

Declividade do terreno:

$$I = \frac{106,09 - 103,17}{55,2} = 0,0529 \text{ m/m}$$

Declividade Mínima do Coletor

$$I_{\min} = 0,0055 Q_i^{-0,47} = 0,0045 \text{ m/m}$$

como $I > I_{\min}$ adotaremos como a declividade do coletor a declividade do terreno.
Diâmetro do Coletor.

Usando a eq. (9.44) (admitindo escoamento subcrítico):

$$D = \left(0,0458 \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375} = 0,048\text{m}$$

como este diâmetro é menor que o mínimo adotado (150mm), usaremos $D = 150 \text{ mm}$.

Lâminas d'água e Velocidades

$$Q_{\text{cheia}} = \frac{0,3117 D^{8/3} I^{1/2}}{n} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s} = 35\text{L/s}$$

$$\frac{Q_i}{Q_{\text{cheia}}} = 0,04 \Rightarrow \frac{y_i}{D} = 0,136 \text{ (Tab. 1)}$$

$$y_i = 0,020\text{m} = 20\text{mm}$$

para este valor de $\frac{y_i}{D}$, do Quadro 5 $\frac{V_i}{V_{\text{cheia}}} = 0,486$, como

$$V_{\text{cheia}} = \frac{D^{2/3} I^{1/2}}{2,52 n} = 1,98 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

portanto $V_i = 0,96\text{m/s}$

Tensão Trativa

Do Quadro 5, $R_i/D = 0,085\text{m}$, portanto, $R_i = 0,013\text{m}$

e

$$\tau_i = \gamma R_i I = 9.810\text{N/m}^3 \times 0,013 \text{ m} \times 0,0529 = 6,6 \text{ Pa} > 1 \text{ Pa} \quad \text{OK}$$

Velocidade Crítica

$$V_{\text{ci}} = 6\sqrt{g R_i}$$

$= 2,12\text{m/s} > V_i \rightarrow$ Escoamento subcrítico, suposição inicial OK.

Finalmente, após dimensionarmos todos os trechos, nós devemos traçar a rede de Esgoto com os dados calculados, de acordo com a Figura 47:



Figura 47. Rede hipotética dimensionada e traçada..

Grades de Barras

Trata-se de um tratamento preliminar que visa à remoção de material de dimensões relativamente grandes que foi carreado pelo sistema de coleta de esgoto Sanitário. Geralmente são posicionadas após o trecho final da rede de coleta e antes do medidor de vazão (geralmente a Calha Parshall). Sua forma geral está apresentada nas figuras 48 e 49:

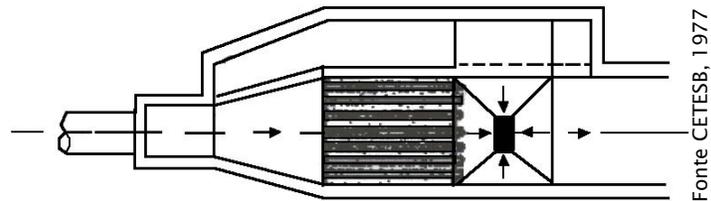


Figura 48. Grade de barras em planta

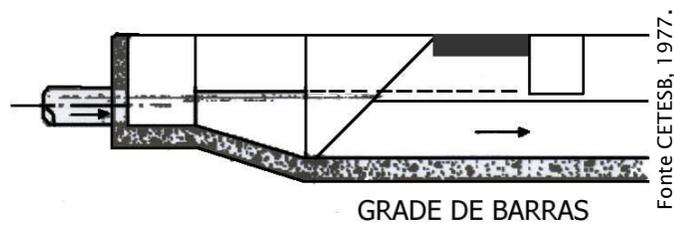


Figura 49. Grade de barras em perfil.



Figura 50. Fotografia de grade de barras, caixa de areia e calha Parshall.

Medidor de Vazão: Calha Parshall

A calha de Parshall ou Vertedor Parshall usa os princípios de um vertedor de parede espessa e é largamente usada para medir a vazão em canais abertos. Esse vertedor foi projetado por R. L. Parshall em 1920. A calha Parshall foi desenvolvida usando as unidades do sistema inglês. É o método de medir vazão mais usado para sistemas de coleta de esgoto sanitário. Sua forma geral está apresentada nas figuras 51 e 52 e 53:

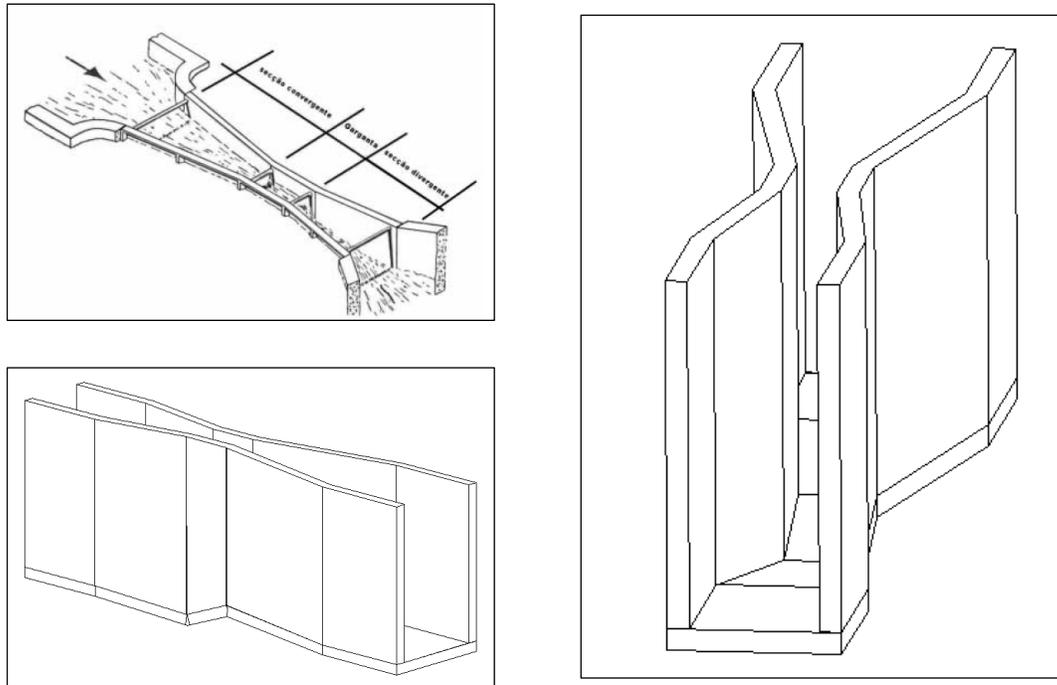
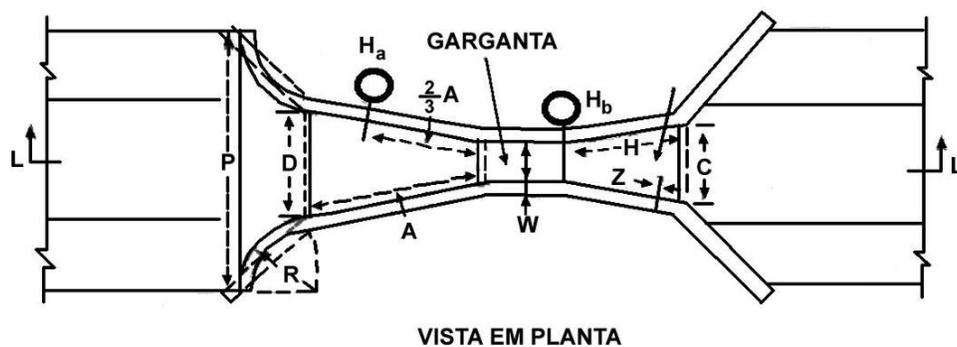


Figura 51. Forma geral da Calha Parshall em três dimensões.



Fonte: Hwang e Hita, 1987.

Figura 52. Forma geral da Calha Parshall em planta.

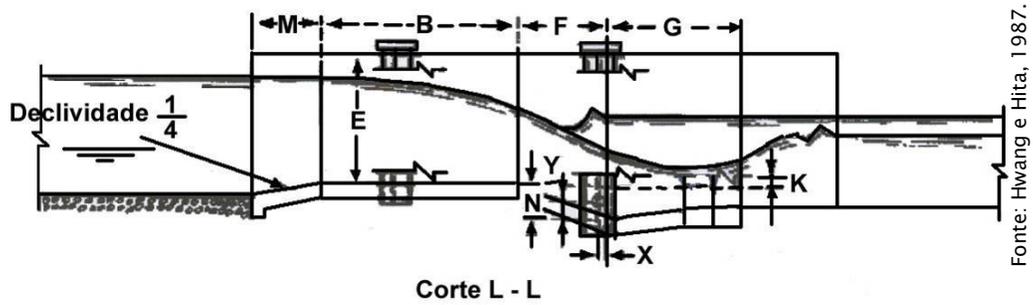


Figura 53. Perfil da Calha Parshall.

As calhas tem dimensões que variam de acordo com as vazões mínima e máxima de projeto. A Figura 54 e o Quadro 8 apresentam as dimensões relativas às diversas formas que podem assumir as Calhas Parshall:

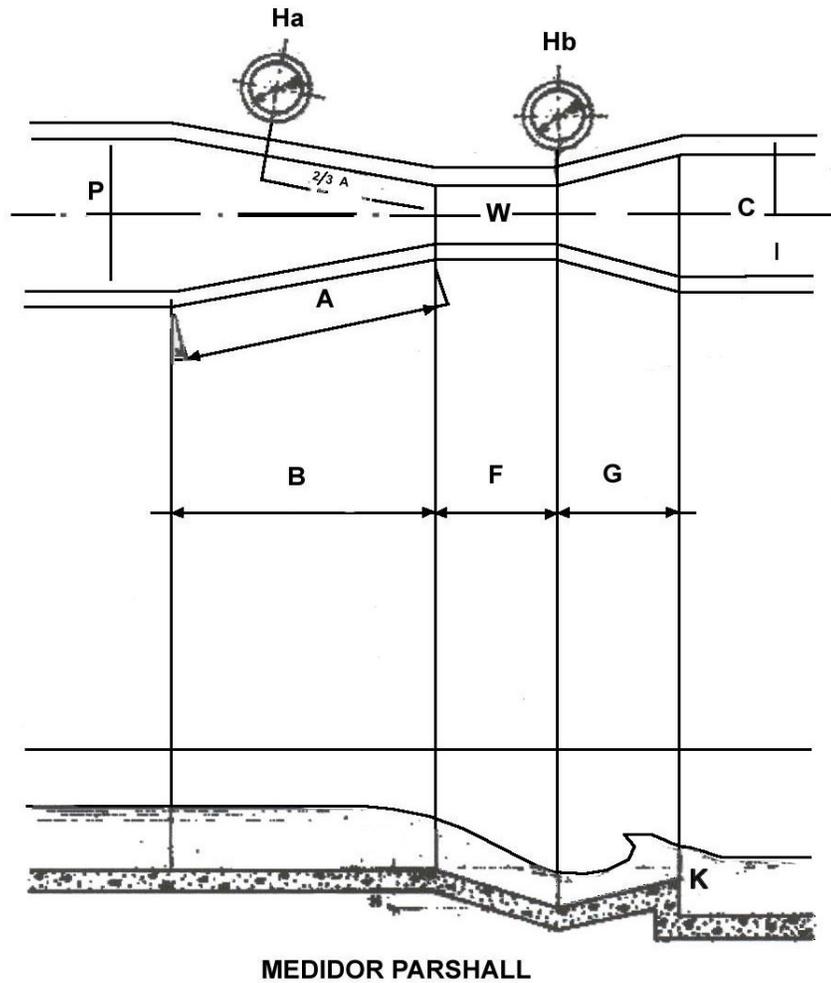


Figura 54. Dimensões construtivas das Calhas Parshall.

Quadro 8. Dimensões da Calha Parshall.

W		A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	F (cm)	G (cm)	N (cm)
6"	15,2 cm	61,0	61,0	39,4	40,3	30,5	61,0	11,4
9"	22,9 cm	88,0	86,4	38,0	57,5	30,5	45,7	11,4
1'	30,5 cm	137,2	134,4	61,0	84,5	61,0	91,5	22,9
1' ½"	45,7 cm	144,9	142,0	76,2	102,6	61,0	91,5	22,9
2'	61,0 cm	152,5	149,6	91,5	120,7	61,0	91,5	22,9
3'	91,5 cm	167,7	164,5	122,0	157,2	61,0	91,5	22,9

Fonte CETESB, 1977.

A Calha Parshall adequada deve ser selecionada de acordo com as vazões mínima e máxima. Equações empíricas que relacionam a altura do poço de leitura (H_a) com a vazão medida podem também ser encontradas no Quadro 9.

Quadro 9. Vazões máximas e mínimas de Calhas Parshall.

W		Q (L/s) H_a (m)	Vazão (L/s)	
Pé (')	Pol (")	Fórmula	MIN.	MAX.
0	6	$381,2 H_a^{1,580}$	1,42	110,44
-	9	$535,4 H_a^{1,530}$	2,55	252,02
1	0	$691,0 H_a^{1,522}$	3,11	455,90
1	6	$1.057 H_a^{1,538}$	4,25	696,60
2	0	$1.428 H_a^{1,550}$	11,89	937
3	0	$2.184 H_a^{1,566}$	17,27	1.427
4	0	$2.954 H_a^{1,578}$	36,81	1.922
5	0	$3.732 H_a^{1,587}$	45,31	2.423
6	0	$4.519 H_a^{1,595}$	73,62	2.930
7	0	$5.307 H_a^{1,6}$	84,95	3.437
8	0	$6.065 H_a^{1,6}$	99,11	3.950
10	0	$7.462 H_a^{1,6}$	170	5.663
12	0	$8.860 H_a^{1,6}$	227	9.911
15	0	$10.957 H_a^{1,6}$	227	16.99
20	0	$14.451 H_a^{1,6}$	283	28.31
25	0	$17.945 H_a^{1,6}$	425	33.98
30	0	$21.440 H_a^{1,6}$	425	33.98
40	0	$28.428 H_a^{1,6}$	526	56.63
50	0	$35.417 H_a^{1,6}$	7.079	84.95

Fonte: Adaptada de Hwang e Hita, 1987.

As Calhas Parshall são normalmente feitas de concreto (*in loco*), conforme Figura 50. Porém pode-se encontrar Calhas Parshall pré-fabricadas de Fibra de Vidro, Figura 55.

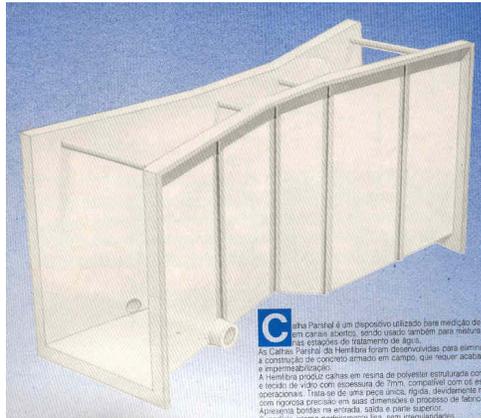


Figura 55. Calha Parshall de fibra de vidro

Quando a razão entre as leituras H_b/H_a (razão de submersão) excedem os seguintes valores:

- 0,50 para calhas com $W = 1, 2$ ou 3 pés
- 0,60 para calhas com $W = 6$ ou 9 pés
- 0,70 para calhas com $W = 1$ a 8 pés
- 0,80 para calhas com $W > 10$ pés

Nestes casos, o escoamento é chamado de submerso. O efeito dessa submersão à jusante é uma diminuição da vazão na calha. Neste caso, a vazão calculada pela equação (Quadro 9) deve ser corrigida de acordo com o Fator de Correção apresentado no Quadro 10 e na Figura 56.

Quadro 10. Fator de correção para submersão e Calhas Parshall

W (Pés)	1	2	3	4	6	8
Fator de Correção	1,0	1,8	2,4	3,1	4,3	5,4

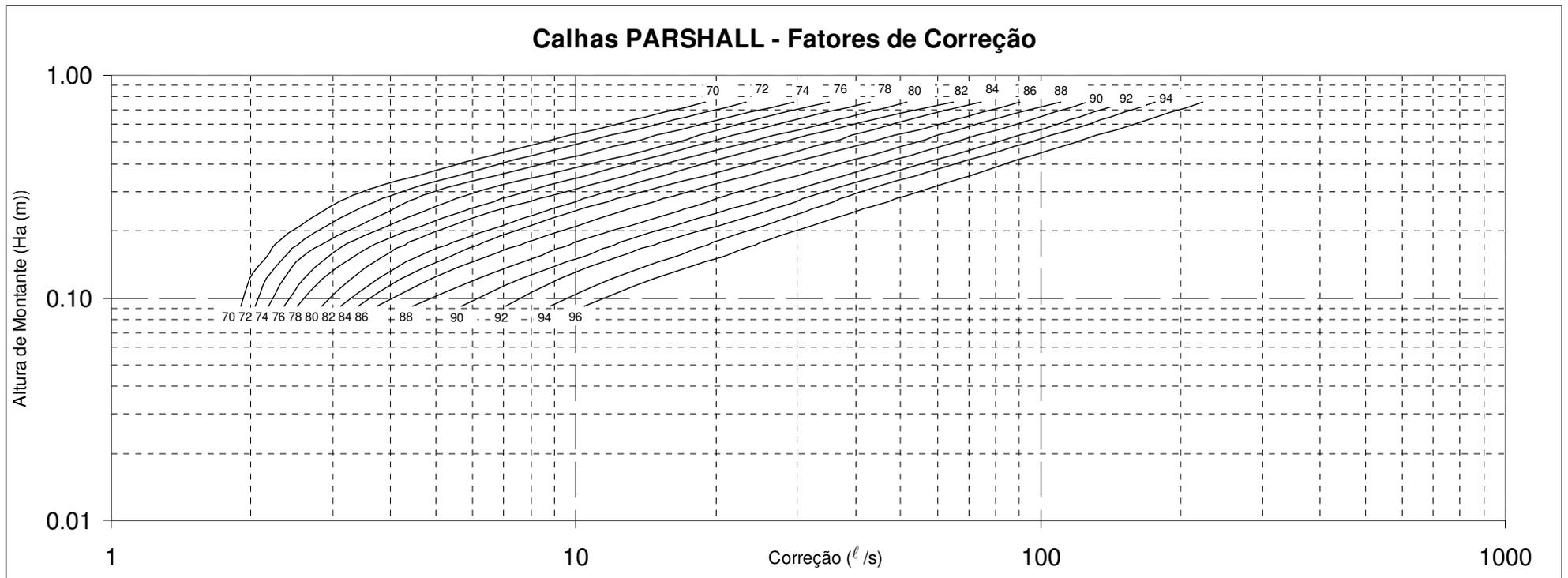
Fonte: Hwang e Hita, 1987.

Exemplo 5

Uma calha Parshall com $W = 4$ pés (3,1 m) é instalada para medir a vazão em um canal de irrigação. Sabendo que $H_a = 0,76$ m e $H_b = 0,61$ m, determine a vazão que passa pelo canal. Do Quadro 9: $Q = 2954 H_a^{1,578}$ assim $Q = 1.916$ L/s.

Como a submersão: $\frac{H_b}{H_a} = 80\%$, o valor acima de vazão deve ser corrigido.

Para $H_a = 0,76$ m, obtêm-se o valor de 53,8L/s. Usando o Fator de Correção para uma Calha Parshall com $W = 4$ Pés, a vazão de correção é dada por $(\Delta Q)_c = 3,1 \times 53,8 = 167 \frac{L}{s}$, portanto a vazão corrigida, $Q_c = Q - (\Delta Q)_c = 1.749 \frac{L}{s}$.



Fonte: Hwang e Hita, 1987, adaptado.

Figura 56. Fatores de correção para submergência em Calhas Parshall.

Modelos Computacionais para Projetos de Sistemas de Esgotos

Autores: Marco Aurélio Holanda de Castro e Alessandro de Araújo Bezerra.

Introdução

De acordo com o que foi visto em Noções de Hidráulica Aplicada ao Esgotamento Sanitário e Dimensionamento de Trechos, o processo de dimensionamento hidráulico de redes coletoras de esgoto sanitário envolve um grande número de procedimentos de cálculo e desenhos, os quais, na maioria das vezes, são simples operações algébricas e repetitivas. Atualmente, com a vasta disponibilidade de computadores, tais procedimentos podem e devem ser automatizados, pois isso, além de trazer uma grande economia de tempo e esforço, minimiza consideravelmente a quantidade de erros cometidos.

OBJETIVOS:

Apresentar conhecimentos mínimos sobre os principais modelos computacionais existentes para projetos de sistemas de esgotos.

Entre os softwares hoje disponíveis para o traçado e dimensionamento de redes hidráulicas de água e esgoto encontram-se as planilhas eletrônicas, os softwares de desenho (CAD) e os softwares de SIG (Sistemas de Informações Geográficas), ultimamente disponíveis.

Os primeiros usos de computadores para projeto de redes hidráulicas usavam basicamente planilhas eletrônicas (ainda muito usadas atualmente), nas quais os cálculos hidráulicos eram realizados. Entretanto, ao adotar-se este procedimento, os dados relativos a informações topográficas, geométricas e hidráulicas, tais como: cotas, comprimentos, diâmetros, etc, têm que ser digitadas diretamente nas planilhas. Como a quantidade desses dados é muito grande para redes reais, o tempo gasto e a probabilidade de se cometer erros de entrada de dados ainda é alta. Esse procedimento envolve basicamente o uso de um programa de CAD para desenho e traçado e uma planilha para cálculos hidráulicos. Além da necessidade de se entrar com os dados acima descritos na planilha, as informações hidráulicas de saída da planilha, uma vez dimensionada a rede, deverá voltar para o desenho em CAD, ou seja, haverá a necessidade de mais uma entrada de dados, desta vez no desenho, o que gera uma nova fonte de erros de fornecimento de dados.

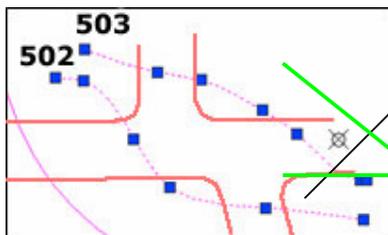
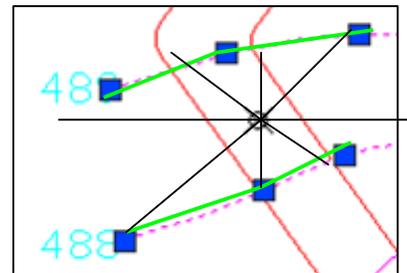
Atualmente, os softwares de última geração que lidam com redes hidráulicas têm procurado conjugar o cálculo hidráulico de rede com o desenho da mesma, ou seja, à medida que a rede é traçada, os dados são enviados automaticamente para o programa que fará os cálculos hidráulicos. Tal filosofia de trabalho dispensa tanto a ida de dados para o programa de cálculo como a volta dos dados das redes já dimensionadas.

Os programas de última geração para redes hidráulicas permitem, entre outras possibilidades, capturar as cotas das curvas de nível e fazer interpolações ou extrapolações. De maneira geral, esses programas computacionais funcionam da seguinte maneira:



Ao criar um tubo, o programa pede para o operador indicar o ponto. Ao clicar no ponto, o programa calcula a cota do ponto clicado. No exemplo ao lado o cálculo é feito por meio de interpolação.

De acordo com os pontos de seleção de cada curva de nível, o programa de cálculo de cotas cria linhas entre esses pontos e as interpola utilizando as distâncias entre o ponto e estas linhas. O programa calcula as distâncias nos sentidos horizontal, vertical e nas duas diagonais, fazendo a média ponderada usando as distâncias como peso.



Se o ponto não estiver entre as curvas de nível, mas existirem curvas em pelo menos uma direção, criando as linhas entre as curvas o programa extrapola utilizando as duas curvas mais próximas.

Uma outra possibilidade disponível pelos atuais programas é o traçado dos trechos da rede capturando automaticamente os dados inerentes aos trechos tais como:

- Número de coletor e trecho;
- material utilizado;
- diâmetro do tubo;
- comprimento do tubo;
- declividade;
- cota do terreno a montante;
- cota do terreno a jusante;
- cota do coletor a montante;
- cota do coletor a jusante;
- sentido da declividade;
- recobrimento;
- comprimento máximo entre singularidades;
- vazão inicial;
- vazão final;
- singularidade de montante;
- singularidade de jusante.

Traçado de trechos de coletores

Normalmente os programas funcionam tendo como base dois arquivos distintos: um contendo as curvas de nível e outro contendo o restante das informações, tais como: localização e traçado das ruas, edificações, praças e logradouros, etc. Inicialmente, com o arquivo da topografia já aberto, com curvas de nível e arruamento, deve-se traçar os tubos da rede de esgotos. A seguir será demonstrado, passo a passo, um procedimento típico de traçado automatizado de redes de coleta de Esgoto Sanitário. Para tal, deve-se clicar no botão “Tubo da rede”, e clicar no primeiro ponto do primeiro trecho do primeiro coletor.

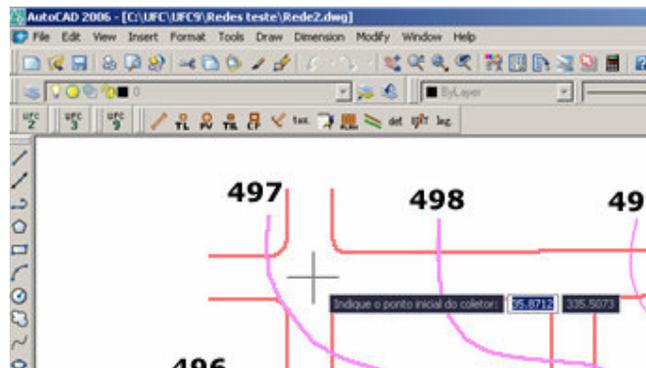


Figura 57. 1º passo para traçado da rede coletora: clicar no botão tubo de rede e em seguida no primeiro trecho do primeiro coletor.

Depois de inserido o primeiro ponto, uma linha é iniciada, mostrando como ficará o tubo depois de inserido no desenho. Com essa linha é feito o pedido para inserir o ponto final do primeiro trecho do tubo, o usuário deve clicar no ponto final do trecho.

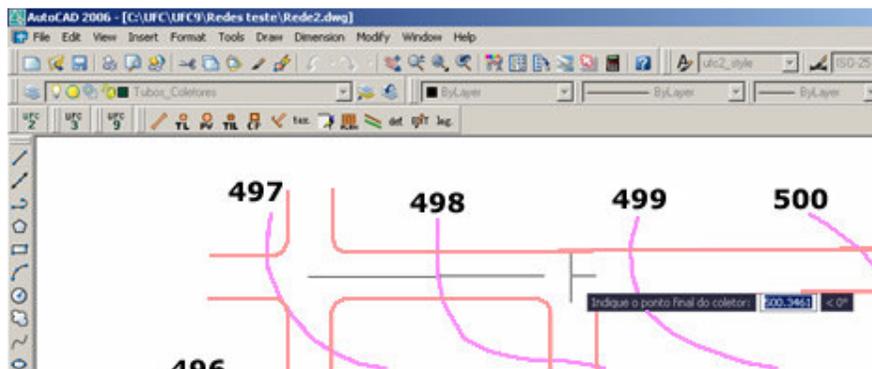


Figura 58. 2º passo clicar no ponto final do trecho.

Depois de clicado no ponto final do trecho, aparece a caixa de diálogo pedindo a confirmação ou alteração das informações necessárias para a inserção do tubo. (Figura 59)

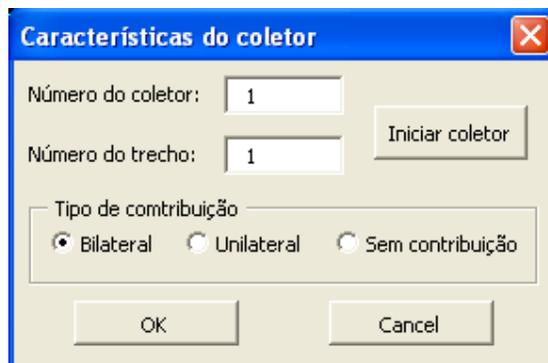


Figura 59. Caixa de diálogo para confirmação ou alteração das informações para inserção do tubo.

Pode-se, então, inserir o número do coletor e o número do trecho, neste caso, como é o primeiro trecho a ser traçado, o ideal é 1 para ambos. O tipo de contribuição padrão é bilateral, podendo ser alterado se o trecho for unilateral ou sem contribuição. Se o usuário clicar em “Cancel”, o tubo não será inserido. Clicando-se em “OK”, o tubo é inserido, ficando da seguinte forma:

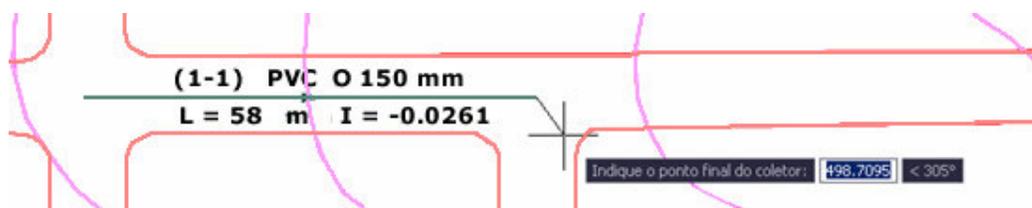


Figura 60. Visualização da tela após inserção do tubo.

Se o comprimento do tubo for maior do que o máximo estabelecido, aparece uma mensagem indicando, mas o tubo é traçado normalmente.

O sentido do fluxo de esgoto no tubo segue o sentido clicado pelo usuário. O ponto final do tubo inserido é o ponto inicial do próximo tubo a ser inserido. Se isso for o desejado, basta clicar no ponto final do próximo tubo e repetir o processo, na caixa de diálogo, o número do trecho é alterado automaticamente, aparecendo conforme caixa de diálogo apresentada na Figura 61.

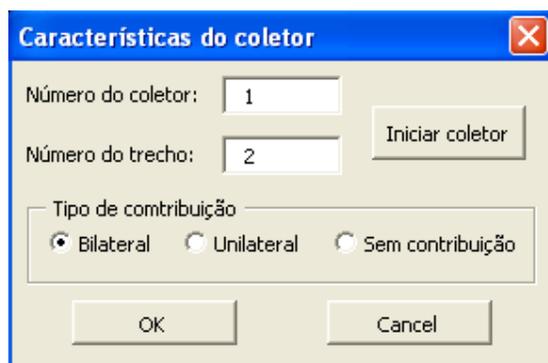


Figura 61. Caixa de diálogo para inserção do 2º trecho

Quando o usuário não desejar mais continuar seguindo a seqüência daquele coletor, ele deve clicar com o botão direito do mouse, botão ENTER ou a barra de espaço do teclado.

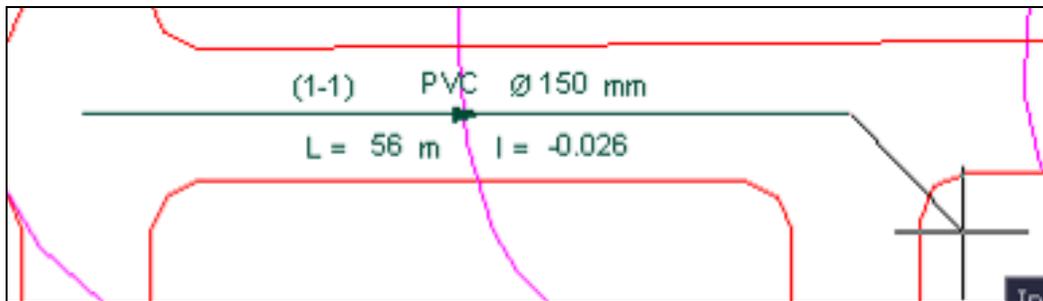


Figura 62. Visualização da tela antes de apertar a tecla *enter*.

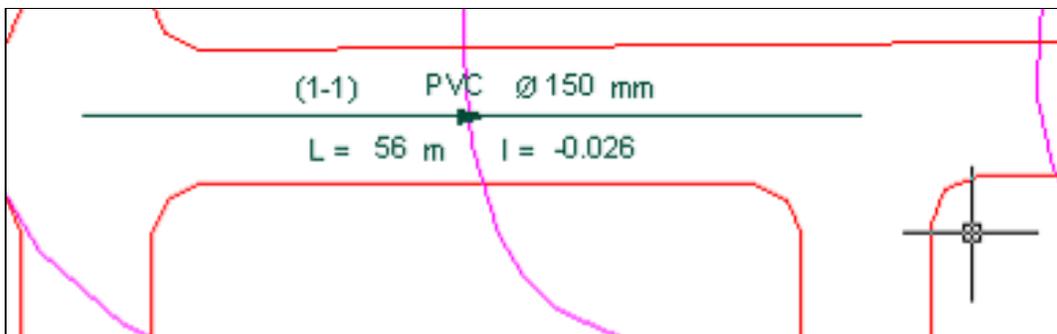


Figura 63. Visualização da tela após apertar a tecla *enter*.

Terminais de Limpeza

Os Terminais de Limpeza (TL) são inseridos no início de um trecho. Depois de traçados os tubos, deve-se clicar no botão dos TLs e inseri-los. Depois de inserida uma singularidade em um trecho inicial, o programa pede para que se insira uma ponta seca, que deve ser inserida no tubo de onde está o TL.

Estes são os passos que devem ser seguidos, após clicar no ícone de inserção do TL. O programa solicita que se clique no ponto de inserção, Figura 64.



Figura 64. 1º passo para inserção do Terminal de Limpeza (TL)

Depois de clicado no *endpoint* do tubo, aparecerá a caixa de diálogo apresentada na Figura 65.

UFC9: Inserção do Terminal de limpeza (TL)

Número do TL:

Profundidade do coletor (m):

Cota do Terreno (m):

Cota do coletor (m):

Vazão concentrada (L/s)

Inicial:

Final:

OK

exibir informações >>>

Figura 65. Caixa de diálogo para inserção do terminal de limpeza

A numeração das singularidades pode ser feita de maneira automática. Depois de conferidos e/ou alterados os dados, se necessário, e clicado o botão OK, o TL é inserido e é pedida a inserção da ponta seca, conforme Figura 66.

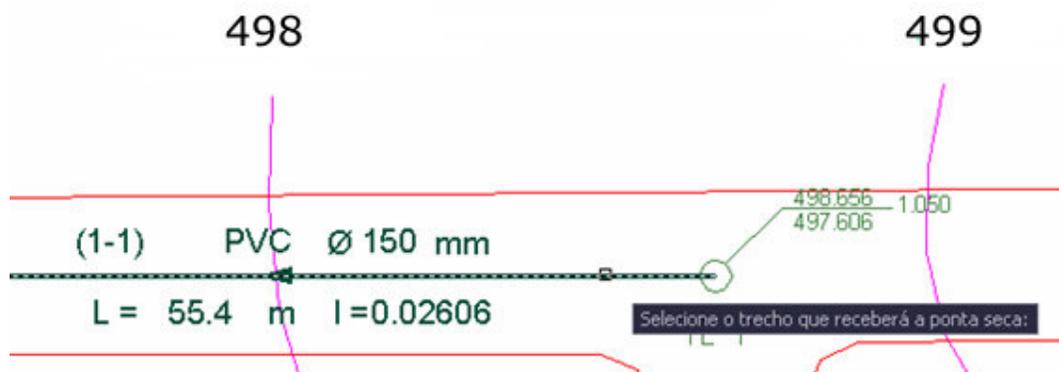


Figura 66. Seleção do trecho para inserção da ponta seca após inserção do TL

A Figura 67 apresenta o desenho depois de inserida a ponta seca.

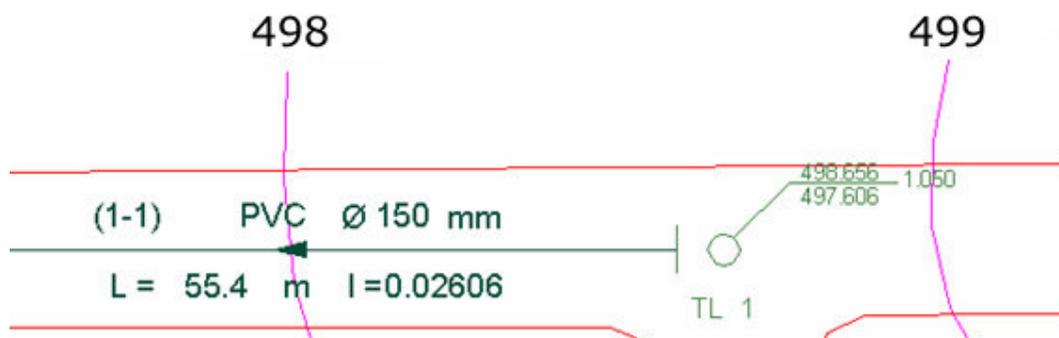


Figura 67. Visualização da tela após inserção da ponta seca.

Os atributos que o bloco de identificação do TL mostra são:

- Cota do terreno,
- Cota do fundo do TL,
- Profundidade do TL,
- Número do TL.

Poços de Visita

Para inserir um PV pode-se clicar no ícone para inserção de PVs, conforme apresentado na Figura 68.

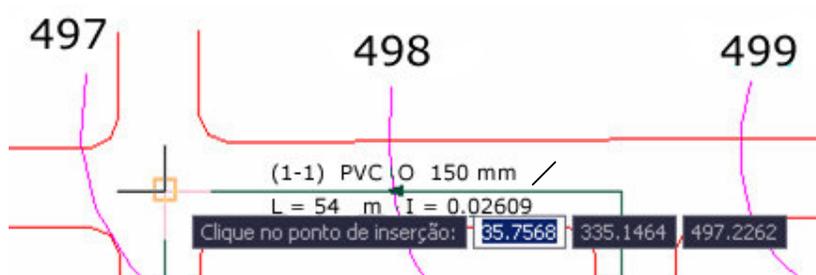


Figura 68. 1º passo para inserção do poço de visita

Depois de o PV ser inserido, o programa apresentará a caixa de diálogo de acordo com a apresentada na Figura 69.

A caixa de diálogo 'UFC9: Inserção do Poço de Visita' contém os seguintes campos e botões:

- Número do PV:
- Profundidade do coletor (m):
- Cota do Terreno (m):
- Cota do coletor (m):
- Vazão Concentrada (L/s):
 - Inicial:
 - Final:
- Botão OK
- Botão 'exibir informações >>>'

Figura 69. Caixa de diálogo para inserção do poço de visita.

A Figura 70 ilustra o desenho apresentado após inserção do poço de visita.

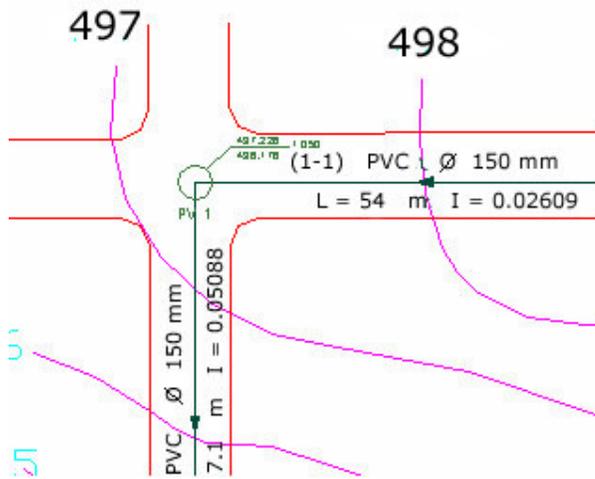


Figura 70. Visualização da tela após inserção do poço de visita.

Na situação apresentada anteriormente o PV está localizado entre dois trechos, assim, não é necessária a inserção de pontas secas. No entanto no caso apresentado na Figura 71 o PV será inserido no início de dois trechos, fato que representa a necessidade de inserir a ponta seca.

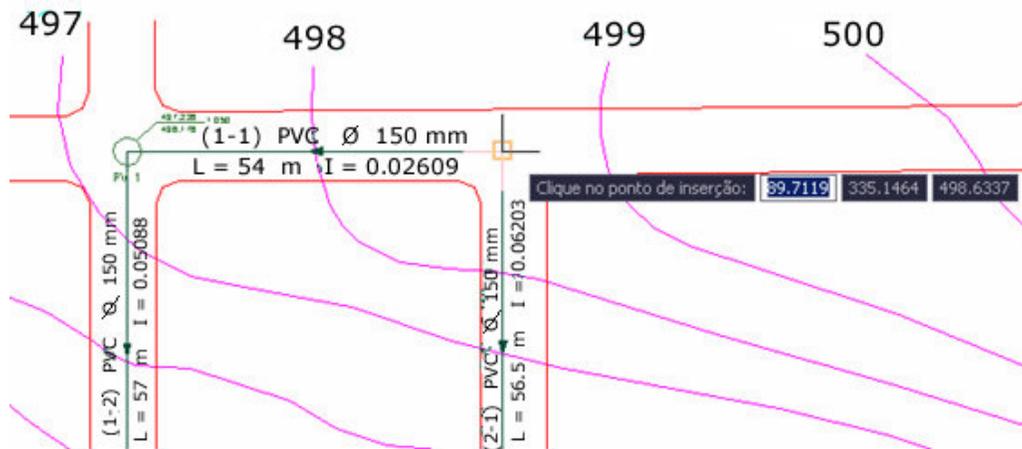


Figura 71. Inserção do poço de visita no início de dois trechos.

Depois de clicado em um ponto que seja início de trecho, o PV é inserido e o programa pede a inserção de pontas secas, nesse caso existem dois trechos iniciando neste PV, ou seja, deverão ser inseridas duas pontas secas. (Figuras 73 e 74)

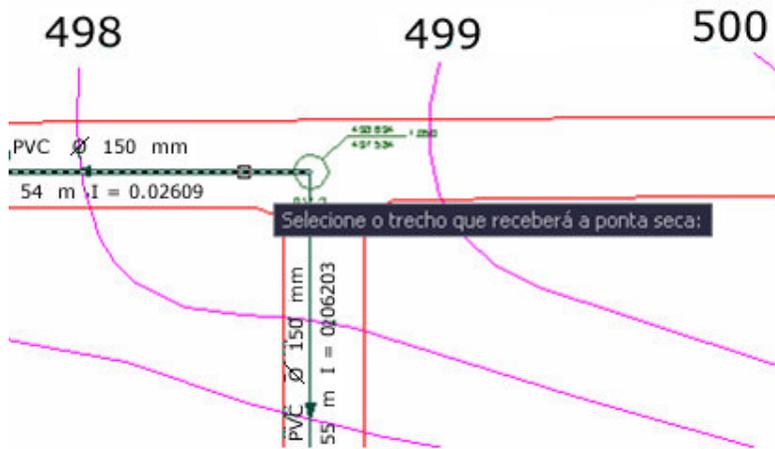


Figura 72. Visualização da tela pedindo seleção do trecho para inserir a ponta seca.



Figura 73. Visualização da tela após inserção da 1ª ponta seca.

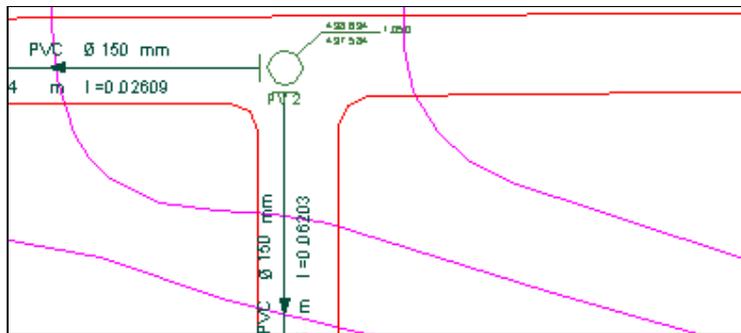


Figura 74. Visualização da tela após inserção da 2ª ponta seca.

A Figura 75 exibe o desenho de uma pequena rede antes de ser calculada.

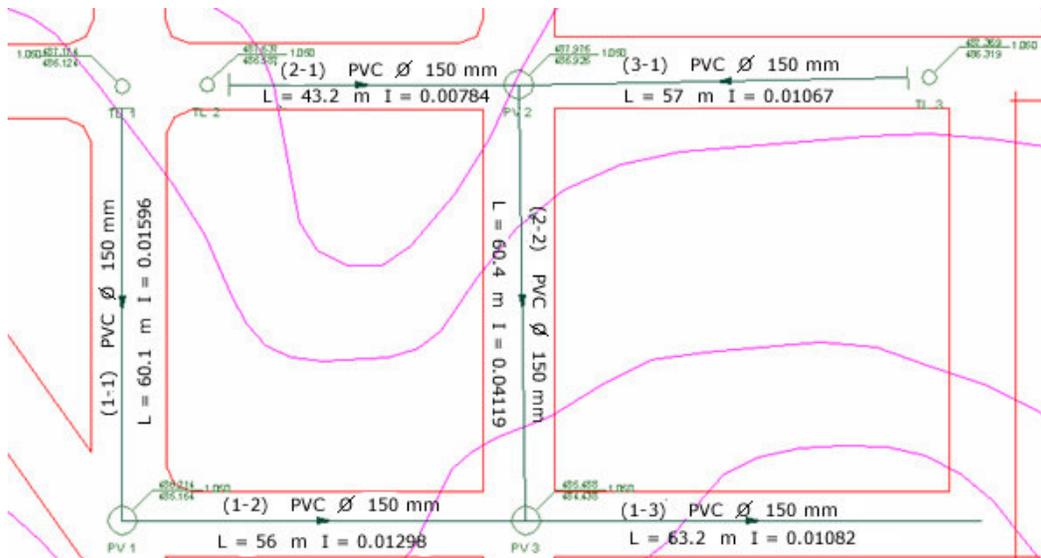


Figura 75. Pequena rede antes de ser calculada

Após ser calculada a rede e ser clicado no botão para recalcular a rede, a rede é refeita e os blocos de identificação do ponto de jusante dos coletores são inseridos, também podendo ser editados para modificar escala e posição, conforme ilustra a Figura 76.

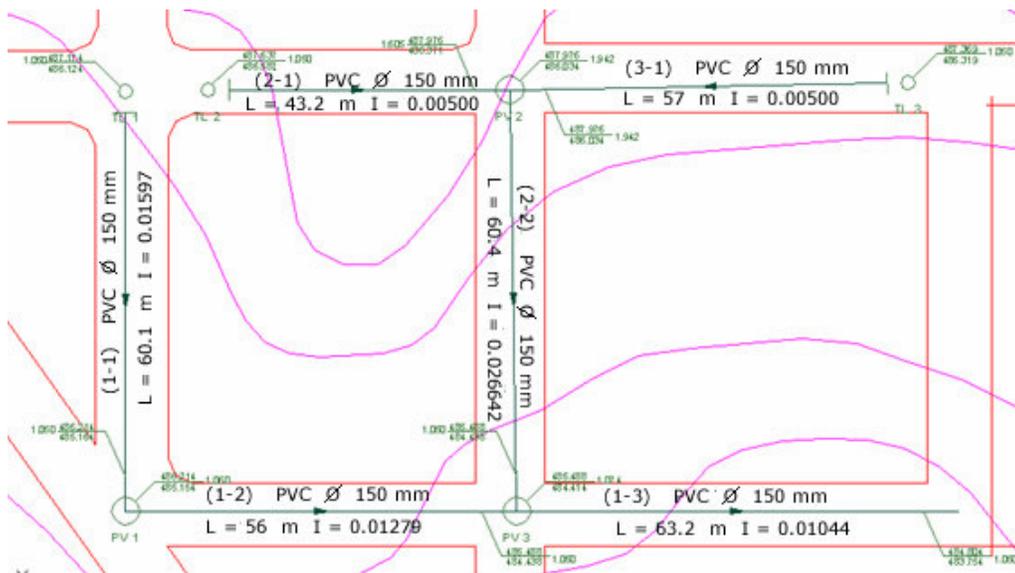


Figura 76. Pequena rede já calculada

Planilha de cálculo e dimensionamento hidráulico

Nos programas computacionais de última geração, à medida que a rede de esgoto vai sendo traçada de acordo com os procedimentos apresentados nos itens anteriores deste capítulo, cada trecho de coletor é montado e calculado hidráulico, tornando desnecessária a tarefa de transferir manualmente estes dados para uma planilha

eletrônica. Uma vez dimensionados todos os coletores, o programa deve montar uma planilha para visualização dos coletores calculados. A Figura 77 apresenta uma planilha típica de dimensionamento de um desses programas.

Trecho	Sing. Mon.	Sing. Jus.	Comprim. (m)	CTM (m)	CTJ (m)	CCM (m)	CCJ (m)	Prof. Mon (m)	Prof. Jus. (m)	Diâmetro (mm)	Declividade (m/m)	Q conc. ini (l/s)	C
(1-6)	PV6	Fim	20	243.850	243.800	242.117	242.017	1.733	1.783	150	0.00500	0.0000	C
(1-5)	PV5	PV6	15	243.860	243.850	242.768	242.693	1.092	1.157	150	0.00500	0.0000	C
(1-4)	PV4	PV5	30	244.000	243.860	242.939	242.789	1.061	1.071	150	0.00500	0.0000	C
(1-3)	PV3	PV4	65	247.180	244.000	244.066	242.950	3.114	1.050	150	0.01717	0.0000	C
(1-2)	PV2	PV3	35	248.000	247.180	244.252	244.077	3.748	3.103	150	0.00500	0.0000	C
(1-1)	PV1	PV2	55	247.530	248.000	244.547	244.272	2.983	3.728	150	0.00500	0.0000	C
(2-2)	PV8	PV1	41	245.830	247.530	244.763	244.558	1.067	2.972	150	0.00500	0.0000	C
(2-1)	TL7	PV8	71	251.410	245.830	250.360	244.780	1.050	1.050	150	0.07859	0.0000	C
(3-3)	PV11	PV8	74	247.800	245.830	246.185	244.780	1.615	1.050	150	0.01899	0.0000	C
(3-2)	PV10	PV11	13	247.320	247.800	246.250	246.185	1.070	1.615	150	0.00500	0.0000	C
(3-1)	PV9	PV10	27	248.860	247.320	247.810	246.270	1.050	1.050	150	0.05704	0.0000	C
(4-2)	PV9	PV1	48	248.860	247.530	247.800	246.480	1.060	1.050	150	0.02750	0.0000	C
(4-1)	TL12	PV9	39	250.990	248.860	249.940	247.810	1.050	1.050	150	0.05462	0.0000	C
(5-1)	TL13	PV10	50	254.820	247.320	253.770	246.270	1.050	1.050	150	0.15000	0.0000	C
(6-2)	PV15	PV10	31	253.810	247.320	252.760	246.270	1.050	1.050	150	0.20935	0.0000	C
(6-1)	PV14	PV15	55	256.420	253.810	255.370	252.760	1.050	1.050	150	0.04745	0.0000	C
(7-1)	TL16	PV15	35	256.730	253.810	255.680	252.760	1.050	1.050	150	0.08343	0.0000	C
(8-3)	PV18	PV2	38	251.930	248.000	250.870	246.950	1.060	1.050	150	0.10316	0.0000	C
(8-2)	PV14	PV18	41	256.420	251.930	255.370	250.880	1.050	1.050	150	0.10951	0.0000	C
(8-1)	TL17	PV14	35	258.730	256.420	257.680	255.370	1.050	1.050	150	0.06600	0.0000	C
(9-2)	PV20	PV3	47	251.000	247.180	249.055	246.130	1.945	1.050	150	0.06223	0.0000	C
(9-1)	PV19	PV20	35	253.470	251.000	252.420	249.950	1.050	1.050	150	0.07057	0.0000	C
(10-3)	PV22	PV20	18	250.210	251.000	249.145	249.055	1.065	1.945	150	0.00500	0.0000	C
(10-2)	PV21	PV22	38	252.390	250.210	251.330	249.160	1.060	1.050	150	0.05711	0.0000	C
(10-1)	PV19	PV21	15	253.470	252.390	252.420	251.340	1.050	1.050	150	0.07200	0.0000	C
(11-3)	PV25	PV5	85	247.000	243.860	245.950	242.810	1.050	1.050	150	0.03694	0.0000	C
(11-2)	PV24	PV25	60	248.510	247.000	247.460	245.950	1.060	1.050	150	0.02500	0.0000	C
(11-1)	TL23	PV24	30	251.330	248.510	250.280	247.460	1.050	1.050	150	0.09400	0.0000	C
(12-4)	PV29	PV6	43	244.280	243.850	242.344	242.129	1.936	1.721	150	0.00500	0.0000	C
(12-3)	PV28	PV29	60	245.680	244.280	242.654	242.354	3.026	1.926	150	0.00500	0.0000	C
(12-2)	PV27	PV28	36	243.910	245.680	242.846	242.666	1.064	3.014	150	0.00500	0.0000	C
(12-1)	TL26	PV27	45	245.870	243.910	244.820	242.860	1.050	1.050	150	0.04356	0.0000	C
(13-1)	TI 30	PV28	41	247.000	245.680	245.950	244.630	1.050	1.050	150	0.03220	0.0000	C

Figura 77. Planilha típica de dimensionamento.

Planilha de Quantitativos

Depois de traçada, calculada e refeita a rede, os programas computacionais mais novos também permitem que se calculem os quantitativos da rede, ou seja, que seja feita uma planilha especificando materiais a serem usados bem como suas quantidades. Além disso, esta planilha deve também conter informações sobre quantidade de terra a ser escavada ou aterrada, quantificando também os tubos com seus respectivos diâmetros e as singularidades existentes na rede, estas sendo separadas por tipo e profundidade. A Figura 78 apresenta uma típica planilha de quantitativos.

UFC9-Q - Módulo para cálculo de quantitativos

Arquivo Modificar Quantitativos Exibir Exportar Ajuda

UFC9-Q: Módulo para cálculo de quantitativos
 Universidade Federal do Ceará - Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental - Grupo de Estudos em Hidráulica Computacional
 Professor Responsável: Marco Aurélio Holanda de Castro - marco@ufc.br

Descrição	Unidade	Quantidade	Observações
REDE COLETORA - SERVIÇOS			
LOCAÇÃO			
Locação e nivelamento de rede de esgoto	m	492.80	
TRÂNSITO, SEGURANÇA E TRAVESSIA			
Passadiços com pranchas em madeira	m²	25	
Sinalização noturna de trânsito com barreiras	m	246	
Sinalização em tapume com sentido de fluxo	m	25	
Sinalização de advertência	un.	2	
MOVIMENTO DE TERRA			
Escavação com profundidade até 2 metros	m³	373.34	
Reaterro de vala	m³	364.63	Considerando que todo o material utilizado será reaterado, exceto o somatório
Bota-fora	m³	8.71	Considerando todo o material retirado para assentamento exclusivo da tubulação
ESCORAMENTO			
Escoramento tipo pontaleamento até 2 metros	m²	23.63	
SINGULARIDADES			
Poços de visita	un.	6	
Terminais de Limpeza	un.	3	
ASSENTAMENTOS DE TUBOS			
Assentamento de tubos e conexões em PVC, JE DN 150mm	m	492.8	
PAVIMENTAÇÃO			
CADASTRO			
Cadastro de rede de esgoto (MEIO MAGNÉTICO)	m	492.800	
REDE COLETORA - MATERIAL			
FORNECIMENTO DE TUBULAÇÃO			

Figura 78. Planilha típica de quantitativos

Simular usando o SWMM

Depois que a rede foi calculada e refeita, o usuário pode acionar a simulação do projeto utilizando o software de domínio público “*Storm Water Management Model*” (SWMM), produzido pelo órgão de proteção ambiental americano: *Environmental Protection Agency* (EPA) (ROSSMAN, 2005).

Para realizar esta simulação, o usuário deve clicar no ícone correspondente. O programa poderá criar um arquivo de entrada para o SWMM na pasta do arquivo no qual foi desenhada a rede com o nome do arquivo da rede e extensão “.inp”, que é a extensão do programa SWMM. Depois de criado o arquivo, o programa pode abrir o software SWMM. O usuário deve abrir o arquivo desejado e está pronto para fazer a simulação utilizando o programa SWMM.

Na Figura 79 apresenta-se o desenho de uma rede utilizando-se o programa SWMM.

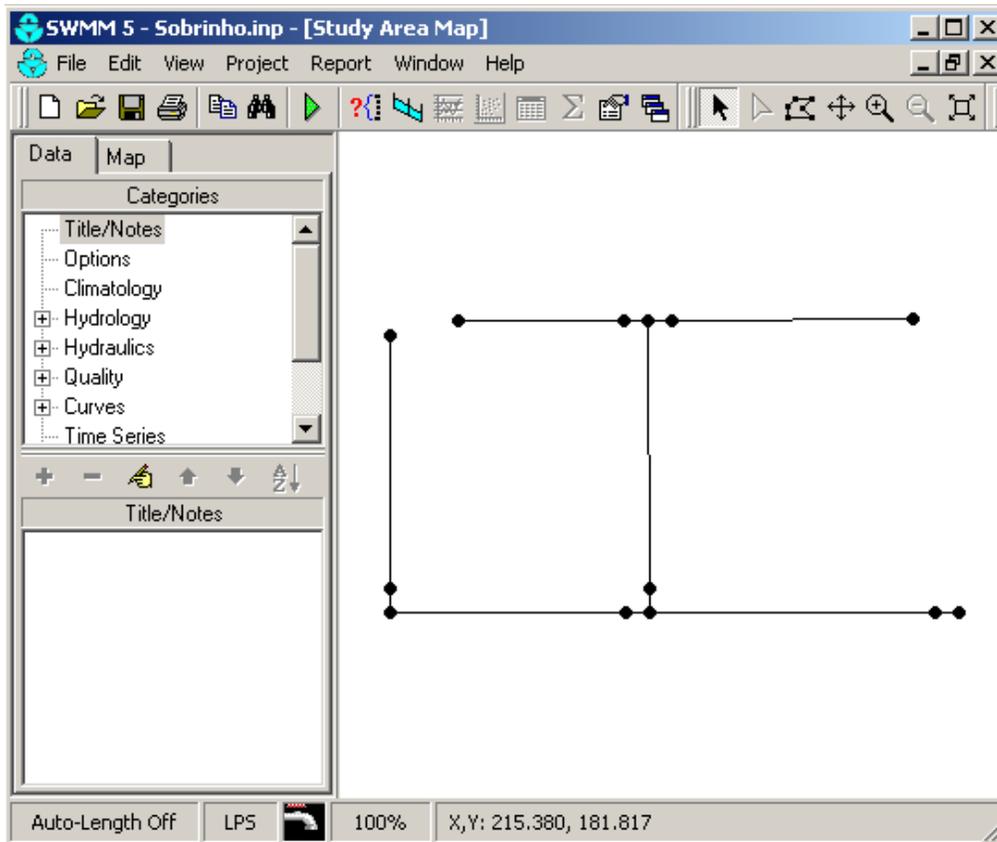


Figura 79. Imagem de uma rede no programa SWMM.

Os nós no programa SWMM são representações das singularidades, pontas secas ou blocos de coletor de jusante. As propriedades dos nós indicam qual é a singularidade e informa se ela representa uma singularidade, uma ponta seca ou um bloco de coletor de jusante.

As propriedades de uma singularidade, um bloco de coletor de jusante, uma ponta seca e um tubo são demonstrados, respectivamente, nas Figuras 80 e 81.

Junction 2	
Property	Value
Name	2
X-Coordinate	146.531
Y-Coordinate	159.208
Description	
Tag	PV2
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	486.048
Max. Depth	2.001
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
Optional category or classification	

Junction 10	
Property	Value
Name	10
X-Coordinate	141.531
Y-Coordinate	159.208
Description	
Tag	PV2-J
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	486.394
Max. Depth	1.655
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
Optional category or classification	

Figura 80. Propriedades de uma singularidade e um bloco de coletor de jusante.

Junction 3	
Property	Value
Name	3
X-Coordinate	106.878
Y-Coordinate	159.208
Description	
Tag	TL2-PS
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	486.607
Max. Depth	1.05
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
Optional category or classification	

Conduit 5	
Property	Value
Name	5
Inlet Node	3
Outlet Node	10
Description	
Tag	2-1
Shape	CIRCULAR
Max. Depth	1
Length	42.7
Roughness	0.010
Inlet Offset	150
Outlet Offset	150
Initial Flow	0.266
Maximum Flow	0.631
Entry Loss Coeff.	0
Exit Loss Coeff.	0
Avg. Loss Coeff.	0
Optional category or classification	

Figura 81. Propriedade de uma ponta seca e um tubo

Noções de Projeto de Estação Elevatória

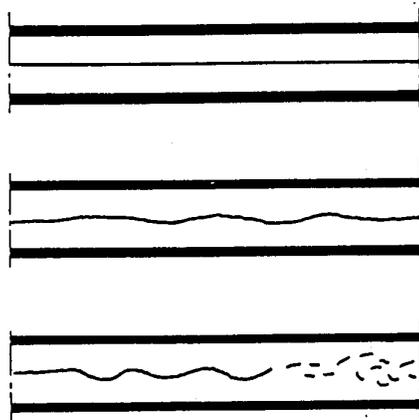
Autores: Marco Aurélio Holanda de Castro

Escoamentos laminar e turbulento

Deixando a água escorrer por um tubo, inicialmente, o escoamento da água está em regime **laminar**. Aumentando a vazão da água, abrindo-se a torneira, nota-se que o filete vai se alterando podendo chegar a difundir-se na massa líquida. Nesse caso o escoamento da água ocorre em regime **turbulento**.

OBJETIVOS:

Apresentar noções sobre instalação de recalque e projeto de estação elevatória segundo recomendações da ABNT.



Escoamento laminar

Escoamento de transição

Escoamento turbulento

Figura 82. Tipos de escoamento em uma canalização

Para se determinar o tipo de escoamento em uma canalização, calcula-se o número de Reynolds dado pela expressão.

$$R_e = \frac{VD}{\nu}$$

Onde:

R_e = número de Reynolds (adimensional)

V = velocidade média (m/s)

D = diâmetro do conduto (m)

ν = viscosidade cinemática (m²/s)

Para os tubos comerciais valem aproximadamente os seguintes limites:

$Re \leq 2.000$: Escoamento Laminar

$Re > 2.000$ e < 4000 : Escoamento de Transição

$Re \geq 4.000$: Escoamento Turbulento

Nas condições práticas, o escoamento da água em canalizações é sempre turbulento. A viscosidade cinemática da água varia com a temperatura de acordo com os valores apresentados no Quadro 11.

Quadro 11. Viscosidade cinemática da água

Temperatura °C	Viscosidade Cinemática ν (m ² /s)
0	0,000001792
2	0,000001673
4	0,000001567
6	0,000001473
8	0,000001386
10	0,000001308
12	0,000001237
14	0,000001172
16	0,000001112
18	0,000001059
20	0,000001007
22	0,000000963
24	0,000000917
26	0,000000876
28	0,000000839
30	0,000000804
32	0,000000772
34	0,000000741
36	0,000000713
38	0,000000687

Fórmula da darcy-weisbach para perda de carga em tubulações

$$h_f = \frac{f L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

onde f é o fator de atrito.

Os resultados das experiências de Nikuradse em tubos circulares de diâmetro D, com diferentes rugosidades (rugosidades artificiais criadas por grãos de areia de diâmetro ϵ), permitiram concluir que a resistência ao escoamento era a mesma para todos os tubos (lisos ou rugosos) até determinados valores do número de Reynolds:

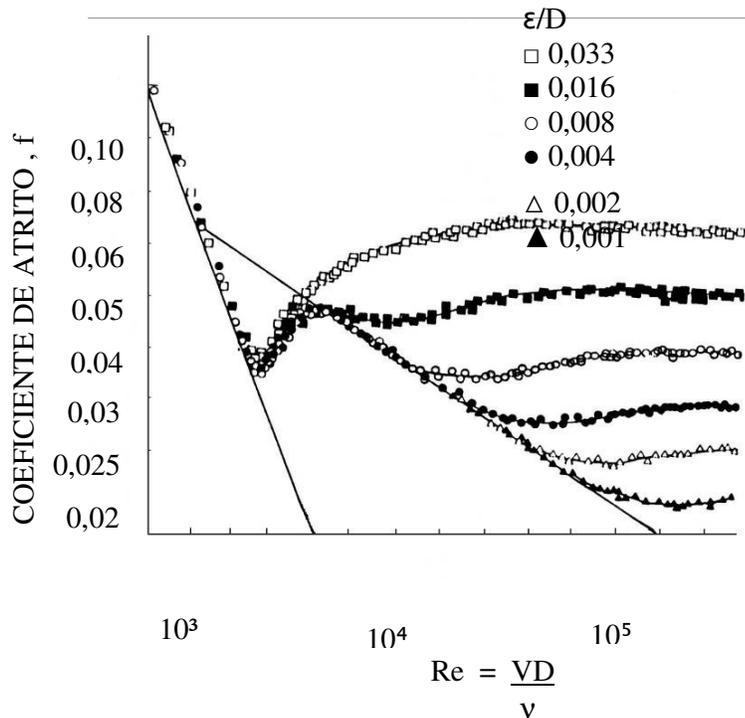


Figura 83. Número de Reynolds *versus* coeficiente de atrito

Quando o número de Reynolds é maior que determinados limites, então a resistência ao escoamento é condicionada unicamente pela turbulência, ou $f = \phi_2 (\epsilon/D)$, onde ϵ/D é a chamada rugosidade relativa. Nesse caso, o regime é denominado turbulento rugoso ou simplesmente turbulento.

Para esta região, Karman e Prandtl propuseram:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{3,71 D}{\epsilon} \right)$$

Em 1939, Colebrook e White propôs uma lei única para tubos comerciais, válida em todo o domínio dos escoamentos turbulentos:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,71 D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right)$$

Conhecida como fórmula de Colebrook - White.

Observe que nessa fórmula nós não podemos obter f separadamente em um lado da equação, portanto, teremos que iterativamente achar f . A rugosidade absoluta

equivalente ϵ pode ser obtida em função do material da tubulação, de acordo com o Quadro 12.

Quadro 12. Rugosidade equivalente dos materiais.

MATERIAL NOVO	ϵ (mm)
Concreto	0,9
Madeira	0,4
Ferro Fundido	0,26
Ferro Galvanizado	0,15
Ferro Fundido para Asfalto	0,12
Aço Comercial	0,045
PVC, PEAD, PRVC	0,0015

A equação de Colebrook - White está representada graficamente pelo diagrama de Moody, o qual apresenta eixos coordenados com graduação logarítmica, com valores de f como ordenada e Re como abscissa. Nesse diagrama, figuram curvas $f = \phi(Re)$ para determinados valores da rugosidade relativa ϵ/D .

Infelizmente a solução da equação de Colebrook - White (o coeficiente de atrito f) só pode ser obtida iterativamente, pois f aparece em ambos os lados da equação.

Swamee e Jain (1976) desenvolveram uma fórmula explícita para f .

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2}$$

Tal fórmula apresenta um erro de 2% em relação à fórmula de Colebrook - White é válida para $10^{-6} \leq \epsilon/D \leq 10^{-2}$ e $5 \times 10^3 \leq Re \leq 10^8$.

Tal magnitude de erro é perfeitamente aceitável visto que o erro inerente na determinação da rugosidade pode chegar a 10%.

Swamee e Jain (1976) também desenvolveram fórmulas explícitas para determinação de vazão Q e do diâmetro D para o caso de um escoamento entre dois reservatórios, conforme a figura:

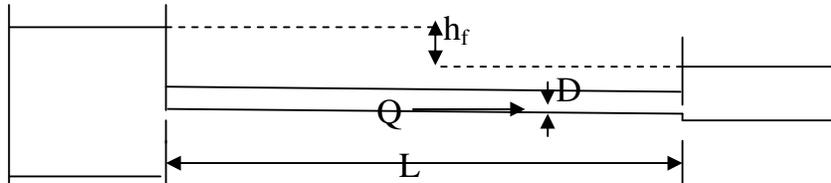


Figura 84. Esquema de escoamento entre dois reservatórios – Determinação da vazão e diâmetro.

$$Q = -\frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{gD^5 h_f}{L}} \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{1,25\nu}{\sqrt{\frac{h_f gD^3}{2L}}} \right) \quad (2)$$

$$D = 0,66 \left[\varepsilon^{1,25} \left(\frac{LQ^2}{gh_f} \right)^{4,75} + \nu Q^{9,4} \left(\frac{L}{gh_f} \right)^{5,2} \right]^{0,04} \quad (3)$$

Fórmulas empíricas para o cálculo da perda de carga

De um modo geral as fórmulas empíricas têm sua origem a partir de experiências, sob certas condições e limitadas por condições específicas. O pesquisador analisa os resultados encontrados e conclui por uma expressão que relaciona os valores medidos. Por não terem origem em fundamentos analíticos, seus resultados são limitados e só devem ser utilizadas em condições que se assimilem as de sua origem. Para cálculo de sistemas de abastecimento de água em escoamento são freqüentemente empregadas as expressões de Hazen-Williams (1902) para escoamentos sob pressão e de Chézy (1775) para escoamentos livres.

Fórmula de Hazen-Williams (1902)

Desenvolvida pelo Engenheiro Civil e Sanitarista Allen Hazen e pelo Professor de Hidráulica Garden Williams, entre 1902 e 1905, é, sem dúvida, a fórmula prática mais empregada pelos calculistas para condutos sob pressão, desde 1920. Com resultados bastante razoáveis para diâmetros de 50 a 3000 mm, com velocidades de escoamento inferiores a 3,0 m/s, é equacionada da seguinte forma

$$h_f = 10,643 C^{-1,85} D^{-4,87} Q^{1,85} L$$

onde C é o coeficiente de rugosidade que depende do material (Ver Quadro 13)

Essa expressão tem como limitação teórica o fato de assumir o escoamento como sempre completamente turbulento e desconsiderar a influência da temperatura.

Quadro 13. Coeficiente C de Hazen-Willians

Material Novo	C
PVC, PEAD e PRVC	140
Aço Comercial	130
Aço Galvanizado	125
Ferro Fundido	110

Perdas de cargas localizadas

A maioria dos sistemas de canalizações, no entanto, contém componentes adicionais como curvas, tê, válvulas, etc, os quais contribuem para o aumento da perda de carga total. Tais perdas de carga são denominadas localizadas. As perdas de carga são calculadas usando dados experimentais.

A perda de carga em tais componentes é determinada por meio da expressão:

$$h_L = K_L \frac{V^2}{2g}$$

Onde K_L é o coeficiente de perda de carga localizada o qual depende, principalmente, da geometria do componente.

O Quadro 14 contém valores de K_L para as peças hidráulicas mais comuns.

Quadro 14 Coeficientes de perda de carga localizada K_L .

PEÇA	K_L	PEÇA	K_L
Ampliação gradual	0,30	Junção	0,40
Bocais	2,75	Medidor venturi	2,50
Comporta aberta	1,00	Redução gradual	0,15
Cotovelo de 90°	0,90	Registro de ângulo, aberto	5,00
Cotovelo de 45°	0,40	Registro de gaveta, aberto	0,20
Crivo	0,75	Registro de globo, aberto	10,00
Curva de 90°	0,40	Saída de canalização	1,00
Curva de 45°	0,20	Tê, passagem direta	0,60
Entrada normal	0,50	Tê, saída de lado	1,30
Entrada de borda	1,00	Tê, saída bilateral	1,80
Válvula de pé	1,75	Válvula de pé com crivo	2,75
Válvula de Retenção	2,50		

Fonte: Silvestre (1979)

Exemplos de peças que causam perda de Carga Localizada

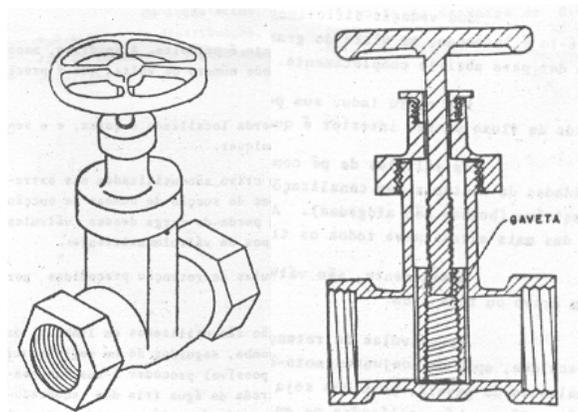


Figura 85. Registro ou válvula de gaveta

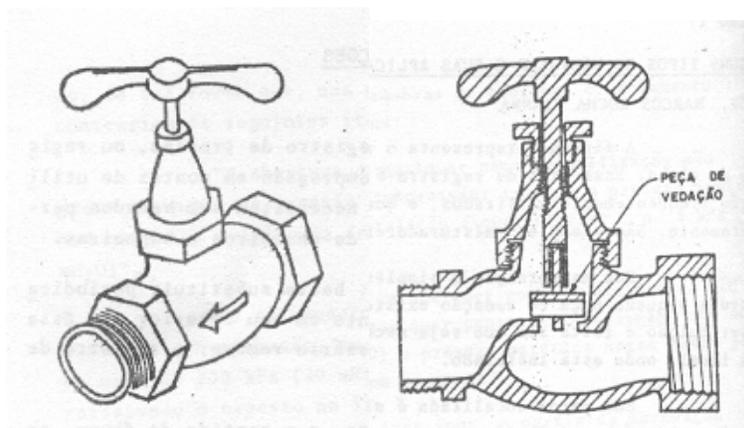


Figura 86. Registro ou válvula de pressão ou globo

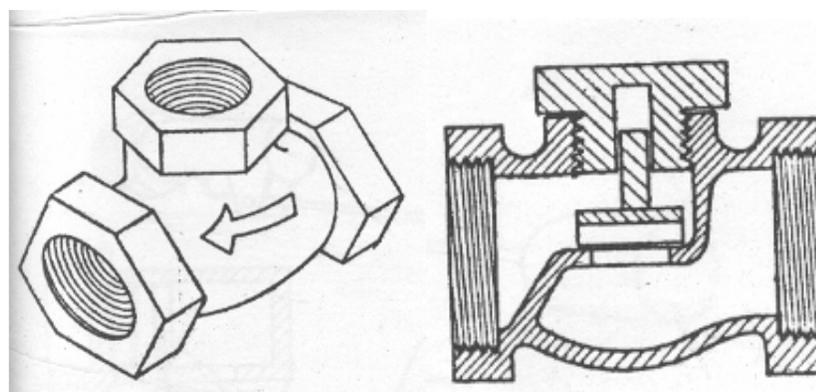


Figura 87. Válvula de retenção

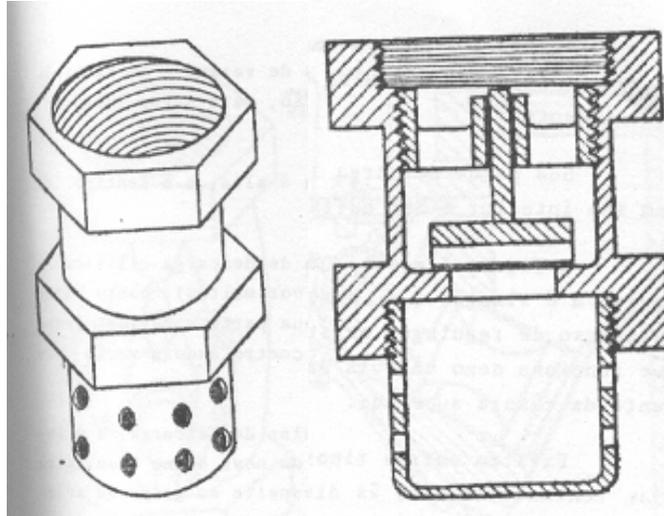


Figura 88. Válvula de pé com crivo

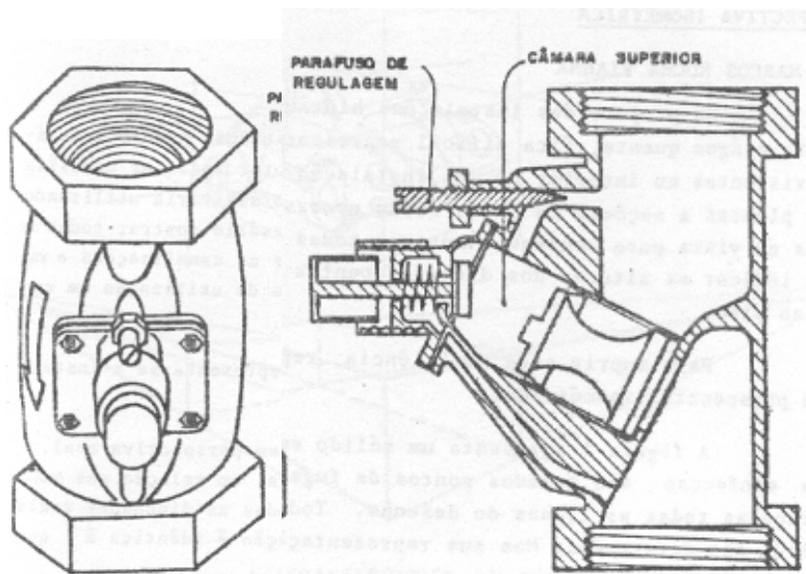


Figura 89. Válvula de descarga

O conjunto constituído pelas canalizações e pelos meios mecânicos de elevação denomina-se sistema de recalque. Suas partes principais são:

- Tubulação de sucção,
- Conjunto moto-bomba,
- Tubulação de recalque.

Na Figura 90 apresenta-se o perfil de um sistema típico de recalque.

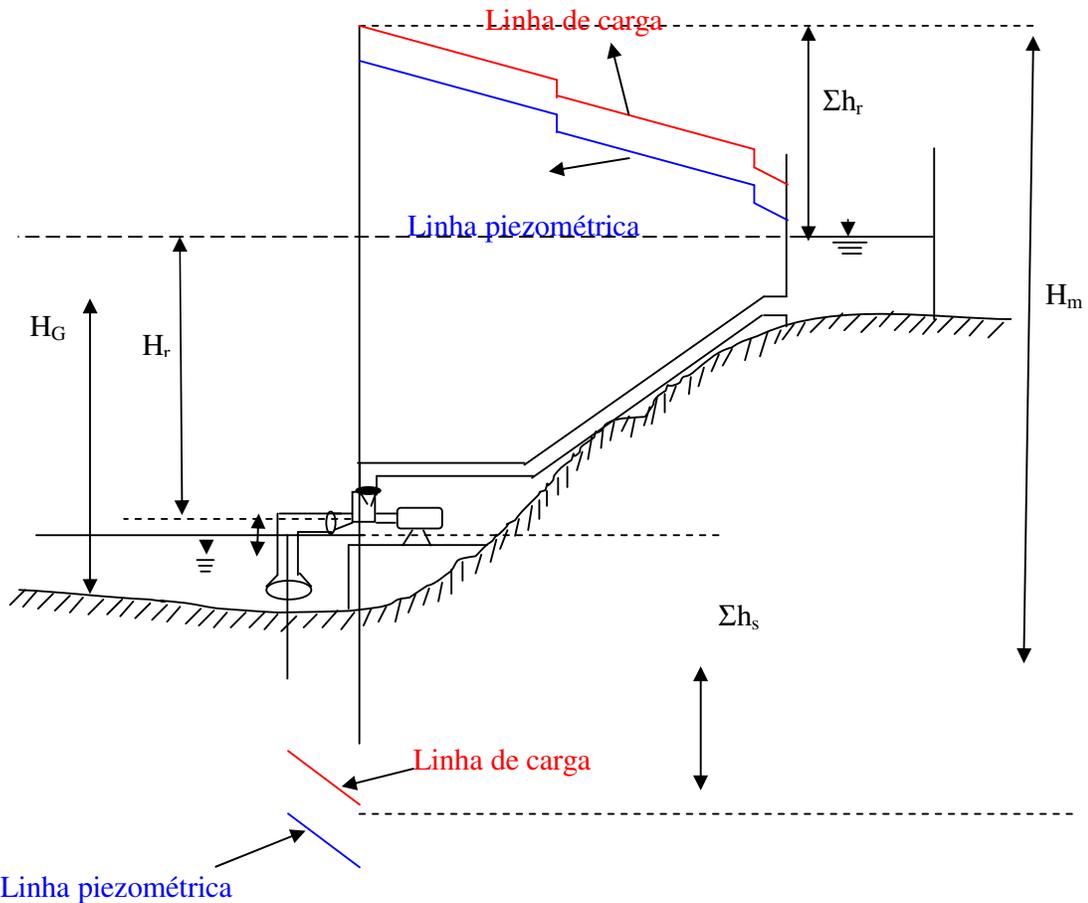


Figura 90. Perfil de um sistema típico de recalque.

A altura de sucção (H_s) corresponde à distância na vertical do nível d'água no reservatório de onde se está bombeando até o eixo da bomba.

Dependendo da posição do eixo da bomba em relação ao nível d'água do reservatório, H_s pode ser positiva:

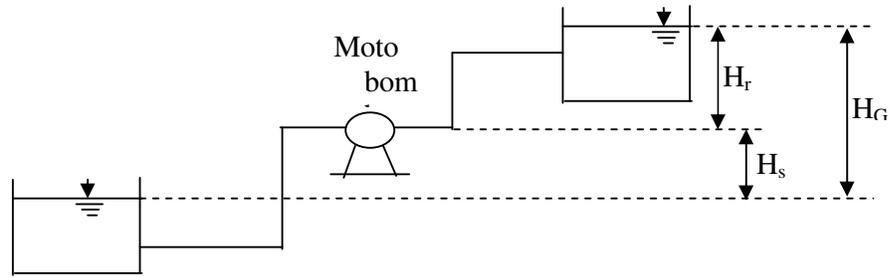


Figura 91. - Esquema com altura de sucção positiva

Ou negativa:

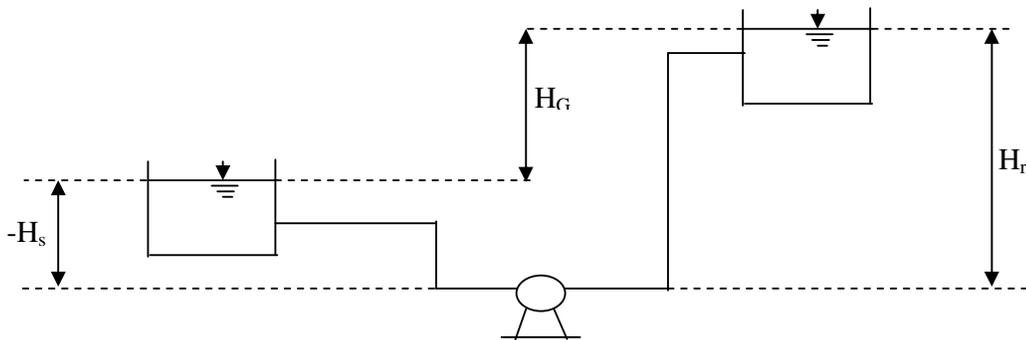


Figura 92. Esquema com altura de sucção negativa

A altura de recalque (H_r) é a distância vertical do eixo da bomba ao ponto de descarga do recalque (se o recalque for afogado, tomamos como referência o nível d'água do reservatório superior).

Escorvamento de uma bomba: antes de por em funcionamento qualquer bomba, deve-se encher a canalização de sucção com o líquido a ser bombeado. As peças dentro da bomba dependem da lubrificação que lhes é fornecida pelo líquido a ser bombeado. A operação de substituição do ar por líquido é denominada escorvamento.

Uma bomba é denominada afogada ou submersa, quando é instalada com eixo abaixo do nível d'água do reservatório (altura de sucção negativa). Neste caso ela fica automaticamente escorvada. Quando não é o caso, deve-se usar mecanismos que induzam ao escorvamento tais como válvulas de pé, ejetores e bombas de vácuo.

A altura geométrica (H_G), é dada por:

$$H_G = H_r + H_s$$

Em operação, verificam-se perdas de carga distribuídas e localizadas nas tubulações de sucção e recalque. (Figura 94).

A altura manométrica é dada por:

$$H_m = H_G + \Sigma h_s + \Sigma h_r$$

$$\text{ou } H_m = H_G + h_f + h_L$$

Sendo $\Sigma h_s + \Sigma h_r$ ou $h_f + h_L$ o somatório das perdas de carga localizadas e distribuídas ao longa da canalização.

A potência de um conjunto moto-bomba é dada por:

$$P = \frac{\gamma Q H_m}{75\eta}$$

Onde:

P = potência em c.v. (o qual é praticamente igual a H.P).

γ = peso específico do líquido em Kgf/m³.

Q = vazão a ser bombeada (em m³/s).

η = rendimento do conjunto moto-bomba.

$\eta = \eta_m \times \eta_B$ (Quadro 16 e 17)

A fórmula acima nos mostra que o problema do dimensionamento de um sistema de recalque (determinação do diâmetro e da potência da bomba) é hidraulicamente indeterminado.

Quadro 15. Diâmetros comerciais comumente disponíveis

Diâmetro (mm)	50mm	75mm	100mm	150mm	200 mm	...+50mm
Diâmetro (pol.)	2"	3"	4"	6"	8"	

Os motores elétricos nacionais são normalmente fabricados com as seguintes potências:

(CV) HP: ¼ - 1/3 - ½ - ¾ - 1 - 1 ½ - 2 - 3 - 5 - 7 ½
 - 10 - 12,5 - 15 - 20 - 25 - 30 - 35 - 40 - 45 - 50
 - 60 - 75 - 100 - 125 - 150 - 175 - 200 e 250.

Atenção

Para transformar de Kw para CV multiplique o valor de P (em Kw) por 1,36.

Quadro 16. Rendimento médio de motores elétricos (de um determinado fabricante)

HP	½	¾	1	1 ½	2	3	5	10	20	30	50	100
η_m	64%	67%	72%	73%	75%	77%	81%	84%	86%	87%	88%	90%

Quadro 17. Rendimento médio de bombas centrífugas

Q1 /seg	5	7,5	10	15	20	25	30	40	50	100	200
η_B	52%	61%	66%	68%	71%	75%	80%	84%	85%	87%	88%

Usar somente quando não houver um catálogo das bombas disponíveis.

Folga de segurança média para determinação da potência do conjunto moto-bomba:

Quadro 18. Potência do conjunto moto-bomba

P (HP)	Folga (%)
2	50
5	30
10	20
20	15
> 20	10

Visto que a potência é função de Hm o qual por sua vez é função do diâmetro.

De fato, para se reduzir Hm, através da redução das perdas de carga, teremos que usar tubos com diâmetros relativamente grandes, implicando em custos elevados da tubulação e menores gastos com energia elétrica.

Por outro lado, ao se diminuir os gastos com a tubulação, o custo com a energia aumenta:

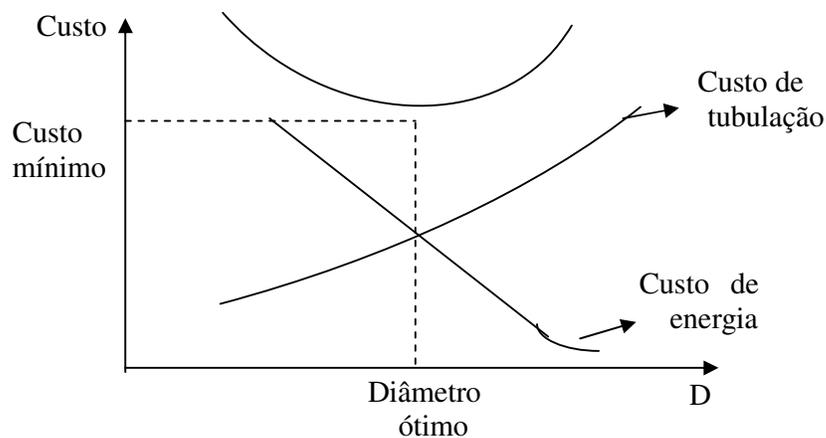


Figura 93. Diâmetro da tubulação *versus* custos da tubulação

Existe um diâmetro ótimo para o qual o custo das instalações é mínimo. Este diâmetro é dado pela Fórmula de Bresse, apresentada abaixo:

$$D = K^* \sqrt{Q}$$

que é conhecida como fórmula de Bresse. Onde Q é dado em m³/s, D em m e K* é um coeficiente que depende basicamente da relação entre c1 e c2.

No Brasil tem-se usado 0,9 < K* < 1,4 e é comum se usar K* = 1,3 nos projetos.

O diâmetro comercial disponível imediatamente superior ao fornecido pela equação 2 deve ser usado, tomando o cuidado de se certificar se a velocidade nas tubulações obedece ao intervalo: 0,60 < V < 2,40 m/s.

Os diâmetros comerciais geralmente disponíveis no mercado podem ser encontrados no Quadro 15.

Atenção

O diâmetro comercial escolhido para a tubulação de recalque é o que mais se aproxima (para mais ou menos) do diâmetro dado pela fórmula de Bresse enquanto que o diâmetro para a sucção deve ser um diâmetro imediatamente superior ao de recalque.

Para instalações que funcionam apenas algumas horas por dia, admitem-se velocidades superiores ao intervalo dado e, para estas instalações, a ABNT (NB-92/66) aconselha o uso da seguinte equação:

$$D = 0,587 n^{0,25} \sqrt{Q}$$

Onde n é o número de horas de funcionamento da bomba.

É importante salientar que se deve evitar a operação das bombas em horários nos quais a tarifa cobrada pela concessionária de energia seja mais elevada (horários de pico). Comumente, esse horário é de 17:30 às 20:30. Durante esse intervalo, a tarifa de energia pode chegar a ser 8 (oito) vezes maior que em qualquer outro horário. Deve-se também ter o cuidado de se evitar operar as bombas em turnos noturnos nos quais a legislação trabalhista garante o pagamento de adicional. Esse horário costuma variar de 22:00 às 05:00. Durante este período, deve-se pagar um adicional de 50% aos operadores. Por outro lado, devemos também considerar que, se diminuirmos demais o horário de operação diário das bombas, a vazão a ser aduzida, o diâmetro da tubulação e a potência das bombas aumentarão consideravelmente, o que pode levar a altos custos de implantação do sistema. Desta forma, levando-se em conta todos esses fatores, recomenda-se o turno de operação das bombas iniciando-se às 05:00 e encerrando-se às 17:00, perfazendo um total de 12 horas.

Exemplo 6

Um certo conjunto elevatório trabalha nas seguintes condições:

$$Q = 40\text{L/s}$$

Tubulação de ferro fundido. $T = 20^\circ\text{C}$

$$D_s = 300\text{mm} \text{ (diâmetro da tubulação de Sucção)}$$

$$D_r = 250\text{mm} \text{ (diâmetro da tubulação de Recalque)}$$

$$H_s = 3\text{m} \quad H_r = 17\text{m}$$

$$L_s = 9\text{m} \quad L_r = 322\text{m}$$

Peças na sucção: uma válvula de pé com crivo e uma curva de 90° .

Peças no recalque: um registro de gaveta, uma curva de 90° , duas curvas de 45° e uma válvula de retenção.

a) H_G

b) $\Sigma h = h_f + h_L$

c) H_m

d) Potência do conjunto moto-bomba

Resolução:

$$a) H_G = H_s + H_r = 20\text{m}$$

b) na sucção

$$V = 0,566\text{m/s}$$

$$Re = 169800$$

$$f = 0,021$$

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = 0,010\text{ m}$$

$$\Sigma K_L = (1,75 + 0,75 + 0,40) = 2,90$$

$$h_L = \frac{\Sigma K_L V^2}{2g} = 0,047\text{m}$$

$$\text{Portanto, } \Sigma h_s = h_f + h_L = 0,057\text{m}$$

No recalque:

$$V = 0,815\text{m/s}$$

$$Re = 203718$$

$$f = 0,021$$

$$h_f = 0,93\text{m}$$

$$\Sigma K_L = 3,55$$

$$h_L = 0,12\text{m}$$

$$\Sigma h_r = h_f + h_L = 1,05\text{m}$$

Perda de carga total: 1,11m

$$(c) H_m = H_G + \Sigma h = 21,11\text{m}$$

$$(d) P = \frac{\gamma Q H_m}{75\eta}$$

Como nós não temos um catalogo da bomba a ser usada, usaremos a tabela 5:

$$\text{Para } Q = 40\text{L/s}$$

$$\eta_B = 0,84$$

$$\eta_m = 0,87$$

$$\eta = \eta_B \times \eta_m = 0,73$$

$$\text{Assim: } P = \frac{(1000)(0,04)(21,11)}{(75)(0,73)}$$

$$P = 15,4\text{CV}$$

O conjunto moto-bomba disponível a ser usado é o de $P = 20\text{CV}$.

Tipos de Bombas, Variação de Rotação e Motores

Autores: Marco Aurélio Holanda de Castro

Introdução

Bombas são máquinas operatrizes hidráulicas que fornecem energia ao líquido com a finalidade de transportá-lo de um ponto a outro.

O princípio fundamental da bomba centrífuga foi demonstrado por Demour, em 1730, em forma de dois tubos retos em forma de Tê, o qual é posto em rotação. (Figura 94)

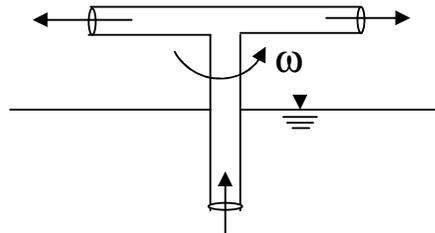


Figura 94. Representação do princípio fundamental da bomba centrífuga.

A rotação do componente horizontal ao Tê gera uma força centrífuga, que é capaz de ultrapassar o peso do líquido.

A teoria das bombas centrífugas se baseia no princípio da conservação da quantidade de momento angular.

Velocidade específica (ns)

Fisicamente, a velocidade específica (N_s) de uma bomba, representa a rotação que uma bomba semelhante deve ter para bombear uma vazão de $1\text{m}^3/\text{s}$, contra uma altura total de 1m .

É calculada pela fórmula:

$$N_s = \frac{n\sqrt{Q}}{H^{\frac{3}{4}}}$$

Onde: N_s = velocidade específica, em rpm

OBJETIVOS:

Apresentar noções bombas e motores para instalações de recalque de sistemas de esgotamento sanitário.

n = rotação, em rpm
 Q = vazão, em m^3/s
 H = altura manométrica total, em m

Para uma mesma bomba, a velocidade específica (N_s) não varia com a rotação. O valor de N_s calculado pela fórmula acima é independente do líquido bombeado.

Os rotores destinados a grandes alturas manométricas têm geralmente, uma baixa velocidade específica. Para pequenas alturas geralmente n_s é alto.

A potência fornecida pela bomba ao sistema hidráulico é dada por:

$$P_{saída} = \gamma Q H_{saída\ bomba}$$

onde: $H_{saída\ bomba} = \frac{V^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z$ é a carga total adicionada ao líquido na saída da bomba.

A eficiência da bomba é dada por:

$$\eta_{bomba} = \frac{P_{saída\ bomba}}{P_{entrada\ bomba}}$$

Uma bomba é geralmente alimentada por um motor. A eficiência de um motor é dada por:

$$\eta_{motor} = \frac{P_{saída\ motor}}{P_{entrada\ motor}}$$

Onde: $P_{saída\ motor} = P_{entrada\ bomba}$

Exemplo 7

Uma bomba centrífuga impulsiona uma vazão de $2,5m^3/s$ e adiciona uma carga de 20m ao sistema, se a bomba opera com 85% de eficiência, determine a potência na entrada da bomba:

$$\begin{aligned}
 P_{entrada\ bomba} &= \frac{P_{saída\ bomba}}{\eta_{bomba}} = \frac{\gamma Q H}{0,85} = \frac{400300}{0,85} \text{ Watts} \\
 &= 576823 \text{ W} = 784 \text{ CV}
 \end{aligned}$$

Curva característica de uma tubulação

A fórmula usada para cálculo da perda de carga:

$$h_f + h_L = \frac{fL}{D} \frac{Q^2}{2gA^2} + \sum KL \frac{V^2}{2g}$$

Pode ser reescrita na forma:

$$h_f + h_L = KQ^2$$

Onde $K = \frac{fL}{2gDA^2} + \frac{(\sum KL)}{2gA^2}$ é o coeficiente geométrico de atrito.

A razão de se escrever a fórmula de Darcy-Weisbach nessa forma é facilitar a solução de problemas que envolvem redes de conduto (tubos em série e tubos em paralelo).

As unidades de K no sistema internacional são s^2/m^5 .

A curva característica de uma tubulação de recalque é a curva H_m e Q .

Nós vemos que:

$$H_m = H_G + h_f + h_L$$

Mas, foi visto que:

$$H_m = H_G + KQ^2$$

Esta curva, para uma dada tubulação, tem a forma:

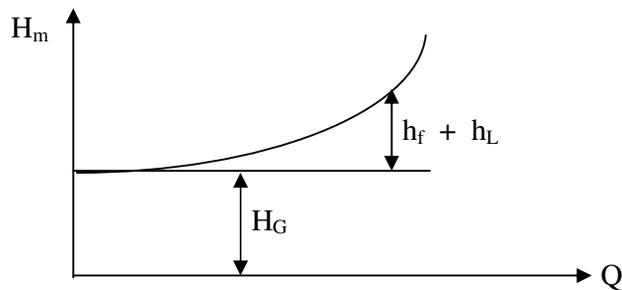


Figura 95. Curva característica de uma tubulação de recalque

Para facilitar a fixação do conteúdo do capítulo, é apresentado abaixo um exemplo, adaptado de Silvestre (1979).

Exemplo 8

Dada a tubulação de recalque abaixo:

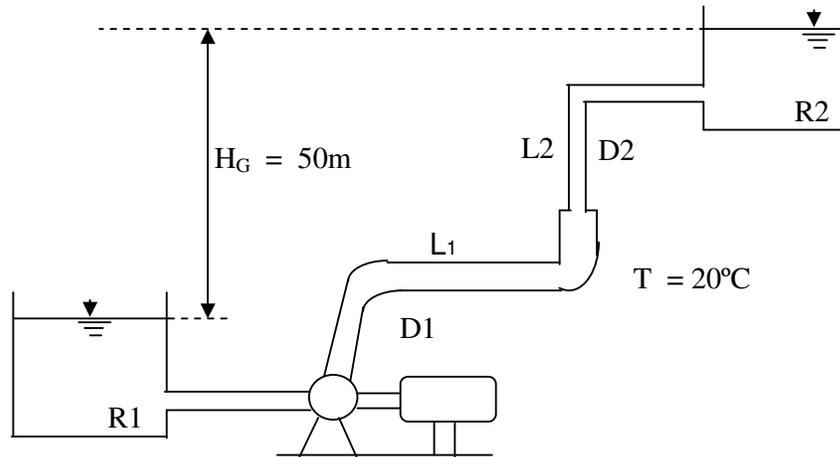


Figura 96. Esquema de tubulação de recalque

Sabendo que:

$$D1 = 150\text{mm}, \quad L1 = 300\text{m}$$

$D2 = 100\text{mm}, \quad L2 = 300\text{m}$ e que a tubulação é feita de ferro fundido, determine a curva característica da tubulação

OBS: despreze as perdas de carga localizadas e na tubulação de sucção.

$$D1 = 150 \text{ mm} \qquad D2 = 100 \text{ mm}$$

$$L1 = 300 \text{ m} \qquad L2 = 300 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,12 \text{ mm} \qquad \nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$H_g = 50 \text{ m}$$

Nesse caso:

$$H_m = H_G + hf1 + hf2$$

$$hf1 = \frac{f1 L1}{D1} \frac{V1^2}{2g} \qquad e \qquad hf2 = \frac{f2 L2}{D2} \frac{V2^2}{2g}$$

$$hf1 = 102 f1V1^2 \quad e \quad hf2 = 153f2V2^2$$

$$Re1 = \frac{V1D1}{\nu} = 150000V1$$

$$Re2 = \frac{V2D2}{\nu} = 100000V2 \quad \epsilon = 0,12\text{mm}$$

$$f1 = \frac{0,25}{\left[\text{Log} (2,162 \times 10^{-4} + \frac{1,260 \times 10^{-4}}{V1}) \right]^2 V1^{0,9}}$$

$$f2 = \frac{0,25}{\left[\text{Log} (3,243 \times 10^{-4} + \frac{1,815 \times 10^{-4}}{V2}) \right]^2 V2^{0,9}}$$

Quadro 19. Valores encontrados - Exemplo 8

Q (m ³ /h)	V1 (m/s)	V2 (m/s)	f1	f2	hf1 (m)	hf2 (m)	Hm (m)
0	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,00	0,00	50,00
10	0,16	0,35	0,0268	0,0249	0,07	0,48	50,54
20	0,31	0,71	0,0238	0,0225	0,24	1,72	51,96
30	0,47	1,06	0,0225	0,0215	0,51	3,70	54,21
40	0,63	1,41	0,0218	0,0209	0,88	6,40	57,28
50	0,79	1,77	0,0213	0,0205	1,34	9,83	61,17
60	0,94	2,12	0,0209	0,0203	1,90	13,97	65,87
70	1,10	2,48	0,0207	0,0201	2,55	18,83	71,38
80	1,26	2,83	0,0204	0,0199	3,30	24,41	77,71
90	1,41	3,18	0,0203	0,0198	4,14	30,71	84,85
100	1,57	3,54	0,0201	0,0197	5,08	37,72	92,79

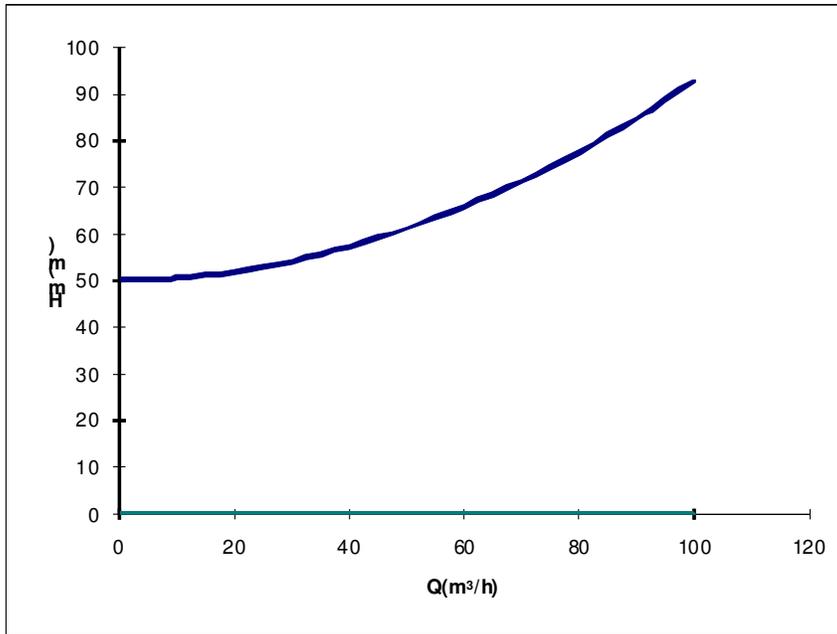
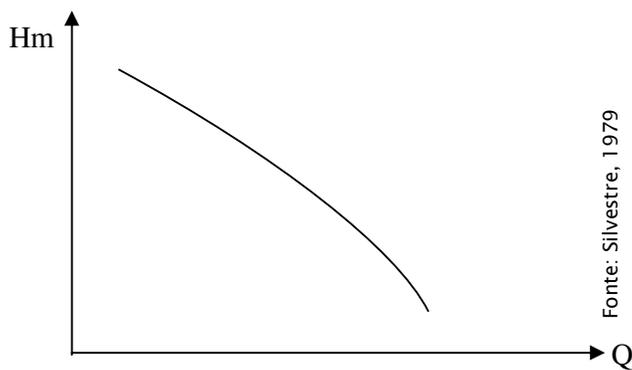


Figura 97. Curva característica da tubulação - Exemplo 8

Curva característica de uma bomba

As bombas são capazes de trabalhar com variados valores de vazão, potência absorvida, rotação e rendimento. A curva característica de uma determinada bomba relaciona os valores de H_m e Q e P e Q para diversos valores de rotação (n) e rendimento (η), e tem a seguinte forma geral:



Fonte: Silvestre, 1979

Figura 98. Curva característica de uma bomba

As curvas características das bombas variam de acordo com fatores como forma e diâmetro do rotor, rotação, entre outros, sendo tais curvas fornecidas pelos próprios fabricantes. A seguir, nas figuras 99 e 100, são apresentados alguns exemplos de curvas de bombas

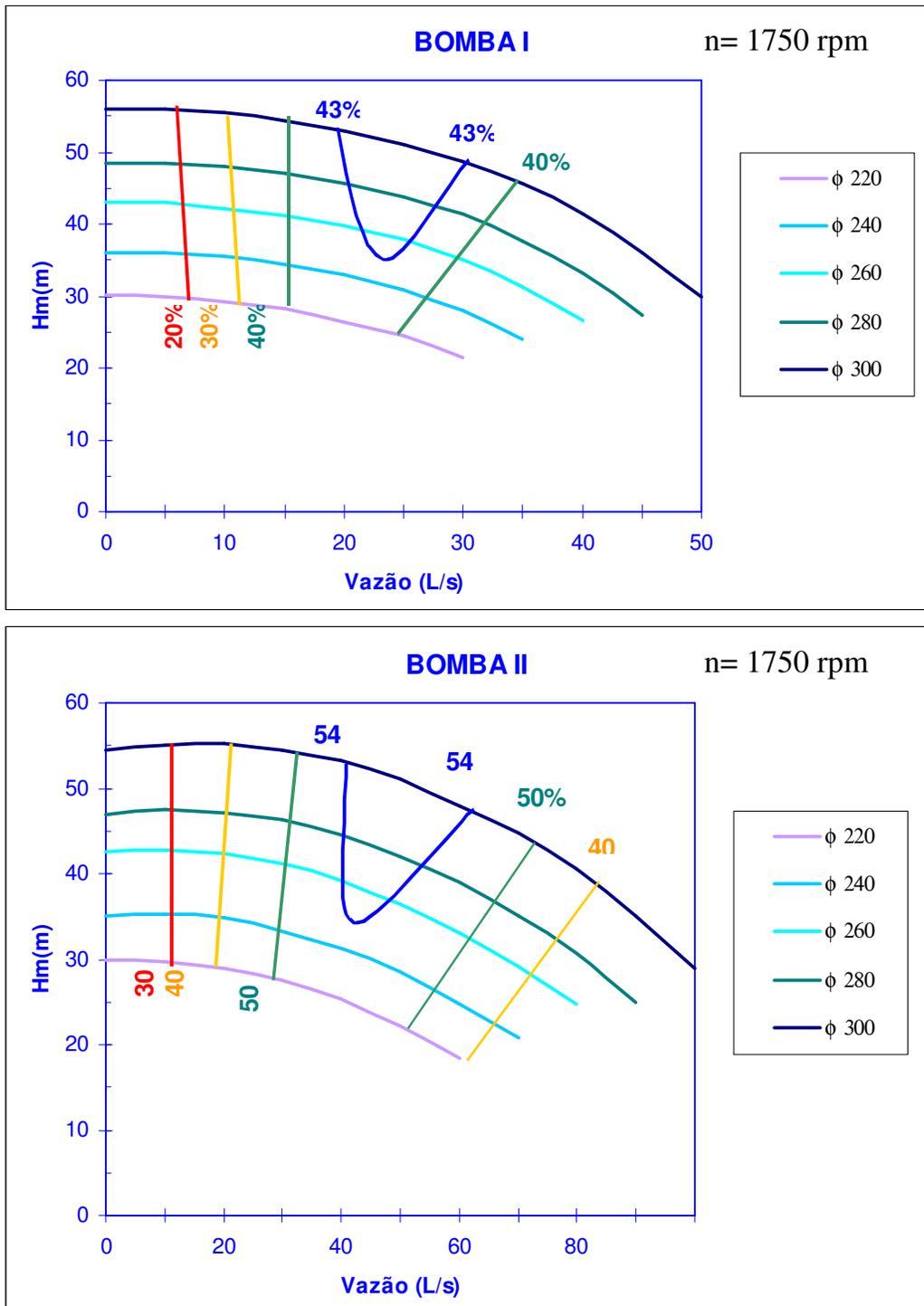
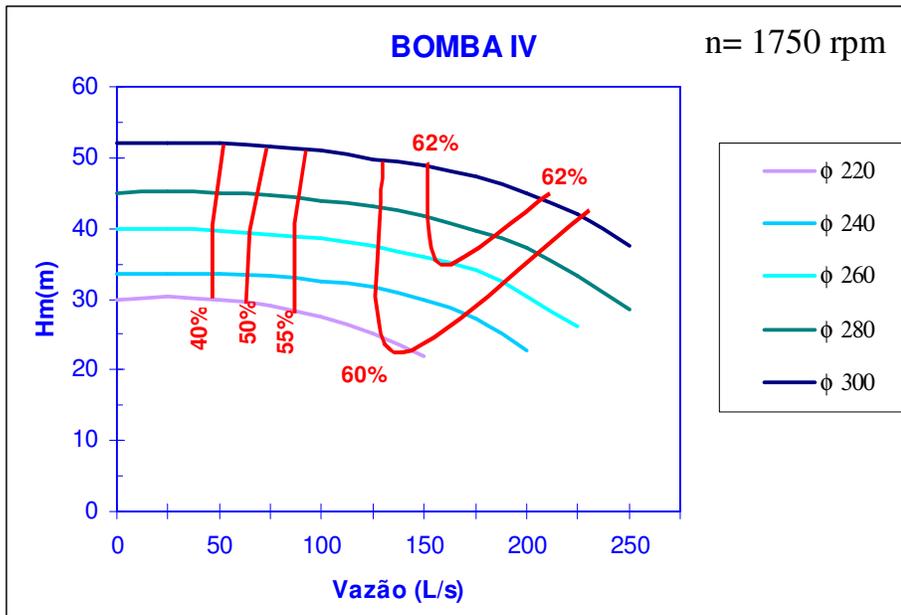
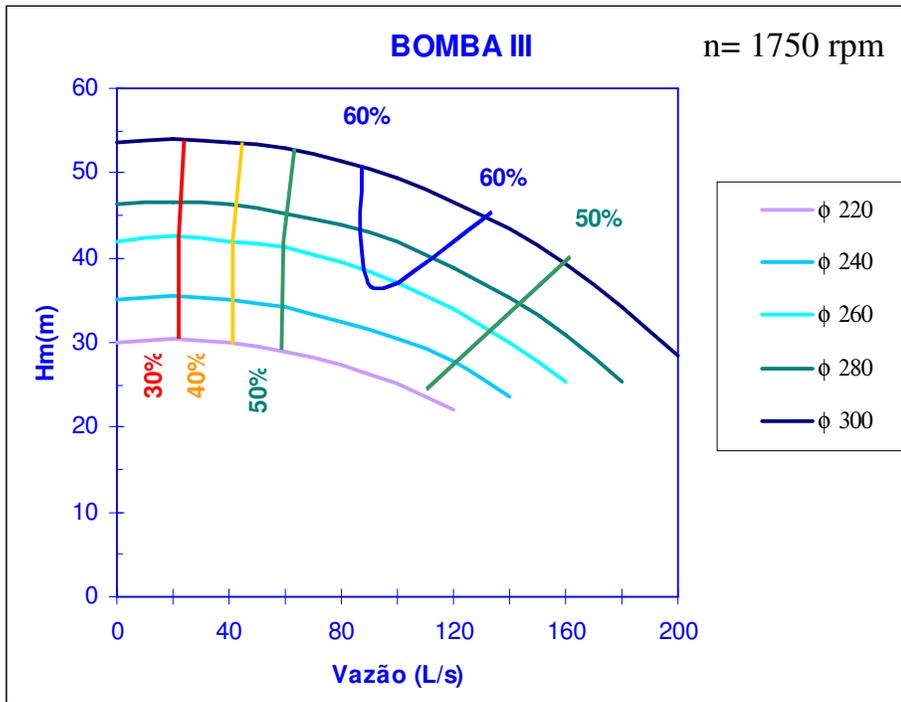


Figura 99. Curva das Bombas I e II.



Fonte: Adaptado de Hwang e Hita (1987).)

Figura 100. Curva das Bombas III e IV.

Ponto de trabalho

Para um determinado sistema de recalque, uma vez que a bomba é ligada, a vazão aumenta gradativamente, aumentando H_m , até atingir o equilíbrio no ponto em que as curvas características da bomba e da tubulação se cruzam.

Este ponto é chamado o ponto de trabalho de sistema.

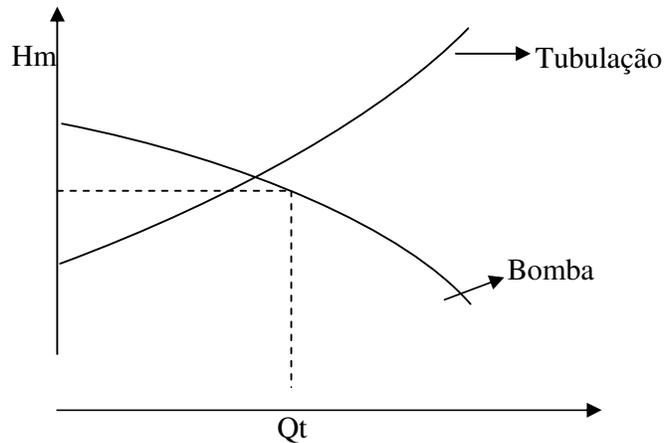


Figura 101. Determinação do ponto de trabalho do sistema

Onde Q_t é a vazão de trabalho.

A escolha de uma bomba deve ser baseada no princípio de que o ponto de trabalho deve estar localizado na faixa em que a bomba tem rendimento máximo, uma vez satisfeitas as exigências de vazão e altura manométrica.

Seleção de uma bomba

Uma vez conhecidas a vazão e a altura manométrica, o próximo passo é consultar o gráfico de pré-seleção de bombas fornecido pelo fabricante.

Esses gráficos fornecem, geralmente, um grupo de bombas adequados para os valores de Q e H_m do sistema de recalque. Eles também podem conter o tamanho da bomba, a potência do motor e a frequência da corrente elétrica que alimentará o motor.

Uma vez escolhido um grupo de bombas por meio do gráfico de pré-seleção, nós usamos a curva característica específica de cada uma das bombas pré-selecionadas para determinar a bomba mais eficiente e o ponto de trabalho do sistema.

Para facilitar a fixação do conteúdo do capítulo, é apresentado abaixo um exemplo, adaptado de Hwang e Hita (1987).

Exemplo 9

Uma bomba é usada para impulsionar 70L/s de esgoto entre dois reservatórios cuja diferença entre as linhas d'água é 20m. Se os tubos de aço comercial, cujo comprimento total é igual a 1000m e com 200mm de diâmetro forem usados, selecione dentre as 4 bombas das figuras 13.1 e 13.2, a bomba mais apropriada e suas condições de operação. Considere $T = 20^{\circ}\text{C}$ (despreze as perdas localizadas).

Solução:

$$V = \frac{Q}{A} = 2,23\text{m/s}$$

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu} = 4,5 \times 10^5$$

$$\epsilon = (\text{aço comercial}) = 0,045\text{mm}$$

$$f = 0,016 \text{ (fórmula de Swanee \& Jain)}$$

$$h_f = \frac{f L}{D} \frac{V^2}{2g} = 20,27\text{m}$$

$$D = 200\text{mm}$$

$$\text{Portanto, } H_m = H_G + h_f = 40,27\text{m}$$

Tabela 16. Para o intervalo de vazões da Bomba II

Q (L/s)	V (m/s)	f	h_f (m)	H_m (m)
0	0,00	0,0000	0,00	20,00
10	0,32	0,0207	0,53	20,53
20	0,64	0,0184	1,90	21,90
30	0,95	0,0174	4,05	24,05
40	1,27	0,0168	6,95	26,95
50	1,59	0,0164	10,60	30,60
60	1,91	0,0161	14,99	34,99
70	2,23	0,0159	20,12	40,12
80	2,55	0,0157	25,99	45,99
90	2,86	0,0156	32,59	52,59

Para o intervalo de vazões da Bomba III:

Q (L/s)	V (m/s)	f	h_f (m)	H_m (m)
0	0,00	0,0000	0,00	20,00
20	0,64	0,0184	1,90	21,90
40	1,27	0,0168	6,95	26,95
60	1,91	0,0161	14,99	34,99
80	2,55	0,0157	25,99	45,99
100	3,18	0,0155	39,93	59,93
120	3,82	0,0153	56,81	76,81

Nós podemos agora traçar a curva característica da tubulação no mesmo gráfico das curvas da bomba II (Figura 102) e III (Figura 103).

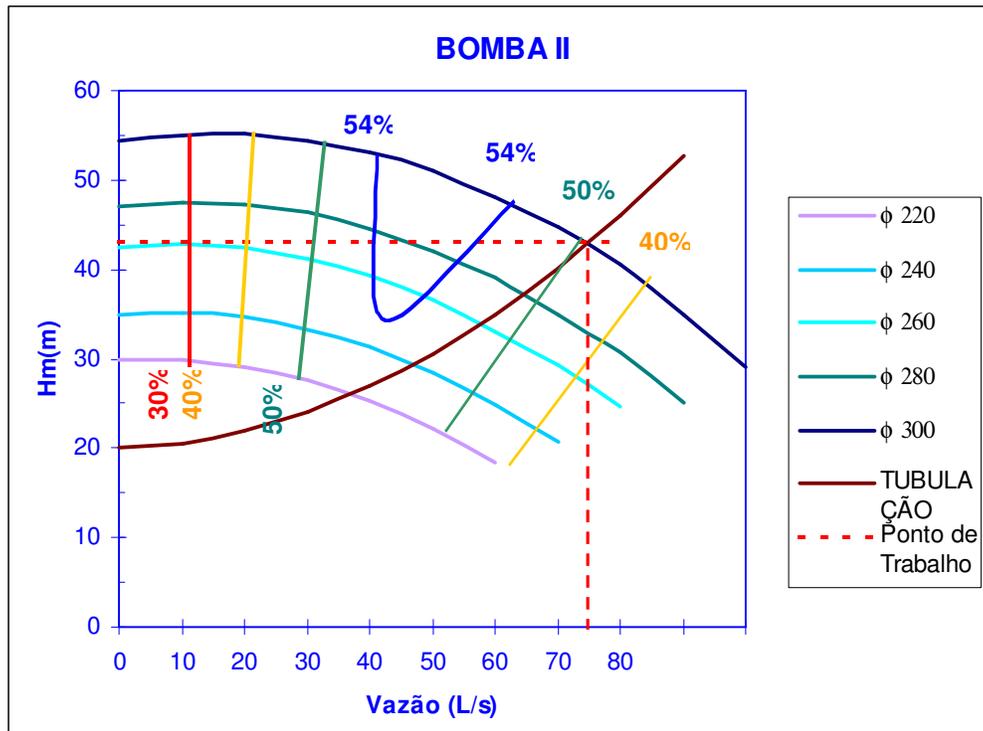


Figura 102. Bomba II aplicada ao Exemplo 9

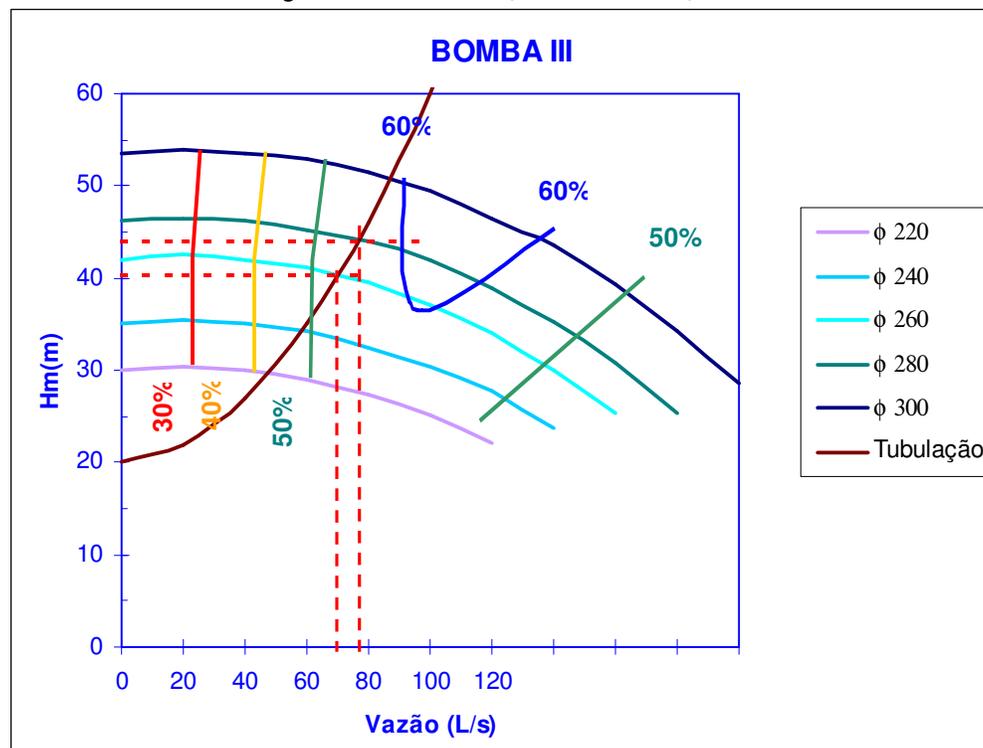


Figura 103. Bomba III aplicada ao Exemplo 9

Para a bomba II (Figura 102), as características que mais se aproximam dos requisitos do projeto são:

$$\phi = 300\text{mm}$$

$$Q = 74\text{L/s e}$$

$$H_m = 43\text{m}$$

$$\eta = 49\%$$

$$\text{Nesse caso, } P = \frac{\gamma Q H_m}{75\eta} = 86,6 \text{ CV}$$

De acordo com a disponibilidade de motores nacionais (Tabela 12.5), usaremos um motor de 100CV.

Para a bomba III (Figura 103) temos duas alternativas:

1- $\phi = 260\text{mm}$, nesse caso:

$$Q = 70\text{L/s, } H_m = 40,3\text{m e } \eta = 53 \%$$

$$\text{Nesse caso, } P = \frac{\gamma Q H_m}{75\eta} = 71,0\text{CV}$$

De acordo com a disponibilidade de motores nacionais, usaremos um motor de 80 CV.

2- $\phi = 280\text{mm}$, nesse caso:

$$Q = 79\text{L/s, } H_m = 44\text{m e } \eta = 56 \%$$

$$\text{Nesse caso, } P = \frac{\gamma Q H_m}{75\eta} = 82,8\text{CV}$$

De acordo com a disponibilidade de motores nacionais, usaremos um motor de 100CV.

De acordo com os resultados acima, a bomba III funcionando com um rotor de 280mm de diâmetro consome menos energia do que a bomba II e ainda fornece uma margem extra de segurança no que se refere a Q e Hm em relação a bomba III funcionando com um rotor de $\phi = 260\text{mm}$, portanto, Selecionamos a bomba escolhida é a III (\square 280).

Métodos Construtivos de Redes de Esgoto

Autores: Gustavo Paiva Weyne Rodrigues

OBJETIVOS:

Apresentar conhecimentos sobre os diversos métodos que compõem a construção de redes de esgotos.

A construção de redes de esgotos deve ser precedida de uma avaliação de impacto ambiental. A execução de sistemas de esgotamento sanitário segue procedimentos que devem atender a NBR 12.266/1986 – Projeto e Execução de Valas para Assentamento.

Todos os cuidados pertinentes a uma construção civil devem ser observados. Dentre os mais importantes podem ser destacados:

- Equipamentos de proteção individual (EPI),
- Medidas de proteção coletiva,
- Comissão interna de prevenção de acidentes (CIPA),
- Treinamento adequado,
- Segurança do trabalho,
- Programa de controle médico,
- Gestão ambiental dentro do canteiro de obras.

De todas as etapas da construção de redes coletoras de esgotos, a escavação, o escoramento e o reaterro das valas, necessários ao assentamento da tubulação, constituem-se nas mais trabalhosas, de maior duração e mais onerosas da obra. A primeira necessidade para construções deste porte é o conhecimento das possíveis interferências de outros sistemas já enterrados como rede de água, energia, telefone, gás, drenagem, etc.

Os projetos de sistemas de esgotamento sanitário apresentam informações relativas à profundidade dos coletores e à declividade destes, ficando para o estudo de sondagem (geralmente anexo ao projeto) os dados sobre o tipo de solo, nível do lençol freático, necessidade de uso de explosivos em caso de rocha sã, etc.

A seguir, serão apresentados os principais elementos das construções de redes de esgotos e seus respectivos métodos construtivos.

Serviços preliminares

Estes serviços estão relacionados à sinalização e segurança da obra, locação da vala, bem como a mobilização da equipe de trabalhadores.

Sinalização da obra

A sinalização da obra tem como objetivo a segurança de pedestres, motoristas e da própria equipe de trabalhadores. Constitui-se de vários equipamentos que indicam que a obra está sendo realizada em um determinado local, evitando que animais ou pessoas não autorizadas adentrem na obra involuntariamente. Segundo BRASIL (2007), qualquer obstáculo à circulação e à segurança de veículos e pedestres, seja no leito da via ou nas calçadas deve ser sinalizado.

De acordo com Pereira e Soares (2006), essa atividade depende do horário (diurno ou noturno), do tipo de interdição da via pública (parcial ou total) e do serviço a ser realizado. Para essas sinalizações são utilizados cones de sinalização, passadiços com pranchas de madeira, sinalização fluorescente, sinalização luminosa (lâmpadas), cavaletes de advertência, fitas de advertência (também chamadas de fitas zebradas, que visam impedir a entrada de pessoas não autorizadas) e sinalização em tapume com indicativo de fluxo. A Figura 104 apresenta uma obra com a sinalização à esquerda através de cavaletes e fitas de advertência.



Figura 104. Exemplo de sinalização de obra para assentamento de tubulações

Locação da rede

Cada trecho da rede deve ser minuciosamente estudado antes da execução da obra para que não haja qualquer tipo de interferência no seu trajeto, de modo a não inviabilizar o projeto original. Esse estudo pode ser realizado através de consultas em plantas e cadastros das concessionárias envolvidas. Outro cuidado a ser observado é em relação à topografia, que deve ter suas cotas de terreno conferidas a partir do eixo da rede como se pode observar na Figura 105.



Figura 105. Locação de um trecho de uma rede

Com todas as recomendações seguidas, pode-se partir para a demarcação da vala. De acordo com Nuvolari (2003), onde houver pavimento ou passeio a ser cortado ou removido, deve-se marcar a largura “L” prevista para a vala adicionada de 30 cm, sendo 15cm a mais para cada lado da vala, com a finalidade de se evitar acidentes com os operários que nela irão realizar os serviços, como pode ser visto na Figura 106.

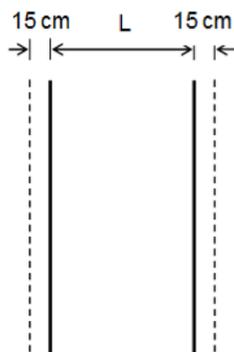


Figura 106. Demarcação da largura da vala

Seguindo recomendações de Nuvolari (2003), para a execução dos poços de visita deve-se prever uma vala quadrada com 2,20m de lado conforme ilustra a Figura 107; já para os terminais (tubos) de inspeção e limpeza 1,60m, sempre atentando para os 15cm a mais em cada lado da vala. Para os terminais de limpeza e caixas de passagem não há necessidade de alargamento adicional da vala, contudo o posicionamento das mesmas é marcado. As larguras recomendadas de vala são apresentadas no Quadro 20.



Figura 107. Vala de um poço de visita

Quadro 20. Larguras de vala

Diâmetro da rede (mm)	Profundidade da vala (m)	Largura "L" da vala (m)		
		Escoramento tipo pontaleamento	Escoramento contínuo e descontínuo comum	Escoramento especial
até 200	até 2.00	0.70	0.70	0.80
	de 2 a 4	0.80*	0.90	1.10
	de 4 a 6	NR	1.10	1.40
300	até 2.00	0.80	0.80	0.90
	de 2 a 4	0.90*	1.00	1.20
	de 4 a 6	NR	1.20	1.50
400	até 2.00	0.90	1.10	1.20
	de 2 a 4	1.00*	1.30	1.50
	de 4 a 6	NR	1.50	1.80
450	até 2.00	1.00	1.15	1.25
	de 2 a 4	1.10*	1.35	1.55
	de 4 a 6	NR	1.55	1.85
500	até 2.00	1.10	1.30	1.40
	de 2 a 4	1.20*	1.50	1.70
	de 4 a 6	NR	1.70	2.00
600	até 2.00	1.20	1.40	1.60
	de 2 a 4	1.30*	1.60	1.80
	de 4 a 6	NR	1.80	2.10
700	até 2.00	1.30	1.50	1.60
	de 2 a 4	1.40*	1.70	1.90
	de 4 a 6	NR	1.90	2.20
800	até 2.00	1.40	1.60	1.70
	de 2 a 4	1.50*	1.80	2.00
	de 4 a 6	NR	2.00	2.30
900	até 2.00	1.50	1.70	1.80
	de 2 a 4	1.60*	1.90	2.10
	de 4 a 6	NR	2.10	2.40
1000	até 2.00	1.60	1.80	1.90
	de 2 a 4	1.70*	2.00	2.20
	de 4 a 6	NR	2.20	2.50

Fonte: Nuvolari (2003)

Onde NR significa não recomendável. É importante observar que o escoramento de valas tipo pontaleamento somente é recomendável até a profundidade de 2,50 m e sempre que as condições do terreno forem favoráveis. Novos modelos computacionais para cálculo de quantitativos em redes coletoras de esgoto, como o UFC9-Q do Grupo de Estudos em Hidráulica Computacional da Universidade Federal do Ceará, já seguem o Quadro 20.

INSTALAÇÃO DA REDE

Estes serviços compreendem a retirada de pavimentação, escavação, escoramento, esgotamento, assentamento da tubulação, reaterro da vala e construção dos poços de visita.

Retirada de pavimentação

A retirada de pavimentação é a primeira etapa da instalação da rede de esgotos. Em se tratando de pavimento são exemplos: asfalto, concreto, blokret, paralelepípedo, pedra tosca, passeio cimentado, pedra portuguesa, etc. Essa atividade pode ser exercida de forma manual ou mecânica, sendo a picareta e britadeira as ferramentas mais comuns.

Para a remoção do pavimento deve-se prever 15 cm adicionais na largura da vala, com a finalidade de se evitar acidentes com os operários que nela irão realizar os serviços. Todo o material proveniente destas tarefas deve ser imediatamente transportado para bota-fora. A Figura 108 a seguir ilustra a retirada de pavimentação asfáltica.



Figura 108. Retirada de pavimentação asfáltica

Escavação

A escavação pode ocorrer de maneiras distintas. A mais comum é a convencional (a céu aberto), que consiste em um método destrutivo, onde a vala é aberta (manual ou mecanicamente) até o ponto de instalação da tubulação. Geralmente, esse tipo de escavação gera transtornos para o trânsito, pedestres e moradores das ruas que estão sendo escavadas.

Para ABNT (1992), na NBR 12.266, a escavação de valas é a remoção de solo desde a superfície natural do terreno até a profundidade definida no projeto. Um dos fatores que mais oneram a instalação de uma rede coletora de esgotos é a presença de rochas e outros componentes do solo cujos preços não estavam computados no orçamento devido a um estudo de sondagem ineficiente ou até mesmo a falta deste. A escavação deve ser realizada no sentido inverso do fluxo do esgoto, ou seja, de jusante para montante.

As ferramentas mais utilizadas para a escavação manual são a picareta, enxada, enxadão, vanga e pá. A escavação mecânica, embora seja tida como mais econômica, nem sempre pode ser realizada, principalmente em locais onde as interferências não são muito bem apresentadas. Os equipamentos que são mais frequentemente usados são: retroescavadeira, escavadeiras hidráulicas, drag-lines e pás-carregadeiras. As ferramentas e máquinas mencionadas podem ser vistas nas figuras 109 a 113.



Fonte: Casa do Soldador (2008) Fonte: Vedal (2008)

(A) (B)

Figura 109. Ferramentas: (A) Picareta; (B) Enxada



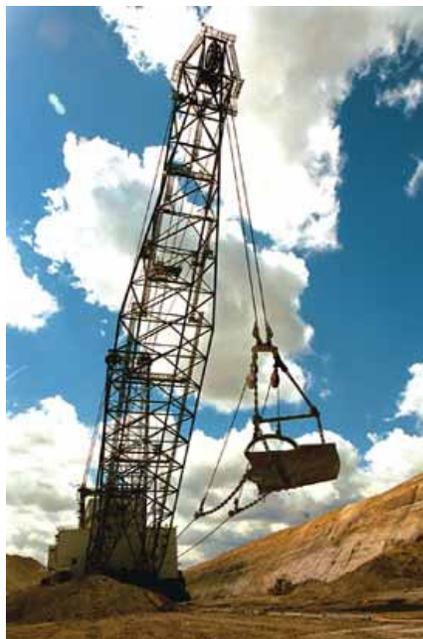
Fonte: Motiva (2008)

Figura 110. Retroescavadeira.



Fonte: Tectec (2008)

Figura 111. Escavadeira hidráulica



Fonte: Esco (2008)

Figura 112. Drag-line



Fonte: Intermorth (2008)

Figura 113. Pá-carregadeira

Existem casos em que o solo escavado pode ser utilizado para o reaterro da vala, logo deve estar a uma distância de, no mínimo, 0,60m a partir da borda da vala. Se o solo escavado for de baixa qualidade, deve ser removido para bota-fora de imediato, partindo do pressuposto que não será reutilizado em hipótese alguma.

As escavações mecânicas apesar de possuírem um custo menor em relação à manual, têm fatores limitantes como: dificuldade de movimentação das máquinas, possibilidade de danos às outras redes ou interferências, presença de elementos no solo capazes de danificar as peças das máquinas etc. A Figura 114 apresenta uma escavação para a execução de um poço de visita, enquanto a Figura 115 é a escavação para assentamento de um coletor.



Figura 114. Escavação para a execução de um PV



Figura 115. Escavação para o assentamento de um coletor

Em relação a escavações especiais, podem ser ressaltados os seguintes tipos:

- *Tunnel liner*: utilizado quando já necessidade de ultrapassar obstáculos como aterros com grande altura em ruas, rodovias, ferrovias etc. (Figura 116-A);
- *Sistema de cravação horizontal*: a função é similar ao tunnel liner, sendo que neste sistema é utilizado um tubo-camisa ou aduelas pré-moldados de concreto armado (NUVOLARI, 2003);
- *Túnel mineiro*: pode ser utilizado tanto nas travessias quanto em redes com profundidades muito acentuadas (acima de cinco metros). O túnel pode ser escavado em seção retangular ou quadrada, de forma manual (NUVOLARI, 2003);
- *Mini-shield*: utilizado na construção de grandes interceptores, com diâmetro acima de 1,20 m. É um equipamento capaz de perfurar o solo, evitando assim a abertura de valas. (Figura 116-B)

Em algumas localidades, geralmente em regiões serranas ou montanhosas, pode haver a necessidade de escavações em solos rochosos para que a tubulação possa ser assentada. Os principais processos são os desmontes a fogo e a frio. No primeiro são utilizados explosivos (bananas de dinamites) e dependem da autorização do Exército Brasileiro, pois o uso indevido pode acarretar em acidentes graves. O segundo tipo de desmonte pode ser com o uso do processo de cunhas hidráulicas ou de rompedor pneumático.



Fonte: Internorth (2008)



Fonte: Barbosa e Francato (2008)

(A)

(B)

Figura 116. Escavações especiais: (A) Tunnel liner; (B) Mini-shield

14.2.3. Escoramento

A finalidade do escoramento é manter a estabilidade do solo que formam as paredes laterais da valas escavadas para o assentamento da rede, de modo a evitar acidentes com os trabalhadores e garantir segurança para prédios próximos às escavações. As valas com profundidades superiores a 1,25m devem obrigatoriamente (Portaria n.º. 46 do Ministério do Trabalho) ser escoradas. Qualquer acidente que envolva vidas humanas tornará o responsável pela obra passível de responder por tal ocorrência

perante a lei. Logo, em caso de haver uma indecisão sobre qual tipo de escoramento a ser executado, deve-se selecionar sempre para um de qualidade superior.

Os principais elementos que constituem o escoramento são a estronca, longarina, pranchas, chapuz e ficha. Segundo Mendonça (1987a), estes elementos possuem as seguintes características:

- Estroncas: são as peças introduzidas transversalmente às valas e tem a função de transmitir a força resultante do empuxo da terra de um lado para o outro da vala, podendo ser de madeira ou aço.
- Longarinas: são as peças introduzidas longitudinalmente (paralelas ao eixo da vala) e servem para solidarizar o conjunto e transmitir o esforço às estroncas. Podem ser de aço ou madeira.
- Pranchas: são as peças verticais que recebem diretamente o empuxo de terra e podem ser de madeira (pinho e peroba).
- Quadros: são as estruturas formadas pelas longarinas e estroncas.
- Chapuz: são peças que servem para calçar as longarinas e evitar que os quadros se desloquem verticalmente.
- Ficha: é a parte do escoramento que fica cravada além da cota final de corte da vala.

Os principais tipos de escoramento são pontaleamento, aberto ou descontínuo e contínuo ou fechado. O escoramento com pontaletes não possui longarinas e é geralmente utilizado em terrenos argilosos de boa qualidade em valas com profundidade não superior a 2,00 m.

De acordo Nuvolari (2003), o escoramento do tipo descontínuo é normalmente utilizado em terrenos firmes, sem a presença de água do lençol freático, em valas com profundidades de até 3,00m. A Figura 117 apresenta o escoramento do tipo descontínuo. ABNT (1992), na NBR 12.266, recomenda que o escoramento descontínuo possua as seguintes características:

- Tábuas de 0,027 x 0,30m,
- Espaçamento de 0,30m,
- Travadas horizontalmente por longarinas de 0,08m x 0,16m em toda a sua extensão,
- As estroncas devem ser espaçadas de 1,35 m, sendo que a primeira estronca deve estar colocada a 0,40m da extremidade da longarina,
- Espaçadas verticalmente de 1,00m com estroncas de 0,20m.



Figura 117. Escoramento de vala do tipo descontínuo

O escoramento do tipo contínuo cobre todas as paredes laterais da vala, não deixando espaçamento entre as pranchas, como ocorre no descontínuo. A vantagem deste tipo de escoramento é que o mesmo pode ser utilizado em qualquer tipo de solo, salvo em terrenos arenosos. A Figura 118 apresenta a utilização de escoramentos contínuo na construção de emissários de esgotos, que geralmente apresentam profundidades mais elevadas.



Fonte: Archel (2007)

Figura 118. Escoramento de vala do tipo contínuo

Ainda, segundo a NBR 12.266/1992, recomendam-se as seguintes características para o escoramento contínuo:

- Tábuas de 0,027 x 0,30m,

- Estroncas espaçadas de 1,35m e menos das extremidades das longarinas, de onde as estroncas devem estar a 0,40m,
- Espaçadas verticalmente de 1,00m com estroncas de 0,20m,
- As tábuas devem estar travadas umas às outras horizontalmente por longarinas de 0,06 x 0,16m em toda sua extensão.

Embora o escoramento contínuo opere em solos com boas condições, o mesmo só deve ser retirado após ter sido executado parte do reaterro da vala e ter sido liberado pela fiscalização (PEREIRA e SOARES, 2006).

Há, ainda, os escoramentos que são utilizados em casos mais específicos. Um destes é executado com pranchas macho-fêmea, nomeados por Nuvolari (2003) como tipo “especial”. Segundo o mesmo autor, são executados em todo tipo de solo e, principalmente, nos arenosos na presença do lençol freático, pois as pranchas macho-fêmea não permitem a passagem do solo junto com a água, podendo ser utilizados em substituição aos contínuos nas valas com profundidades maiores que 4,00m.

As valas podem também ser escoradas com pranchões de peroba e com perfis, longarinas e estroncas metálicas, denominado por Nuvolari (2003) como escoramento do tipo misto, devido à sua combinação metálico-madeira. São utilizados em valas muito profundas, quando os outros tipos de escoramento não dão a segurança necessária. O material escavado deve ser posto a uma distância, no mínimo, igual à profundidade da vala. A Figura 119 apresenta o escoramento do tipo metálico-madeira, com as estroncas e longarinas de madeira e os pranchões são metálicos.



Figura 119. Escoramento de vala do tipo metálico-madeira

Esgotamento

As escavações nas valas não podem ter suas estabilidades comprometidas em qualquer circunstância. Devido às chuvas ou infiltração do lençol freático, devem ser previstas bombas para o esgotamento das águas que porventura venham a adentrar nas valas, para que as mesmas não comprometam a estabilidade das escavações e, assim, dificultem assentamento das tubulações. É importante que se drene a água para pontos mais baixos – que funcionam como um poço provisório – e que seja instalada uma bomba para esgotar a água.

Para Nuvolari (2003), as bombas geralmente são do tipo submersível, acionada com motor tipo explosão à gasolina. No caso de haver energia elétrica de fácil acesso no local a esgotar, podem ser previstas bombas acionadas por motor elétrico. Na Figura 120 pode ser observado no trecho, águas provenientes de chuvas e que não foram esgotadas. É importante que as equipes, tanto de construção como de fiscalização, atentem para desmoronamentos no solo em virtude da presença de água na vala como forma de preservar a integridade física dos trabalhadores.



Figura 120. Águas provenientes de chuvas

14.2.5. Assentamento da tubulação

Algumas precauções são importantes para o assentamento dos tubos, como transporte de onde o mesmo está localizado até o fundo da vala, que pode ser realizado de forma manual ou mecânica através de equipamentos adequados. Ultimamente, as companhias de saneamento estão utilizando materiais de tubos que sejam mais fáceis de serem manuseados e instalados, como tubos de PVC com juntas elásticas integradas.

Conforme citado no item escavação, deste capítulo, a execução do assentamento deve ser realizada no sentido inverso do fluxo do esgoto, ou seja, de jusante para montante. As tubulações podem ser assentadas no próprio terreno (assentamento simples), em lastro de pedra britada nº 4, laje e berço. Nessa última, o coletor é assentado sobre um berço de concreto, apoiado sobre um lastro de concreto magro, que, por sua vez, é construído sobre um lastro de pedra britada nº 4. Se o material encontrado no fundo da vala for de baixa qualidade, o mesmo deve ser substituído por um de qualidade superior, como brita ou areia. O correto assentamento do conduto evita que o mesmo saia da sua posição original e, conseqüentemente, leve ao desgaste das juntas e quebra da tubulação (dependendo do tipo do material do tubo empregado). Na Figura 121 é apresentado o trabalho de assentamento de coletores de esgoto.



Figura 121. Assentamento de tubulação

Reaterro

O reaterro ou reposição de terra é definido pelo encobrimento dos tubos com o material (solo) proveniente das escavações ou de empréstimo. Sempre que a tubulação for assentada, verificado o alinhamento, a declividade e a estanqueidade, é importante que a vala seja aterrada de imediato.

A qualidade do solo indica se haverá material de empréstimo ou não no reaterro da vala. Caso seja de boa qualidade, sem a presença de barro ou pedras, a reposição pode ser feita com este material. Se o solo for de baixa qualidade, deverá ser adquirida terra de outro local com volume suficiente para cobrir a tubulação, no mínimo, 50cm da cota da geratriz superior do tubo. Antes de se reaterrar, faz-se necessário observar se algum material estranho tenha adentrado na vala como raízes, restos de pavimento, pedras, raízes, pedaços de madeira etc.

Segundo Mendonça (1987b), a carga de um reaterro em um coletor depende da largura da vala, profundidade, peso específico do material de reposição e características de atrito do solo. De acordo com o mesmo autor, o solo de reaterro tende a recalcar em

relação ao solo original na qual a vala foi escavada. Tal movimento no sentido de cima para baixo induz o esforço cortante no sentido contrário o qual suporta parte do peso do reaterro.

A compactação do material pode ser realizada de forma manual com socadores a cada camada, já a mecânica é feita a partir de pressão ou vibração do solo e pode ser por: impacto, vibração, pressão estática ou amassamento.

Assim como na escavação, a utilização de máquinas de maior porte para compactação mecânica é recomendada para valas de maior largura. As camadas a serem compactadas devem ser pouco espessas e não excederem 20cm. O ensaio a ser realizado em campo deve ser do tipo Proctor Normal, com γ_s variando entre 95 e 100%, e umidade em torno de $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima no mesmo ensaio, segundo recomendações de Nuvolari (2003).

O tipo de compactação, bem como a espessura das camadas deve ser definido no termo de referência da execução da obra e cabe à fiscalização cumpri-los. O Quadro 5 apresenta os tipos de compactação e equipamentos relacionados com o tipo de solo. A compactação por vibração é realizada por placas vibratórias ou vibradores de imersão e é recomendada para solos arenosos, e por impacto são utilizados os chamados “sapos mecânicos”, bastante comuns em obras de saneamento. A pressão, como meio de compactação, é dada pela utilização de rolos compressores com pouca largura, de modo que se possa trabalhar com segurança dentro das valas. O “amassamento” é a forma de adensar o solo através de força manual (soquetes) ou por rolos pés-de-carneiro.

Quadro 5. Tipos de compactação e equipamentos relacionados com o tipo de solo

Tipo de solo	Compactação recomendada	Equipamento recomendado
pedregulho	vibração	placa vibratória ou vibrador de imersão
argila ou mistura argilosa com solos de outras granulometrias	impacto pressão estática amassamento	sapo mecânico ou soquetes manuais rolo compressor rolo pé de carneiro

Fonte: Nuvolari (2003)

Execução/Construção dos órgãos acessórios da rede

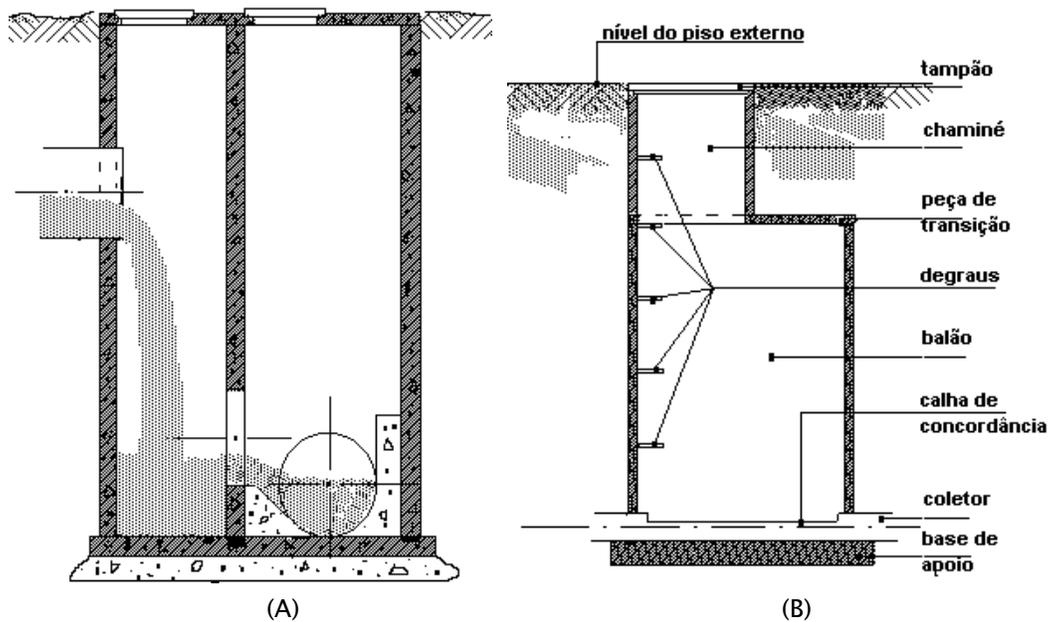
O projeto do sistema de esgotamento sanitário deve especificar o tipo de construção do poço de visita, com a laje de fundo podendo ser de concreto armado ou simples. Os poços de visita podem ser construídos em alvenaria de blocos de cimento ou tijolos maciços, rejuntamento com argamassa de cimento e areia em 1:1. As canaletas devem ser construídas sobre a laje de fundo e apresentarem plena concordância com os condutos afluentes e efluentes. A Figura 122 mostra um poço de visita construído em alvenaria.



Fonte: Prefeitura Municipal de Amparo (2008)

Figura 122. Poço de visita construído em alvenaria

Recentemente, algumas concessionárias estão optando pelo PV sem a chaminé, com anéis de concreto pré-moldado de diâmetro de 1,00 m. Alguns autores sugerem que o PV deve ter apenas o balão para profundidades de até 2,50m. Para profundidades acima de 2,50m, a altura do balão permanece fixa, com vão livre de 2,00m entre a banquetta e laje superior, podendo variar a altura da chaminé.



Fonte: Fernandes (2008)

Figura 123. Poço de visita: (A) sem chaminé; (B) com chaminé

Os terminais de inspeção e limpeza podem ser construídos em alvenaria ou em aduelas pré-moldadas de concreto armado, podendo os mesmos ser adquiridos fabricados em PVC (TIL radial), conforme ilustra a Figura 124. Para profundidades até 1,80m, normalmente são construídos em alvenaria e em anéis pré-moldados até profundidades de 3,00m no máximo.



Fonte: Redebras (2007)

Figura 124. - TIL radial

SERVIÇOS COMPLEMENTARES

São serviços que complementam a implantação da rede coletora de esgoto. Esses serviços compreendem o teste de estanqueidade das juntas dos tubos, a repavimentação (recomposição de pavimento), instalação da ligação predial e limpeza final da obra.

14.3.1. Teste de estanqueidade

As juntas nas tubulações devem ser estanques, evitando, assim, a contaminação do lençol freático por vazamentos casuais, bem como impedindo a entrada de água pelas juntas dos tubos, o que contribui para o aumento da vazão.

O teste deve ser efetuado após o assentamento dos condutos tanto por gravidade como em linhas de recalque (pressurizadas) e pode ser realizado por ensaios hidrostáticos e pelo método da fumaça. O ensaio hidrostático é mais elaborado, porém com a permissão e acompanhamento da fiscalização pode ser substituído pelo teste da fumaça, que é mais simples.

O teste da fumaça é feito fechando-se uma das extremidades do tubo e pelo outro lado introduzindo-se fumaça insuflada por uma ventoinha. Caso existam juntas com falhas, a fumaça tende a sair por elas (NUVOLARI, 2003).

Vale ressaltar os novos tubos que apresentam as juntas elásticas integradas que garantem, segundo os fabricantes, tubos livres de vazamentos e infiltrações, conforme Capítulo: Tipos de Bombas, Variação de Rotação e Motores.

14.3.2. Repavimentação

Seja qual for o tipo de pavimento que foi removido da via pública para a construção das redes coletoras de esgoto sanitário, o mesmo deverá ser reconstruído em menor tempo possível, já que obras desta natureza obstruem a passagem de pedestres e veículos. A imediata recomposição do pavimento também protege a tubulação já

assentada. Pereira e Soares (2006) recomendam que este serviço deva ter qualidade igual ou superior à situação existente antes da implantação da rede coletora. Caso o pavimento seja asfáltico, o revestimento deve ser adensado com rolos lisos com vibração.

Alguns cuidados devem ser tomados na recomposição, principalmente quando a pavimentação é constituída de paralelepípedos e blocos sextavados, os quais devem ter suas juntas calafetadas com asfalto queimado, com o objetivo de se evitar a remoção da areia pelas águas de chuva, como sugere Nuvolari (2003). A não observação pode acarretar em erosão da base e conseqüente destruição do pavimento.

14.3.3. Instalação da ligação predial

As ligações prediais devem apresentar declividade mínima e diâmetro mínimo de, respectivamente, 2% e 100mm. No coletor é conectado o selim e uma curva de 45° (podendo também ser usada uma de 90°) ou uma caixa de ligação, que vem eventualmente sendo substituída por TIL. A conexão do selim com o coletor pode ser observada na Figura 125.

De acordo com Pereira e Soares (2006), quando o coletor predial e o coletor público são de materiais diferentes, é necessário utilizar adaptador ou peça de ligação e nas instalações das ligações prediais devem ser atendidas as recomendações do fabricante.



Figura 125. Assentamento da Rede – Selim

14.3.4. Limpeza final da obra

Qualquer obra de construção civil está sujeita à limpeza final, pois são gerados resíduos dos mais diversos. Uma obra com boa gestão ambiental deve dispor seus resíduos em aterros específicos e tentar, ao máximo, separar materiais passíveis de reciclagem ou reutilização. A limpeza deve ser um fator constante durante a obra, pois sempre há o acúmulo de poeira e outros detritos dentro da área em construção. Após a implantação de uma rede coletora de esgotos, deve-se varrer e lavar as vias públicas.

Informações Cadastrais e Controle Operacional de Redes de Esgotos²

Autores: Almira dos Santos França e Claudiane Quaresma Pinto Bezerra.

Cadastro técnico de esgoto

O Cadastro Operacional de Redes de Esgoto Sanitário pode ser definido como a representação gráfica de trechos, de elementos de redes, interceptores e emissários através de desenhos e dados técnicos.

É considerado como um conjunto de informações, sistematicamente elaboradas e arquivadas, sob a forma de anotações ou representações gráficas, em arquivo analógico e/ou digital, que permitem a rápida identificação das características de uma rede de esgoto implantada.

A execução do cadastro operacional de redes pertencentes aos sistemas de esgoto sanitário operados ou em vias de serem operados pelos prestadores de serviços de saneamento permite de maneira simples e rápida, a localização física de tubos, poços de visitas, sifões, entre outros.

A existência de um cadastro constantemente atualizado permite a redução do tempo gasto para o atendimento aos clientes internos e externos da Empresa, bem como uma maior segurança na guarda das informações cadastrais e otimização do tempo gasto nos serviços de manutenção.

Os problemas causados pela falta de conhecimento do espaço físico, representados em uma moderna e confiável base cartográfica que permita ao gestor político e ao agente técnico formular propostas condizentes com os meios e a realidade local, podem trazer conseqüências muito danosas ao crescimento ordenado e sustentável do território. Por isto, ressalta-se a necessidade e importância de uma base cartográfica como referência espacial para o planejamento e desenvolvimento de projetos (SILVA, LEAL e CRUZ, 2004).

OBJETIVOS:

Apresentar e discutir a importância do cadastro e do controle operacional de esgoto para a melhoria do desempenho dos sistemas.

² Os autores deste capítulo agradecem à Companhia de Água e Esgoto do Ceará (CAGECE) pelo fornecimento das informações e, em especial, à pessoa do funcionário Francisco Aguiar Teixeira, supervisor da área de cadastro da Empresa.

A importância do cadastro técnico de esgoto

O cadastro é extremamente importante na operação e gestão dos serviços, uma vez que:

- Funciona como apoio no planejamento e execução de todas as atividades comerciais, de operação e manutenção dos sistemas.
- Melhora a qualidade de atendimento aos clientes.
- Permite uma correta aplicação das tarifas.
- Proporciona subsídio na gestão e planos de melhorias e de equilíbrio financeiro.
- Permite a identificação de melhorias com fins sociais e de governos.

Gerenciamento das informações

Diversas empresas do país utilizam-se do geoprocessamento para gerência das informações de redes de esgoto.

O geoprocessamento representa o conjunto de técnicas computacionais relacionadas à coleta, armazenamento e tratamento das informações espaciais ou georreferenciadas, para serem utilizadas em sistemas específicos a cada aplicação que, de alguma forma, utiliza-se do espaço físico geográfico (ULIANO, COELHO e OLIVEIRA, 2007).

Dentre os adotados, temos o Sistema de Informações Geográficas (SIG) que consiste em um sistema complexo que envolve uma série de elementos como informações cartográficas, computadores, softwares, banco de informações e equipe multidisciplinar. Este possibilita o armazenamento dos dados em um único ambiente, onde é possível analisar, manipular e mostrar graficamente as informações georreferenciadas.

O SIG possibilita a realização de conferência dos dados cadastrais de milhares de elementos semelhantes em poucos minutos. Aliado a outros equipamentos tais como o GPS, cria-se uma agilidade cadastral sem precedentes ao mesmo tempo em que se fornecem resultados cada vez mais confiáveis.

Elementos componentes do cadastro de esgoto

O cadastro de rede de esgoto é composto basicamente pelos seguintes elementos:

- Mapa Urbano Básico.
- Planta Geral.
- Planta de Rede Condominial.
- Planta Sub Bacia.

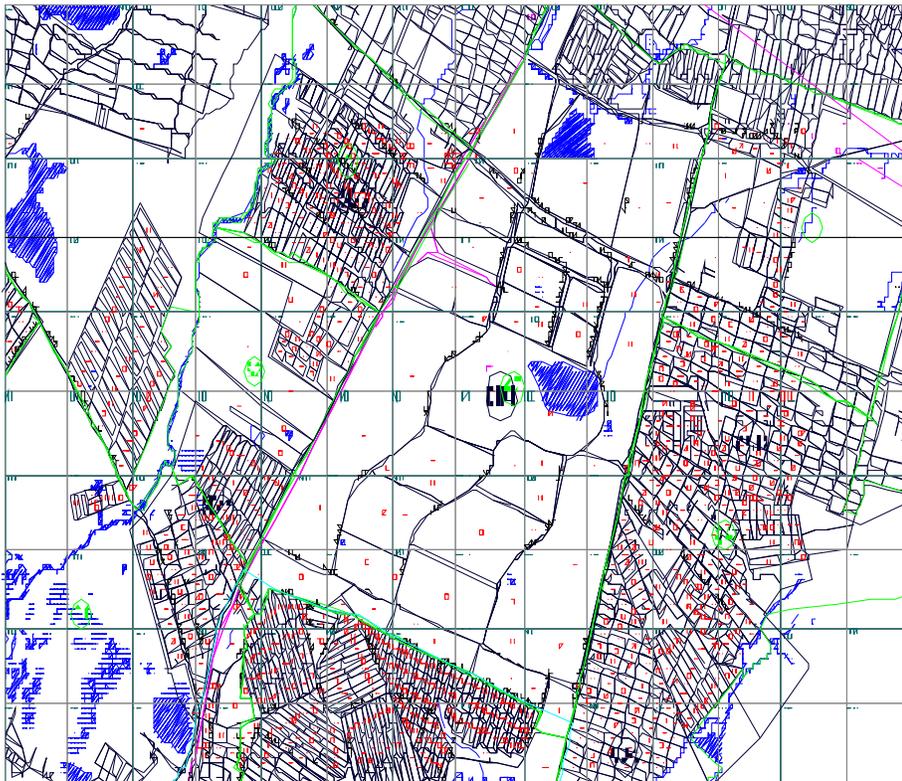
- Planta de Sub Quadrícula.
- Planta de Perfis.
- Planta de Detalhe de Interferência.
- Ficha de Ligação Domiciliar.

Mapa Urbano Básico

O Mapa Urbano Básico contém a codificação comercial do setor e da quadra, denominação dos logradouros, sub-setor comercial, bairro, hidrografia, limites de bacia e sub-bacia, pontos de referência, rede coletora de esgoto, macro redes (interceptores e emissários) e seus componentes (peças, estações elevatórias e de tratamento), além do sentido de esgotamento.

Pode ser chamado também de Planta Índice, sendo georreferenciada e elaborada no formato CAD (dwg), geralmente utilizando-se escala real de 1:1.000 e escala de plotagem de 1:10.000, representando a área geográfica de uma localidade.

Na Figura 126 é apresentado um exemplo de Mapa Urbano Básico:



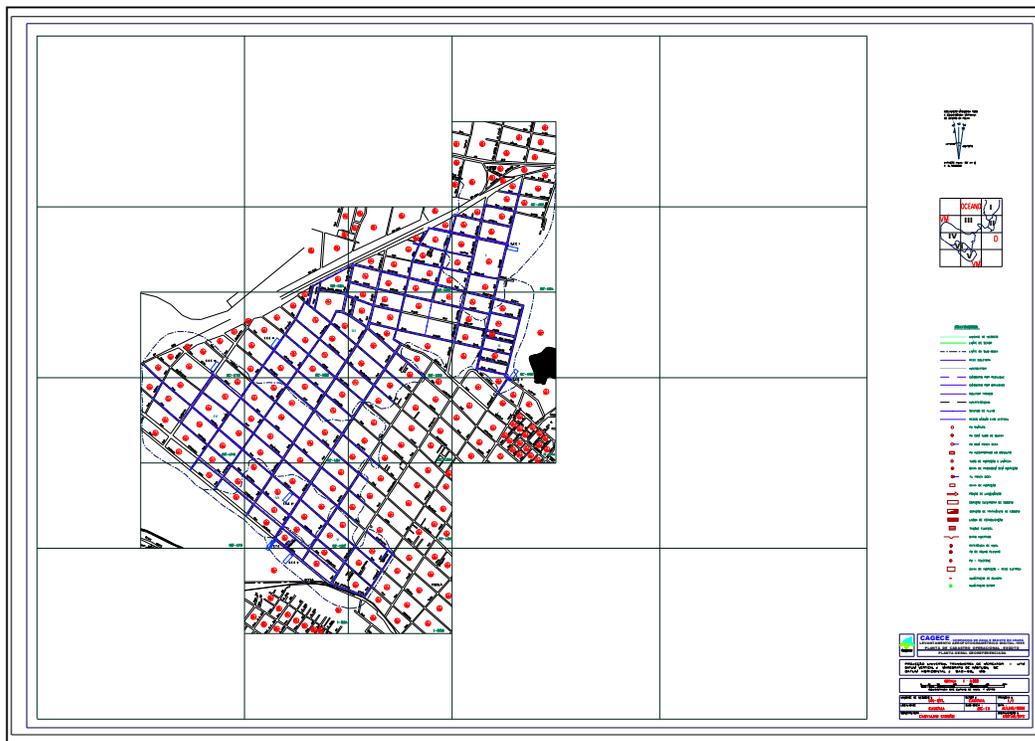
Fonte: CAGECE (2008).

Figura 126. Mapa Urbano Básico de Esgoto.

Planta Geral de Esgoto

A Planta Geral possui as mesmas informações indicadas na planta de sub-bacia. Deverá ser desenhada em escala de 1:5.000, preferencialmente no formato A1 (594 x 841) ou no A0 (841 x 1189) da ABNT, em função da área geográfica da sub-bacia, onde estejam representadas, em conjunto, as áreas de esgotamento, com delimitações de bacias e sub-bacias.

Apresentará indicação da travessia das vias públicas, assim como de obstáculos a serem transpostos como rios e outras canalizações existentes, denominação das vias públicas, referências dos eixos coordenados na direção norte-sul e leste-oeste, divisão em quadrículas, seguindo a nomenclatura adotada, traçado da rede coletora, coletores tronco, interceptores, emissários e seus componentes (poços de visita, estações elevatórias, estação de tratamento, til, etc.), código de cada quadrícula e identificação das quadras e setores.



Fonte: CAGECE (2008).

Figura 127. Planta Geral de Esgoto

Planta de Rede Condominial

A Planta Condominial deve conter diâmetro do coletor, sentido do fluxo, distância entre caixas de inspeção, afastamento do coletor em relação à divisa dos lotes, cotas de tampa e fundo das caixas de inspeção, lotes com numeração dos imóveis e indicativo da interligação do imóvel com a caixa de inspeção. Os coletores representados nessa planta são implantados intramuros (frente ou fundo de lote) ou passeio.

Deve ser geralmente elaborada em escala real de 1:1.000 e escala de plotagem de 1:5.000, no formato A1 (594 x 841) ou no A0 (841 x 1189) da ABNT.

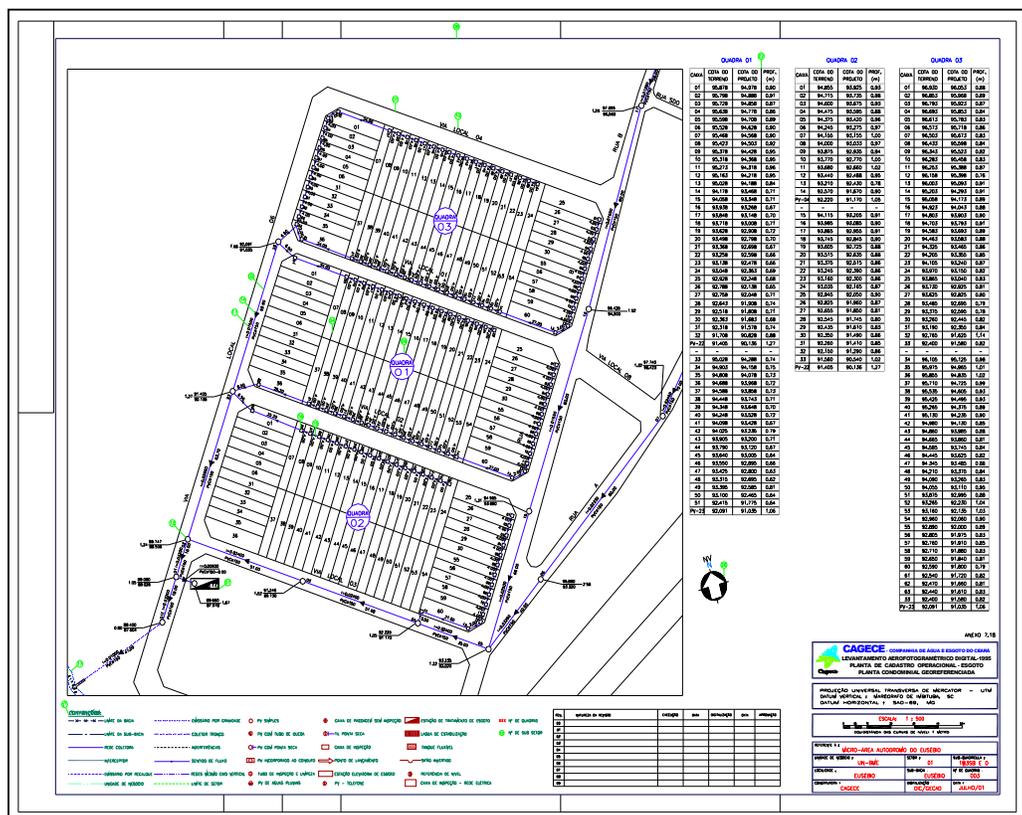


Figura 128. Planta de Rede Condominial.

Planta de Sub-Bacia

A Planta de Sub-bacia apresenta indicações da denominação das vias públicas, da divisão e código de cada quadrícula, rede coletora, coletor tronco, emissário, interceptor e seus componentes (poços de visita, til, estações elevatórias, estação de tratamento), sentido de esgotamento, divisão de sub-setor comercial e quadra.

O desenho deve estar georreferenciado e elaborado no formato CAD (.dwg), em escala real de 1:1.000 e escala de plotagem de 1:4.000, representando uma área geográfica específica de uma sub-bacia.

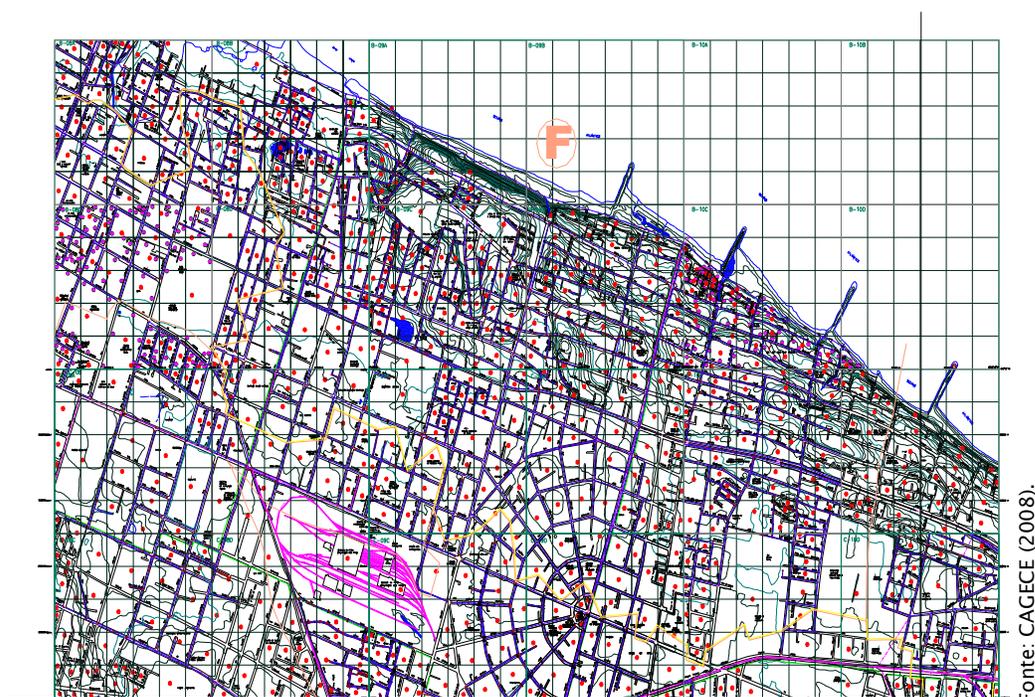
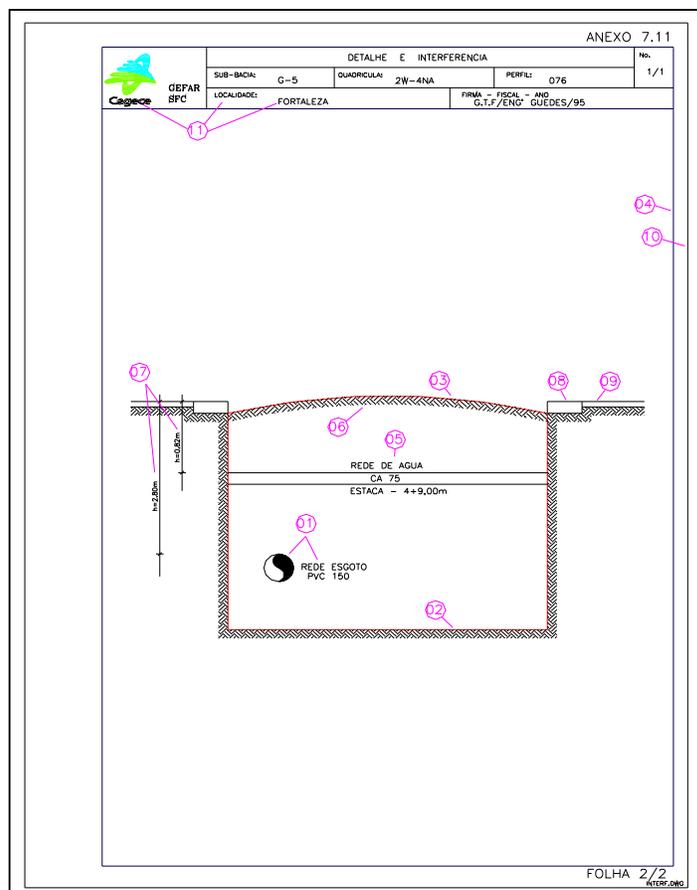


Figura 129. Planta de Sub-bacia de Esgoto

Planta de Sub-Quadrícula

As sub-quadrículas contêm numeração seqüencial dos trechos, identificação e numeração das peças (Poço de visita, til, caixa de inspeção, etc), sentido do fluxo dos coletores, interceptores e emissários, extensão dos trechos entre PV's, diâmetro das tubulações, tipo de material, cota do terreno, cota de fundo do afluente, profundidade do PV e inclinação do trecho, identificação dos RN's oficiais ou arbitrários, identificação das interferências, identificação das quadras e sub-setores comerciais e curvas de nível.



Fonte: CAGECE (2008).

Figura 132. Planta de Detalhe de Interferência.

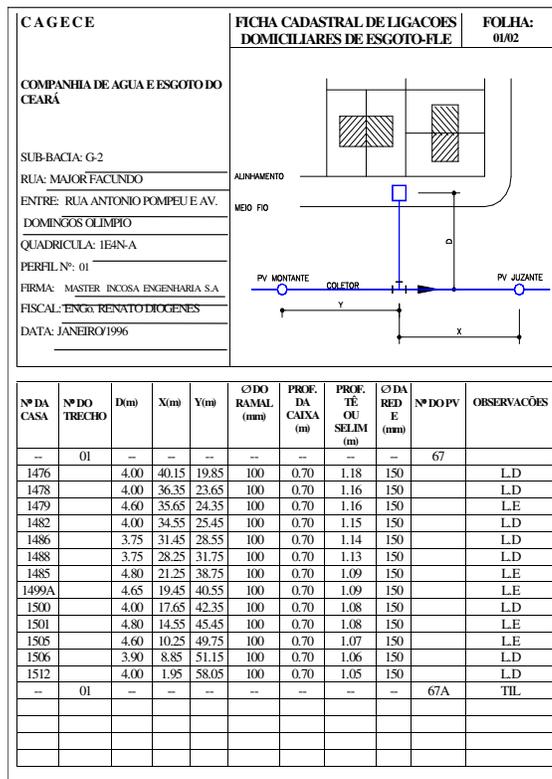
Ficha de Ligação de Esgoto

A Ficha de Ligação de Esgoto contém a numeração dos imóveis interligados, a distância do tê ou selim à caixa de inspeção, a distância do eixo do poço de visita de montante e jusante ao eixo do tê ou selim correspondente, diâmetro do ramal predial, profundidade da caixa, profundidade do tê ou selim, diâmetro da rede e a numeração de todos os poços de visita.

A ficha deve ser elaborada para cada perfil da rede coletora de esgoto, em formato de planilha, em tamanho A4 da ABNT.

Na sua execução, deverão ser observadas as seguintes etapas:

- Levantamento em campo dos dados necessários à sua elaboração.
- Confeção da Ficha de Ligação de Esgoto após conclusão dos ramais prediais do quarteirão de uma rua.



Fonte: CAGECE (2008).

Figura 133. Ficha de Ligação de Esgoto.

Atualização do Cadastro

A atualização deve ser feita através de um sistema de informações montado entre os diversos setores da Empresa que estejam envolvidos nesta atividade. Dessa forma, todas as alterações podem ser registradas de forma a dar subsídios para os serviços de ampliações, reparos, ligações domiciliares, remanejamentos, pesquisas e manutenção preventiva.

Introdução ao Controle Operacional de Redes Coletoras de Esgoto

A eficiência de uma estação de tratamento de esgoto depende fundamentalmente de sua operação e não se obtém um bom desempenho operacional em um sistema de esgotamento sanitário sem um bom plano de monitoramento e controle operacional. O processo de implementação de um Plano de Controle Operacional de Sistemas de Esgotamento Sanitário deve ser dinâmico, de forma que cada instrumento e cada sistema do Plano possa ser experimentado e adequado às particularidades e à dinâmica organizacional da empresa, e que, assim, ele possa ser permanentemente aperfeiçoado.

Em partes e no todo, o Plano deve ser flexível o bastante para ser adaptável à própria evolução gradual dos procedimentos operacionais e às várias estruturas organizacionais, inclusive a decorrente do maior controle operacional propiciado.

Objetivos do Controle Operacional

Os objetivos principais de um controle operacional de redes de esgotos estão descritos a seguir:

- Gerenciar o cadastro de redes de esgoto.
- Integrar informações dos bancos de dados cadastrais a outras bases de dados e fontes de informações.
- Disponibilizar estrutura para gerar novas bases de dados.
- Agilizar a busca de informações.
- Criar maior confiabilidade no cadastro por parte da empresa de saneamento.
- Difundir a consulta do sistema entre os demais setores da empresa.

Fases de Implementação do Controle Operacional

Podemos enumerar a seguir, algumas etapas para a elaboração de um Plano para desenvolvimento do controle operacional em um sistema de esgotamento sanitário:

1. Concepção e elaboração do Plano de Controle Operacional e seus instrumentos.
2. Discussão e aperfeiçoamento teórico pelo corpo técnico da Companhia de Saneamento.
3. Informatização dos instrumentos e dos sistemas.
4. Experiência piloto e consolidação.
5. Treinamento de pessoal e divulgação na Companhia.
6. Implantação.
7. Instalação.

As etapas de implementação do Plano, além da fase de concepção e antes que se passe à fase de implantação extensiva, compreendem: ampla discussão com o corpo técnico da companhia; informatização dos instrumentos e dos sistemas; uma fase de experimentação em universo restrito, mas sob condições reais; e treinamento do pessoal para adaptação aos novos procedimentos.

Se não houver a adesão dos técnicos, se não forem executadas as necessárias obras para correção de falhas de projeto e construção dos sistemas de esgotamento sanitário e se não for alocado para a operação pessoal suficiente, em quantidade e qualificação, para muito pouco servirá o Plano de Controle Operacional, por melhor que ele seja.

Principais Atividades Desenvolvidas para a Elaboração de um Plano de Controle Operacional

- Visitas de reconhecimento a todos os componentes do sistema de esgotamento sanitário, para conhecimento da realidade operacional.
- Análise de planos, projetos e outros documentos pertinentes já existentes.

- Definição de tipologias dos componentes do sistema.
- Concepção e elaboração dos instrumentos para cadastro e diagnóstico funcional do sistema.
- Elaboração de propostas de normas internas para recebimento de obras.
- Concepção e elaboração dos instrumentos para registro de informações e controle de tarefas da operação de rotina do sistema e para as vistorias de supervisão da operação.
- Definição dos aspectos fundamentais do monitoramento e dos parâmetros a serem analisados com respectivas frequências de amostragem.
- Concepção dos sistemas setoriais e do organograma de inter-relacionamento.
- Concepção do sistema geral de fluxo de informações, tomada de decisões e ordenamento de providências, e elaboração do organograma funcional do Plano.

Elementos Importantes a Serem Considerados para Implantação do Controle Operacional

O sistema de cadastro e caracterização funcional e operacional detalhada dos sistemas de esgotamento sanitário engloba as atividades necessárias para a implantação e atualização do cadastro de projetos e do cadastro operacional, incluindo com suas atividades: aquelas relativas aos diagnósticos funcionais detalhados e às avaliações cadastrais das condições operacionais dos sistemas e também aquelas inerentes ao aperfeiçoamento dos respectivos formulários e à gestão do banco de dados. Assim, fornece informações fundamentais para os sistemas de elaboração e revisão de manuais e roteiros de operação e elaboração e revisão de normas para recebimento de obras.

O sistema de elaboração e revisão de normas internas, manuais de operação e procedimentos de manutenção e operação, são os elementos de maior importância para a manutenção da base de dados do controle operacional, uma vez que são responsáveis pelas atividades necessárias à elaboração e revisão dos principais instrumentos de recebimento de obras e de instrução operacional, através dos quais são ajustados e aperfeiçoados os procedimentos operacionais.

O adequado procedimento de recebimento de obras garante a qualidade das obras e procedimentos corretos, ambos fundamentais para a performance funcional dos sistemas. Ele interage com o sistema de monitoramento e autoriza o início da operação.

As atividades necessárias à operação do sistema no seu próprio âmbito, ou seja, nos domínios do operador do sistema, podem ser reunidas em um sistema de operação e manutenção de rotina do sistema, as quais se dividem em dois grupos principais de atividades: inspeção e registro de ocorrências e controle de tarefas. Nelas é onde se desenvolvem as ações da operação de rotina.

Além das vistorias de inspeção da operação, a análise dos dados do sistema de operação juntamente com os respectivos dados do monitoramento e, à luz de um maior conhecimento dos procedimentos operacionais apropriados, corrige, ajusta,

reorienta e controla a operação do sistema de forma imediata, embora as correções de procedimento mais estruturais venham através dos manuais e roteiros de operação e manutenção. Também podem ser utilizadas para processar os dados de operação para alimentar o sistema de avaliação constante e controle funcional e qualitativo, de forma analítica, o que orienta as tomadas de decisões.

Para o controle de pessoal (quantidade, atribuições e qualificação), devem-se utilizar os instrumentos de rotina já praticados na Companhia, os quais devem ser aperfeiçoados. Podem ser sistemas independentes, no sistema geral de controle operacional, ou podem fazer parte do sistema de avaliação permanente e controle funcional e qualitativo da operação.

A constante avaliação e controle funcional e da qualidade da operação é o sistema da inteligência final do Plano de Controle Operacional. Abrange as atividades de avaliação, de controle funcional e de controle da qualidade da operação, no âmbito de toda a Companhia de Saneamento. Recebe, processa e analisa os dados provenientes dos sistemas de supervisão, do sistema de monitoramento, do sistema de recebimento de obras e dos sistemas de controle de insumos e de pessoal e, agregando as informações que constam das avaliações funcionais e das condições operacionais do sistema de cadastro, realiza a avaliação crítica permanente, extensiva e plena da operação e solicita providências.

De uma forma geral, o controle operacional de redes de esgoto visa à implantação de estudos continuados para otimização dos recursos do setor de manutenção de redes de esgotos, que irá colaborar para a melhoria operacional do sistema como um todo, contribuindo, assim, para a melhoria da qualidade dos serviços prestados e diminuição do tempo de atendimento.

Os estudos provenientes do controle operacional apontarão a necessidade ou não de contratação de pessoal, aquisição de equipamentos e terá como meta o atendimento ao usuário (para desobstrução de rede, por exemplo) num tempo inferior ao que vinha sendo obtido anteriormente à sua implantação.

Para diminuir o número de entupimentos, extravasamentos e para eliminar as ligações cruzadas, deve ser implantado um programa de conscientização e educação ambiental com o objetivo de vistoriar todos os imóveis, com a finalidade de verificar as condições das instalações hidrosanitárias e pluviais dos mesmos. Nesse contexto, deve-se prestar uma orientação técnica aos usuários quanto à utilização adequado do sistema de coleta e tratamento de esgoto, contribuindo assim forma para a melhoria do meio ambiente, da saúde, da qualidade de vida e da satisfação da população.

Interferências com o Sistema de Drenagem Urbana e Outras Redes de Serviços Urbanos.

Autores: Francisco de Assis Cavalcanti Bezerra

OBJETIVOS:

Apresentar e discutir a importância do conhecimento das interferências com sistema de drenagem urbana e outras redes de serviço.

CRESCIMENTO POPULACIONAL E SEU IMPACTO NA DRENAGEM URBANA

Crescimento Populacional no Brasil

Segundo os dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, o Brasil em 1980 possuía uma população 121.150.573 habitantes, sendo a sua população urbana da ordem de 82.013.375 habitantes, o que equivalia a 67,69%. No ano 2000, verifica-se que a população total do Brasil chegou a 169.590.550 habitantes, sendo que a população urbana perfazia o total de 137.755.550 habitantes, correspondendo a 81,23%. Já no ano de 2005, a população estimada do Brasil corresponde a 184.388.620 habitantes, com uma população urbana de 152.711.363 habitantes, correspondendo a 82,82% (IBGE, 2005).

Os números apontam um crescimento populacional na ordem de 52,19% no período correspondente a duas décadas e meia, registrando ainda um aumento na população urbana de 86,20%, o que representa uma maior densidade demográfica nas grandes metrópoles.

Crescimento Populacional em Fortaleza

Como mencionado acima, as grandes cidades do nosso país recebem hoje um ritmo de crescimento acelerado de sua população. Isto acarreta a necessidade de nossos governantes administrarem estes grandes centros urbanos com mais técnica e eficiência, para que possam conciliar o crescimento populacional aos fatores de infraestrutura urbana, nas áreas da saúde, educação, habitação e saneamento básico.

No caso da cidade de Fortaleza esta realidade não difere. Segundo dados publicados pelo IBGE, a cidade hoje já é considerada como a 4ª capital nacional em termo populacional, com 2.416.920,00 habitantes, o que representa um crescimento demográfico preocupante para qualquer governante (IBGE, 2006).

O índice de crescimento populacional anual, constatado nos últimos 6 anos, foi de 2,13%. Essa realidade pode ser constatada através análise feita entre os dados divulgados pelo censo realizado pelo IBGE em 2000, que apontava uma população de

Fortaleza com o número de 2.138.234 habitantes, com os números da população atual, que apontam para um crescimento percentual na ordem de 13,03% ao longo do período de 06 anos.

Observamos, no entanto que nosso desenvolvimento de infra-estrutura urbana, não acompanhou o ritmo de crescimento populacional. Como consequência tem vários impactos negativos do desenvolvimento urbano, como o crescimento do número de favelas, falta de saneamento básico, com problemas decorrentes da ausência de rede de esgoto, rede de drenagem urbana, fatores que afetam diretamente o meio ambiente e a saúde pública.

Análise do impacto das interferências na rede de drenagem urbana

No geral, em todo Brasil, a drenagem urbana é efetuada por meio de uma estrutura técnica, vinculada diretamente à secretária de obras dos Estados e Municípios.

É comum nessas Secretarias haver um problema de falta de integração com os órgãos responsáveis pela infra-estrutura da urbana dos municípios. Não havendo, portanto uma integração de planejamentos e ações das obras de rede de drenagem, rede de esgoto, rede abastecimento de águas, pavimentação dentre outros.

A inexistência de um planejamento adequado tem ocasionado problemas múltiplos na rede de drenagem, onde os mais comuns estão relacionados às interferências da rede de esgoto, rede abastecimentos de água, sem falar dos resíduos sólidos que são jogados diretamente nas galerias.

Para se ter um exemplo, no caso específico da cidade de Fortaleza, a estrutura de funcionamento dos órgãos foi dimensionada de forma que a drenagem urbana, os resíduos sólidos e a gestão ambiental são entregues a diferentes órgãos do Município, respectivamente: Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano e Infra-Estrutura – SEINF, Empresa de Limpeza Urbana do Município – EMLURB e Secretaria do Meio Ambiente do Município – SEMAM. Esse modelo de gestão tem dificultado o gerenciamento integrado do Município, fator esse imprescindível para sustentabilidade ambiental do Município.

A sustentabilidade dos sistemas requer, pois, uma nova concepção de gestão e execução dos projetos de infra-estrutura, de tal forma que permita um processo contínuo e integrado de estudos e análises dos sistemas de esgoto, água, resíduos sólidos, drenagem urbana e gestão ambiental, como sugestão é demonstrado na Figura 134.

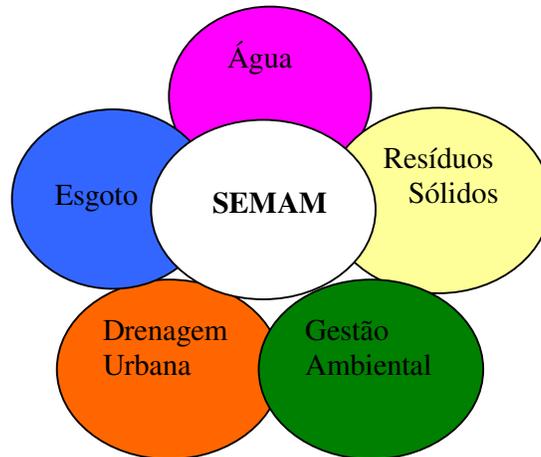


Figura 134. Modelo para sustentabilidade ambiental de Fortaleza

A ausência de um planejamento integrado desses órgãos tem provocado problemas sérios na infra-estrutura. Para os municípios ocorrem desperdícios de recursos públicos em decorrência da ausência de planejamento, onde os pavimentos das vias urbanas são demolidos sem nenhuma programação definida entre os outros serviços. No sistema de drenagem, em decorrência das obstruções, ocorre refluxo, causando inundações trazendo prejuízos à população.

Para exemplificar o que foi apresentado, é mostrado a seguir através de documentação fotográfica diferentes tipos existentes de interferência entre os diferentes sistemas:

Interferência da rede de esgoto no sistema de drenagem.



Fonte: SEINF (2003).

Figura 135. Rede de esgoto de 200 mm, na seção interna da galeria, Rua Coronel Nunes de Melo (Fortaleza).

Interferência da rede de água no sistema drenagem.



Fonte: SEINF (2003).

Figura 136. Adutora de abastecimento de águas 400mm, na seção interna da galeria, Av. Washington Soares. (Fortaleza).

Ligações clandestinas no sistema de drenagem.



Fonte: SEINF (2007).

Figura 137. Ligação clandestina (Esgoto), na galeria circular da Rua Cel. Nunes de Melo (Fortaleza)



Fonte: SEINF (2007).

Figura 138. Ligação clandestina (Esgoto), na parte superior da galeria circular Rua Cel. Nunes de Melo (Fortaleza).

Sistema de telefonia, gás e rede elétrica no sistema de drenagem.

Estes sistemas não interferem tanto quanto os demais, porque sua locação na via pública encontra-se sobre os passeios e sua altimetria não depende da gravidade, assim como as tubulações de esgoto e de drenagem.



Fonte: SEINF (2007).

Figura 139. Tubos de PVC, com cabos da TELEMAR, situados sobre o passeio. Avenida Beira Mar (Fortaleza).

Crescimento da construção civil e seu impacto no sistema de drenagem.

Com o aumento populacional nos grandes centros urbanos, ocorreu uma urbanização desordenada, onde a construção civil em muitos casos prejudica os nossos sistemas de drenagem através de construções irregulares através de aterros em áreas de preservações e obstruções dos riachos e canais, como pode ser visto na Figura 141.



Figura 140. Canal Riacho Pajeú próximo a Rua dos Porcinhos – Fortaleza.

Conclusões

O aumento significativo na densidade demográfica urbana impõe novos desafios e obstáculos para a gestão pública. Não podemos conceder desta forma uma administração simplista, que não considera os impactos de ações no meio ambiente e conseqüente qualidade de vida de seus moradores.

A eficácia de uma política pública de desenvolvimento urbano passa necessariamente pela integração de seus órgãos e articulação com os setores responsáveis pelo avanço da infra-estrutura básica.

Como alternativa para solucionar esta situação encontrada em muitas cidades brasileiras, é importante a elaboração de um plano de ação que contemple ações corretivas e preventivas, que permitam diminuir de imediato o impacto ao meio ambiente, melhorando o escoamento das águas pluviais evitando inundações e enchentes nas zonas urbanas.

Dentre as ações prioritárias destacam-se:

- Planejamento integrado entre os órgãos do município e estado,
- Trabalho educativo com a sociedade em geral, através de campanhas em redes de televisões, rádios, escolas, etc,
- Notificações com multas aos infratores,
- Fiscalização com eficiência através dos órgãos municipais.

Referências

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7229. Projeto, Construção e Operação de Sistemas de Tanques Sépticos, 1993, 15 p.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR-9649 – Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR-12266 – Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem urbana. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR-14486 – Sistemas enterrados para condução de esgoto sanitário. Projeto de redes coletoras com tubos de PVC. Rio de Janeiro: ABNT, 2000.
- ALEM SOBRINHO, P.; TSUTIYA, M. T. Universidade de São Paulo. Coleta e transporte de esgoto sanitário. 2ª. ed. São Paulo: Departamento de engenharia hidráulica e sanitária, 2000. 547p.
- AMANCO. Catálogo AMANCO Tubosistemas® para infra-estrutura. Disponível em: <http://www.amanco.com.br/public/downloads/catalogo_infraestrutura.pdf>. Acesso em 22 ago. 2007.
- ANDRADE, Carlos Roberto Monteiro de. O plano de Saturnino de Brito para Santos e a construção da cidade moderna no Brasil. Revista Espaço e Debate, São Paulo, n.34, p.55-63, 1991.
- ANDRADE NETO, CÍCERO. O. Participação da comunidade na implantação e na operação de sistemas de esgotos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 20., 1999. Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABES, 1999. 1 CD-ROM.
- AQUA. AQUA: Água, Gestão e Consumo. Disponível em: <<http://www.aqua.eng.br/artigos%20tecnicos%201.htm>>. Acesso em: 14 ago. 2007.
- ARAUJO, R. As Unidades do Sistema. In: NUVOLARI, A. (coord.); Faculdade de Tecnologia de São Paulo. Fundação de apoio à tecnologia; Centro Paula Souza. Esgoto Sanitário: Coleta, Transporte, Tratamento e Reúso Agrícola. São Paulo: Edgard Blucher, 2003c. 520 p. Capítulo 4.
- ARAUJO, R. O Sistema de Esgoto Sanitário. In: NUVOLARI, A. (coord.); Faculdade de Tecnologia de São Paulo. Fundação de apoio à tecnologia; Centro Paula Souza.

- Esgoto Sanitário: Coleta, Transporte, Tratamento e Reúso Agrícola. São Paulo: Edgard Blucher, 2003a. 520 p. Capítulo 3.
- AZEVEDO NETTO, José M. de,. Manual de hidráulica. 8. ed. atual. São Paulo: Edgard Blücher, 2002. 669 p.
- AZEVEDO NETTO, José M. Tecnologias inovadoras y de bajo costo utilizados em los sistemas de alcantarillado. Washigton, D.C.: [s.n.], jul.1992. p. 41–51.
- BARBOSA, P. S. F. FRANCATO, A. L. Sistema de Esgotamento Sanitário do Ribeirão Anhumas. Disponível em: <<http://www.fec.unicamp.br/~ec517/anhumas-esgoto.htm>>. Acesso em 26 mar. 2008.
- Botto. Avaliação do processo de desinfecção solar (SODIS) e de sua viabilidade social no Estado do Ceará. Dissertação de Mestrado. Fortaleza: Universidade Federal do Ceará, 2006.
- BRASIL. Lei nº. 9503, 23 de setembro de 1997. Disponível em <<http://www.lei.adv.br/9503-97.htm>>. Acesso em 17 ago. 2007.
- CAMPOS, J. R. (Coordenador). Tratamento de Esgotos Sanitários por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo; Rio de Janeiro, ABES, 1999, 464 p.
- CASA DO SOLDADOR. Disponível em: <<http://www.casadosoldador.com.br/novo/produtos2.php?classificacao=0015>>. Acesso em 26 mar. 2008.
- Castiñeira, t. m. p. p. et al. Febre Tifóide. Centro de Informação em Saúde para Viajantes. <http://www.cives.ufjf.br/informacao/ftifoide/ft-iv.html> (acesso em 30.05.2007).
- CETESB. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. Sistemas de Esgotos Sanitários. 2ª. ed. São Paulo: CETESB, 1977. 467 p.
- CHERNICHARO, C. A. L Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias – Reatores Anaeróbios, Volume 5, 2a ed. Belo Horizonte, UFMG, 2007, 380 p.
- CRESPO, P. G. Sistema de Esgotos. Belo Horizonte: Editora UFMG, 1997. 131 p.
- CYNAMON, Szachna Eliaz. Sistema não convencional de esgoto sanitário a custo reduzido, para pequenas coletividades e áreas periféricas. 2. ed. Rio de Janeiro: Ministério da Saúde, Fundação Oswaldo Cruz, Escola Nacional de Saúde Pública, 1986.
- DOS SANTOS, A. B. Processos de Tratamento e reúso de esgotos. RECESA, Ministério das Cidades, 2008.

ENNES. Ysnard Machado. O saneamento no Brasil, repassado à luz da tecnologia apropriada. Revista Mineira de Engenharia, v.3, n. 6, p. 13–16, 1989.

ESCO. Esco Corporation. Disponível em: <http://www.escocorp.com/markets/mining/dragline_buckets.html>. Acesso em 26 mar. 2008.

FERNANDES, C. Notas de aula: saneamento básico e engenharia sanitária. Disponível em: <<http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/>>. Acesso em 26 mar. 2008.

FUNASA (Fundação Nacional de Saúde). Manual de saneamento, 3a ed, Brasília, Fundação Nacional de Saúde, 2006, 408 p.

Gerência de Cadastro e Faturamento – GEFAR. Companhia de Água e Esgoto do Ceará – CAGECE, Fortaleza, 2008.

HELLER, L. Saneamento e Saúde. Brasília: OPAS / OMS, 1997.

HWANG, N. H. C. e HITA, C. E. Fundamentals of Hydraulic Engineering Systems, 2nd Edition, Prentice–Hall Inc., 1987.

INTERNORTH. Construtora Internorth Ltda. Disponível em: <<http://www.construtorainternorth.com.br/pagina.php?id=15>>. Acesso em 26 mar. 2008.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA– IBGE. Estatcart – Sistema de recuperação de informações georreferenciadas Versão 2.0. 2004. (CD)

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA– IBGE. Plano Nacional de Amostra por Domicílios – PNAD de 2005. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/trabalhoerendimento/pnad2005/default.shtm>. (acesso em 29 mar. 2008)

JESUS DE MARI. Jesus de Mari Artefatos de Concreto. Disponível em: <<http://www.jesusdemari.com.br/>>. Acesso em: 13 ago. 2007.

JORDÃO, E. P., PESSOA, C. A. Tratamento de Esgotos Domésticos, 4a edição, Rio de Janeiro, 2005, 932p.

KLIGERMAN, Débora Cynamon. Esgotamento Sanitário: de Alternativa Tecnológica a Tecnologias Apropriadas – Uma Análise Técnica, Econômica e Social. 1995. 154 f. Dissertação (Mestrado em Planejamento Urbano) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1995.

- LEME, F. P. Planejamento Introdução à Engenharia do Saneamento Ambiental. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos, 1982. 358 p.
- MARQUES, R. X. Saneamento básico e indicadores de saúde infantil na cidade de Quixadá, Estado do Ceará. Dissertação de Mestrado. Fortaleza: Universidade Federal do Ceará, 2003.
- MELO, J. C. Rodrigues de. Sistema condominial de esgotos: razões, teoria e prática. Brasília: CEF, 1994.
- MENDONÇA, S. R. Projeto e construção de redes de esgotos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1987a. 452 p.
- MENDONÇA, S. R. Tópicos Avançados em Esgotos Sanitários. Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental – ABES; Companhia de água e esgotos da Paraíba. Rio de Janeiro: ABES, 1987b. 259 p.
- MORAES, L. R. S. Saneamento ambiental em el control de lãs helmintiasis. In: Reunión sobre el control de lãs helmintiasis intestinales em el contexto de AIEPI: Informe, 1998. Rio de Janeiro. Anais. Washington D. C. OPS, 2000.
- MOSER, C.O. Community participation in urban projects, in the Third World. Progress in planning. Oxford : Pergamon Press, pt.2, v.32, 1989.
- MOTA, S. Introdução à Engenharia Ambiental. 4ª ed. Rio de Janeiro: ABES, 2006.
- MOTIVA. Motiva Máquinas Ltda. Disponível em <<http://www.motiva-net.com.br/jcb/imagens/retroescavadeira.jpg>>. Acesso em 26 mar. 2008.
- NAZARETH, P. L. M. Sistemas condominiais de esgotos. [Brasília: s.n.], jul.1997. 12p
- _____. Sistemas condominiais de esgotos e sua aplicação no Distrito Federal. Brasília: [s.n.], jun.1998, 60f. , il.
- NEVES, D. P. Parasitologia humana. 10ª ed. São Paulo: Atheneu, 2000.
- NETO. P. J. C. Tubos de Concreto: Projeto, Dimensionamento, Produção e Execução de Obras. Jaraguá do Sul: Gráfica Régis Ltda., 2004. 115 p.
- NUNES, Débora. Por uma pedagogia da participação popular. Revista Organizações & Sociedade. Salvador, v. 6, n.16, p.115–127, set./dez. 1999.
- NUVOLARI, A. A construção das redes de esgoto sanitário. In: NUVOLARI, A. (coord.); Faculdade de Tecnologia de São Paulo. Fundação de apoio à tecnologia; Centro Paula

- Souza. Esgoto Sanitário: Coleta, Transporte, Tratamento e Reúso Agrícola. São Paulo: Edgard Blucher, 2003. 520 p. Capítulo 6.
- OLIVEIRA, M. Teresa Chenaud. Implementação de Tecnologia de Redes Condominiais de Esgotamento Sanitário e Participação do Usuário: um estudo na Cidade do Salvador, 2000–2003. 2004. 125f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental Urbana) – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador.
- OMS – ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DE SAÚDE. Water, Sanitation and Hygiene Links to Health – Facts and Figures. Geneva, 2004. Disponível em: http://www.who.int/water_sanitation_health/publications/facts2004/en/ (acesso em 30 jun. 2007)
- PARAPUAN. Parapuan Tubos Cerâmicos. Disponível em: <<http://www.parapuan.com.br/>>. Acesso em: 13 ago. 2007.
- PEDRO, L. G. F. et al. Cólera. Centro de Informação em Saúde para Viajantes. <http://www.cives.ufrj.br/informacao/colera/col-iv.html> (acesso em 29.05.2007).
- PEREIRA, J. A. R.; SOARES, J. M. Rede coletora de esgoto sanitário: projeto, construção e operação. Belém: NUMA/UFPA, 2006. 296 p.
- POLYMER. Polymer Pipe Technology, LLC. Disponível em: <http://www.polymerpipe.com/segmental_tunnel_liners.htm>. Acesso em 26 mar. 2008.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE AMPARO. Disponível em: http://www.amparo.sp.gov.br/noticias/agencia/2005/fev/050225_desenv_urbano.htm>. Acesso em 26 mar. 2008.
- REDEBRAS. RedeBras Soluções em peças especiais. Disponível em: <<http://www.redebras.com.br/produto.php?item=277&categoria=53>>. Acesso em 25 ago. 2007.
- RODRIGUES, G. P. W. Universidade Federal do Ceará. Computação gráfica e modelagem computacional aplicadas ao traçado e dimensionamento hidráulico de redes coletoras de esgoto sanitário: 2006. 165 f. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará.
- ROSSMAN, L. A. Storm Water Management Model, User´s Manual, United States Environmental Protection Agency, 2005.
- SAINT GOBAIN. Saint Gobain Canalização. Disponível em: <<http://www.saint-gobain-canalizacao.com.br/>>. Acesso em: 13 ago. 2007.

- SALES, L. N. O. Os mais baixos custos numa solução definitiva do problema de esgotos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 12., 1983, Camboriú–Santa Catarina. Anais... Rio de Janeiro: ABES, 1983. p. 59.
- SAMPAIO, R. M.; GUEDES, W. S.; BIANCO, G. C. Otimização do Cadastro Técnico Informatizado através de Parceria com Clientes Externos e Internos. <http://www.semasa.sp.gov.br/Documentos/ASSEMAE/Trab_17.pdf>. Acesso em: 11 jul. 2007.
- SAÚDE & TECNOLOGIA. 76 milhões podem morrer de doenças relacionadas à água. BBC Brasil.com, 19 ago. 2002. Disponível em: http://www.bbc.co.uk/portuguese/ciencia/020819_rioaguamtc.shtml (acesso em: 28 out. 2005)
- SILVA, N. A.; LEAL, P. R. G.; CRUZ, SHIGUNOV, T. O Cadastro Técnico como Ferramenta para a Gestão Urbana. Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário, UFSC, Florianópolis, p. 1–11, 2004.
- SILVESTRE, PASCHOAL. Hidráulica Geral, LTC, Livros Técnicos e Científicos Editora, 1979.
- SWAMEE, P.K. e JAIN, A. K. Explicit Equations for pipe–flow problems, Journal of the Hydraulics Division – ASCE, v. 102, n.NY5, p. 657–664, 1976
- TECTER. Tecter Terraplenagem e Construção Civil. Disponível em: <<http://www.tecterterraplenagem.com.br/modules.php?name=Content&pa=showpage&pid=2>>. Acesso em 26 mar. 2008.
- TORO, José B. Mobilização social: um modo de construir a participação e a democracia. Ministério do Meio Ambiente, Recursos Hídricos e Amazônia Legal. Brasília: ABEAS, UNICEF, 1997. 104p
- ULIANO, A.; COELHO, E. C. C. F.; OLIVEIRA, R. J. Sistema de Informações Geográficas do Cadastro Técnico de Redes de Água, Esgoto e Sistemas de Abastecimento do SAMAE. Blumenau – SC. Disponível em: <<http://www.semasa.sp.gov.br/admin/biblioteca/docs/pdf/35Assemae097.pdf>>. Acesso em: 11 jul. 2007.
- VEDAL. Vedal Comercial Limeira Ltda. Disponível em: <<http://www.vedal.com.br/galeria/pages/enxada.htm>>. Acesso em 26 mar. 2008.
- WATSON, Gabrielle. Expanding service coverage and accountability: Agency–ci interactions in low–cost urban sanitation. Brasília: abr., 1994.