



Introdução aos sistemas de saneamento





Reitor

Targino de Araújo Filho

Vice-Reitor

Adilson J. A. de Oliveira

Pró-Reitora de Graduação

Claudia Raimundo Reyes



Secretária de Educação a Distância - SEaD

Aline Maria de Medeiros Rodrigues Reali

Coordenação SEaD-UFSCar

Daniel Mill

Glauber Lúcio Alves Santiago

Joice Otsuka

Marcia Rozenfeld G. de Oliveira

Sandra Abib

Coordenação UAB-UFSCar

Daniel Mill

Sandra Abib

Coordenador do Curso de Engenharia Ambiental

Ruy de Sousa Júnior

UAB-UFSCar

Universidade Federal de São Carlos

Rodovia Washington Luís, km 235

13565-905 - São Carlos, SP, Brasil

Telefax (16) 3351-8420

www.uab.ufscar.br

uab@ufscar.br

Erich Kellner

Introdução aos sistemas de saneamento

São Carlos
2014

© 2013, Erich Kellner

Concepção Pedagógica

Daniel Mill

Supervisão

Douglas Henrique Perez Pino

Revisão Linguística

Clarissa Galvão Bengtson

Daniel William Ferreira de Camargo

Kamilla Vinha Carlos

Paloma Argemira da Silva

Paula Sayuri Yanagiwara

Rebeca Aparecida Mega

Diagramação

Izís Cavalcanti

Juan Toro

Vagner Serikawa

Capa e Projeto Gráfico

Luís Gustavo Sousa Sguissardii

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	12
INTRODUÇÃO	19
UNIDADE 1: Introdução	23
UNIDADE 2: Sistema de Abastecimento de Água (SAA)	35
2.1 Concepção do sistema público de abastecimento de água	35
2.1.1 Partes constituintes de um sistema de abastecimento de água	35
2.1.2 Algumas das etapas do processo de concepção	35
2.1.2.1 Normas técnicas aplicáveis	39
2.1.2.2 Partes constituintes do projeto de um sistema de abastecimento de água	40
2.1.3 Consumo de água	41
2.1.3.1 Classificação dos consumidores de água	41
2.1.3.2 Consumo per capita de água	43
2.1.3.3 Fatores que afetam o consumo	46
2.1.3.4 Previsão populacional	47
2.1.4 Vazões de dimensionamento dos principais componentes de um SAA ..	51
2.2 Mananciais para captação de água	52
2.2.1 Classificação dos mananciais	52
2.2.2 Aspectos qualitativos	52
2.2.2.1 Aspectos qualitativos das águas subterrâneas	53
2.2.2.2 Aspectos qualitativos das águas superficiais	56
2.2.2.2.1 Determinação do Índice de Qualidade das Águas – IQA ..	57
2.2.2.2.2 Determinação do Índice de Qualidade das Águas Brutas para Fins de Abastecimento Público – IAP	58

2.2.2.3	Padrões de potabilidade	.62
2.2.3	Mananciais subterrâneos para abastecimento público	.65
2.2.3.1	Tipos de aquífero	.66
2.2.3.2	Tipos de captação de água subterrânea	.67
2.2.3.2.1	Caixa de tomada	.67
2.2.3.2.2	Galeria filtrante	.68
2.2.3.2.3	Poços escavados ou Poços rasos	.69
2.2.3.2.4	Poços perfurados ou Poços profundos	.69
2.2.4	Mananciais superficiais para abastecimento público	.72
2.2.4.1	Partes constituintes de uma captação superficial	.74
2.2.4.1.1	Barragens, vertedores ou enrocamento	.75
2.2.4.1.2	Tomada-d'água	.76
2.2.4.1.3	Gradeamento	.78
2.2.4.1.4	Desarenador	.80
2.3	Adução	.82
2.3.1	Classificação das adutoras	.82
2.3.2	Traçado das adutoras	.82
2.3.3	Materiais das adutoras	.84
2.3.4	Dimensionamento hidráulico das adutoras por gravidade	.85
2.3.4.1	Dimensionamento hidráulico das adutoras por gravidade operando	.85
2.3.4.1.1	Roteiro de cálculo	.87
2.3.4.2	Dimensionamento hidráulico das adutoras por gravidade operando como conduto forçado	.89
2.3.4.2.1	Perdas de carga distribuída	.90
2.3.4.2.2	Perdas de carga localizada	.92
2.3.4.2.3	Roteiro de cálculo	.93
2.3.5	Dimensionamento hidráulico das adutoras por recalque	.93
2.3.5.1	Recomendações para o estudo do diâmetro econômico	.94
2.3.6	Acessórios normalmente empregados nas adutoras	.95
2.3.7	Blocos de ancoragem	.96

2.4	Estações elevatórias de água	98
2.4.1	Componentes de uma Estação Elevatória de Água (EEA)	98
2.4.2	Bombas	99
2.4.2.1	Bombas centrífugas	100
2.4.2.1.1	Principais componentes da bomba centrífuga	100
2.4.2.1.2	Classificação das bombas em função da rotação específica (nq)	101
2.4.2.2	Seleção de conjuntos elevatórios	102
2.4.2.3	Grandezas características utilizadas nos sistemas elevatórios	102
2.4.2.3.1	Curvas características das bombas	105
2.4.2.3.2	Variação das curvas características	107
2.4.2.3.3	Associação da curva característica da bomba com a curva característica da tubulação	108
2.4.2.4	Noções sobre motores elétricos para acionamento de bombas	110
2.4.3	Cavitação	111
2.4.4	Análise simplificada do transiente hidráulico devido à parada da bomba	113
2.4.5	Projeto de estações elevatórias de água	115
2.5	Tratamento de água para consumo humano	119
2.5.1	Noções básicas sobre o tratamento de água	119
2.5.1.1	Processos e operações de tratamento	120
2.5.1.2	Características dos principais processos de tratamento	121
2.5.2	Algumas tecnologias empregadas no tratamento de água	126
2.5.2.1	ETA convencional – Tecnologia de Ciclo Completo (CC)	128
2.5.2.2	ETA baseada em Filtração Direta (FD)	129
2.5.2.3	ETA baseada em Dupla Filtração (DF)	130
2.5.2.4	ETA baseada em Filtração em Múltiplas Etapas (FME)	132
2.5.2.5	ETA baseada em Floto-Filtração (FF)	132
2.6	Reservação	134
2.6.1	Classificação	134
2.6.2	Volume de reservação	136

2.6.2.1	Determinação do volume para promover a compensação entre a variação das vazões do consumo ao longo do dia (V_1)	136
2.6.2.2	Determinação do volume de emergência (V_2)	138
2.6.2.3	Determinação do volume para combate a incêndio (V_3)	138
2.6.3	Dimensões econômicas	138
2.6.4	Recomendações gerais e detalhes sobre o projeto de reservatório	139
2.7	Rede de distribuição de água	143
2.7.1	Tipos de traçados das redes de distribuição	144
2.7.2	Estabelecimento das zonas de pressão	145
2.7.3	Vazões para dimensionamento	147
2.7.4	Dimensionamento das redes de distribuição	149
2.7.4.1	Velocidades-limite e diâmetros mínimos nas redes de distribuição	149
2.7.4.2	Métodos de dimensionamento das redes	150
2.7.4.2.1	Dimensionamento das redes ramificadas	150
2.7.4.2.2	Dimensionamento das redes malhadas	152
2.7.5	Órgãos e acessórios	157
2.7.6	Roteiro básico para a elaboração do projeto básico de rede de distribuição de água	167
UNIDADE 3:	Sistema de esgotos sanitários	171
3.1	Introdução	171
3.2	Características dos esgotos	171
3.3	Concepção de Sistema de Esgotos Sanitários	173
3.3.1	Partes constituintes do Sistema de Esgotos Sanitário	174
3.3.2	Normas técnicas aplicáveis	175
3.4	Rede coletora de esgoto	175
3.4.1	Traçado da rede coletora de esgoto	176

3.4.1.1	Localização da rede coletora na via pública	178
3.4.1.2	Fatores que interferem no traçado das redes coletoras de esgoto	179
3.4.2	Vazões de projeto	181
3.4.2.1	Coeficiente de retorno (C)	181
3.4.2.2	Coeficiente de variação de vazão	181
3.4.2.3	Infiltrações	182
3.4.2.4	Contribuições industriais	183
3.4.2.4.1	Padrões de lançamento na rede coletora de esgoto . .	185
3.4.2.5	Cálculo das vazões de esgoto sanitário	187
3.4.3	Crerios hidráulicos para o dimensionamento das redes coletoras de esgoto	190
3.4.3.1	Vazão mínima considerada para efeito de cálculo	190
3.4.3.2	Diâmetro mínimo	190
3.4.3.3	Tensão trativa e declividade mínima	190
3.4.3.4	Lâmina líquida mínima	192
3.4.3.5	Lâmina líquida máxima (Y/D)	191
3.4.3.6	Velocidade crítica	191
3.4.3.7	Velocidade e declividade máxima	195
3.4.4	Elementos hidráulicos e geométricos da seção circular	195
3.4.5	Órgãos acessórios e disposições construtivas	196
3.4.5.1	Poços de Visita (PVs)	197
3.4.5.2	Terminal de Limpeza (TL)	198
3.4.5.3	Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL)	198
3.4.6	Roteiro básico para a elaboração do projeto básico de rede coletora de esgoto	199
3.5	Interceptores de esgotos	201
3.5.1	Determinação das vazões	202
3.5.1.1	Diminuição do coeficiente de pico ($K = K1.K2$)	202
3.5.1.2	Contribuição pluvial parasitária	203
3.5.2	Dimensionamento hidráulico	203

3.5.2.1	Vazões	203
3.5.2.2	Tensão trativa e declividade mínima	205
3.5.2.3	Análise do funcionamento	205
3.6	Sifão invertido	205
3.6.1	Dimensionamento do Sifão Invertido	207
3.7	Estação Elevatória de Esgoto (EEE)	208
3.7.1	EEE de Poço Seco	209
3.7.2	EEE de Poço úmido	210
3.7.3	Dimensionamento do poço de sucção	211
3.7.3.1	Dimensionamento do poço de sucção para bombas de rotação constante	212
3.7.3.1.1	Determinação do Volume útil (Vu)	213
3.7.3.1.2	Volume efetivo (Ve)	215
3.7.3.2	Dimensionamento do poço de sucção para bombas de rotação variável	216
3.7.3.3	Dimensões e formas do poço de sucção	216
3.7.4	Tubulações características da EEE	218
3.7.4.1	Tubulação de sucção	218
3.7.4.2	Tubulação do barrilete	220
3.7.4.3	Tubulação de recalque	220
3.7.5	Remoção de sólidos grosseiros	220
3.7.5.1	Espaçamento das barras da grade	222
3.7.5.2	Velocidade através das grades	222
3.7.5.3	Perda de carga a ser considerada na grade	223
3.7.5.4	Inclinação da grade em relação à horizontal	223
3.7.5.5	Quantidade de material retido	223
3.7.6	Remoção de Areia	224
3.7.6.1	Tipos de desarenadores	224
3.7.6.2	Caixas de areia prismática retangular por gravidade e limpeza manual	225
3.7.6.3	Seção de controle por calha Parshall	226

3.8	Estação de Tratamento de Esgoto (ETE)	228
3.8.1	Padrões de emissão e qualidade.	229
3.8.1.1	Condições e padrões para efluentes de sistemas de tratamento de esgotos sanitários	229
3.8.1.2	Condições e padrões de qualidade das águas receptoras	231
3.8.2	Eficiência e níveis de tratamento.	232
3.8.3	Parâmetros fundamentais para o dimensionamento da ETE.	233
3.8.4	Algumas alternativas para o tratamento em nível secundário de esgotos sanitários	234
3.9	Impacto ambiental do lançamento de esgoto em corpos-d'água.	240
3.9.1	O fenômeno da autodepuração.	241
3.9.2	Balço de oxigênio conforme o modelo de Streeter & Phelps (1925) ...	242
3.9.3	Coeficientes de Desoxigenação e Reaeração	247
UNIDADE 4:	Sistema de drenagem urbana	249
4.1	Introdução.	249
4.2	O impacto do crescimento urbano no sistema de drenagem	252
4.3	Aspectos Físicos e Hidrológicos a serem considerados na Drenagem Urbana	257
4.3.1	Área de Drenagem	257
4.3.2	Características Físicas da Bacia Hidrográfica	259
4.3.3	Coeficiente de escoamento superficial (c)	260
4.3.4	Tempo de Concentração (tc).	263
4.3.5	Período de Retorno (TR)	265
4.3.6	Relação entre Intensidade-Duração-Frequência (Equações IDF).	266
4.3.7	Estimativa do Deflúvio Superficial Direto	267
4.3.7.1	Método Racional.	268
4.3.7.2	Método I-Pai-Wu.	269

4.4	Partes constitutivas do Sistema de Microdrenagem.....	270
4.4.1	Dimensionamento hidráulico dos elementos da Microdrenagem.....	274
4.4.1.1	Sarjetas.....	274
4.4.1.2	Boca de lobo.....	276
4.4.1.3	Galeria de Águas Pluviais.....	279
4.5	Partes constitutivas do Sistema de Macrodrenagem.....	280
4.5.1	Dimensionamento hidráulico da Macrodrenagem.....	281
	Referências Bibliográficas.....	287

*A minha esposa, Soraya,
e aos meus filhos, Felipe e Isabela.*

APRESENTAÇÃO

Foi em 2001 que se deu origem às primeiras linhas deste livro, ainda que, na época, a intenção não fosse exatamente essa. Essas anotações e observações surgiram das atividades que desenvolvi no Serviço de Água e Esgoto de São Carlos (SAAE), onde tive a honra de trabalhar com o Prof. Jurandyr Povinelli.

Após meu ingresso na UFABC, em 2008, essas anotações passaram a ganhar corpo, principalmente quando ministrei as disciplinas *Sistemas de Abastecimento de Água e Hidrologia* para os alunos dos cursos de Bacharelado em Ciência e Tecnologia e Engenharia Ambiental e Urbana.

Em 2011, ao ingressar na UFSCar, fiquei responsável pela disciplina *Sistemas de Saneamento*, oferecida aos alunos do curso de Engenharia Civil, na modalidade presencial, e aos alunos do curso de Engenharia Ambiental, na modalidade a distância, quando a Secretaria Geral de Educação a Distância da Universidade Federal de São Carlos – SEaD/UFSCar solicitou a elaboração de um material didático e complementar a eles.

A vastidão dos temas que compõem essencialmente este livro – Sistemas de Abastecimento de Água, Sistemas de Esgotos Sanitários e Drenagem Urbana – não permitiu o esgotamento desses assuntos, aliás, nem era essa a intenção.

Nesse sentido, é de fundamental importância a consulta a outras obras que foram citadas e recomendadas ao longo do desenvolvimento de cada tema, em especial Tsutiya (2006), Heller & Pádua (2006), Di Bernardo & Sabogal (2009), para sistema de abastecimento de água; van Haandel & Lettinga (1994), Tsutiya & Além Sobrinho (1999), von Sperling (2005), MetCalf & Eddy (2003), Jordão & Pessôa (2011), para sistema de esgotos sanitários; Wilken (1979) e Righetto (2009), para drenagem urbana.

Agradeço aos professores Jurandyr Povinelli, Rodrigo de Melo Porto e João Sérgio Cordeiro as correções e sugestões. A eles o meu muito-obrigado.

Agradeço ainda à SEaD/UFSCar, em especial à equipe de Material Impresso, a dedicação e profissionalismo. Talvez, sem sua cobrança, este material estivesse engavetado.

Com essa responsabilidade, apresento o resultado das anotações, realizadas ao longo destes anos.

Oxalá tenha conseguido!

São Carlos, novembro de 2013.

INTRODUÇÃO

Sem dúvida alguma, a história do saneamento é um capítulo da história do país. Segundo Azevedo Netto & Botelho (1991), o Brasil recebeu uma das primeiras legislações sobre meio ambiente em todo o mundo. Trata-se do Regulamento das Minas, feito e promulgado em 1618, pelo rei de Portugal D. Felipe II: “*O mineiro que viesse a lançar impurezas em um curso-d’água respondia pelos danos que pudessem resultar*”.

Historicamente, no Brasil, durante muito tempo, o conceito de *saneamento básico* restringiu-se à água e ao esgoto. Em 2007, com a Lei nº 11.445, esse conceito evoluiu e assumiu um caráter ambiental, passando a englobar, de maneira sistêmica, os Sistemas de Abastecimento de Água (SAA), os Sistemas de Esgotos Sanitários (SES), o manejo das águas pluviais urbanas e o manejo de resíduos sólidos, compondo, assim, os sistemas de saneamento.

Na verdade, esses sistemas de saneamento são subsistemas que, juntamente com outros, compõem a infraestrutura urbana e integram-se ao ordenamento e ao uso do solo, de maneira a prover melhoria das condições de vida de seus usuários, o que representa a promoção da saúde do ser humano em sua forma mais ampla e atual, ou seja, é o completo bem-estar físico, mental e social, e não apenas a ausência de doenças e infecções.

No entanto, durante muito tempo, acreditou-se que a ocorrência de doenças tinha como principal causa os miasmas. Coube a John Snow, em 1854, comprovar cientificamente a associação entre a fonte de água consumida pela população de Londres e a incidência da cólera (JOHNSON, 2006).

Assim, ao analisar o ciclo do uso da água, tomando por base os sistemas de saneamento, dá-se grande ênfase ao abastecimento de água, à coleta de tratamento de esgoto e ao manejo das águas pluviais, devido à saúde pública.

Dessa maneira, este material foi estruturado em quatro temas: Conceitos de Saneamento, Sistemas de Abastecimento de Água, Sistemas de Esgotos Sanitários e Sistemas de Drenagem Urbana. Ainda que esses tópicos possam ser lidos de maneira independente, sempre haverá a direta correlação entre eles e a saúde e o desenvolvimento do ser humano.

UNIDADE 1

Noções gerais de saneamento

1.1 Introdução

A água sempre exerceu papel essencial, tanto para a sobrevivência humana quanto para o desenvolvimento das sociedades. Da mesma maneira, sabe-se que sua disponibilidade na natureza tem sido, muitas vezes, insuficiente para atender à demanda.

A multidisciplinaridade da questão ambiental exige o conhecimento de diversas disciplinas que têm como preocupação o meio ambiente. Esses conhecimentos devem estar inter-relacionados, de maneira a promover um melhor entendimento das questões fenomenológicas de causa e efeito contínuas, sequenciais e retroativas, presentes na natureza.

Por essa razão, os conceitos de *saúde*, *saneamento* e *saúde pública* vêm sofrendo um processo de convergência conceitual dentro de sua evolução histórica, conforme mencionado por Philippi Jr. & Silveira (2004).

Dessa maneira, são apresentados alguns conceitos básicos: *saúde*, *saneamento do meio*, *saúde pública* e *saneamento básico*.

1.2 Conceitos básicos em saneamento

- a) Saúde: segundo a Organização Mundial da Saúde – OMS (WHO, 1946), saúde é o completo bem-estar físico, mental e social, e não apenas a ausência de doenças e infecções.
- b) Saúde pública: é a ciência, a arte de promover, proteger e recuperar a saúde por meio de medidas de alcance coletivo e de motivação da população. A saúde pública cumpre, sobretudo, as funções de educar e prevenir. A saúde pública tem como principais colaboradores a medicina preventiva e social e o saneamento.
- c) Saneamento do meio: estuda as relações do homem com o meio físico. É definido como sendo o controle de todos os fatores que podem exercer efeitos nocivos sobre seu bem-estar físico, mental ou social (OMS).

As atividades do saneamento, estabelecidas pela Lei 11.445/2007 (BRASIL, 2007), envolvem principalmente:

- abastecimento de água
- sistema de esgotos (domésticos, industriais e águas pluviais)
- acondicionamento, coleta, transporte, tratamento e/ou destino final dos resíduos sólidos

- saneamento dos alimentos
- controle da poluição ambiental (água, ar, solo, acústica e visual)
- controle de artrópodes e de roedores de importância em saúde pública
- saneamento da habitação, dos locais de trabalho, de educação e de recreação e dos hospitais
- saneamento e planejamento territorial
- saneamento dos meios de transporte
- saneamento em situação de emergência
- aspectos diversos de interesse no saneamento do meio (cemitérios, aeroportos, ventilação, iluminação, insolação etc.).

d) Saneamento básico: aborda os Sistemas de Abastecimento de Água (SAA), os Sistemas de Esgotamento Sanitário (SES), o manejo de resíduos sólidos e o manejo de águas pluviais urbanas, os quais, de forma sistêmica, se integram ao ordenamento e ao uso do solo, de maneira a prover melhoria das condições de vida urbana e rural.

1.3 A água e a transmissão de doenças

A qualidade da água – em particular, a qualidade microbiológica da água – por si só, tem grande influência sobre a saúde. Se não for adequada, poderá ocasionar surtos de doenças e, por conseguinte, sérias epidemias. Os riscos à saúde associados à água podem ser de curto prazo (quando resultam da poluição de água causada por elementos microbiológicos ou químicos) ou de médio e longo prazos (quando resultam do consumo regular e contínuo, durante meses ou anos, de água contaminada com produtos químicos, como certos metais ou pesticidas).

A água microbiologicamente contaminada pode transmitir várias doenças infecciosas, de diversas maneiras:

- Diretamente pela água: provocadas pela ingestão de água contaminada com urina ou fezes, humanas ou animais, contendo bactérias ou vírus patogênicos. Incluem cólera, febre tifoide, amebíase, leptospirose, giardíase, hepatite infecciosa e diarreias agudas.
- Causadas pela falta de limpeza e de higiene com água: provocadas por má higiene pessoal ou contato de água contaminada na pele ou nos olhos. Incluem escabiose, pediculose (piolho), tracoma, conjuntivite bacteriana aguda, salmonelose, tricuriase, enterobíase, ancilostomíases, ascaridíase.
- Causadas por parasitas encontrados em organismos que vivem na água ou por insetos vetores com ciclo de vida na água.

A água pode, ainda, agir como um veículo de disseminação de doenças, que podem ser classificadas em dois grupos:

- Doenças de veiculação hídrica: neste caso, a água atua como veículo, propriamente dito, do agente infeccioso (como no caso da febre tifoide, da disenteria bacilar, etc.). Os microrganismos patogênicos responsáveis por essas doenças chegam à água por meio das fezes de pessoas ou animais infectados. Essas doenças atingem, notadamente, o aparelho intestinal. Em geral, os microrganismos, na maioria das vezes, presentes na água, podem ter como hábitat as águas de superfície – eles podem ser carregados nas águas de enxurradas, ou ser trazidos pelas chuvas na lavagem atmosférica; provir de esgotos domésticos e outros resíduos orgânicos que chegam à água por diversos meios; etc.
- Doenças de origem hídrica: neste caso, a água pode conter certas substâncias (denominadas de contaminantes tóxicos), que, em teor inadequado – acima do tolerável ou abaixo do necessário –, dão origem a doenças como fluorose (excesso de flúor), metemoglobinemia ou cianose (excesso de nitrato), bócio (carência de iodo) e saturnismo (excesso de chumbo), por exemplo. Nos Sistemas de Abastecimento de Água (SAAs), são normalmente encontrados quatro tipos de contaminante tóxico:
 - a) *Contaminantes naturais de uma água que esteve em contato com formações minerais venenosas.* Os contaminantes de origem mineral incluem o flúor, o selênio, o arsênio e o boro. Com exceção do flúor, raramente são encontrados em teores capazes de ocasionar danos.
 - b) *Contaminantes naturais de uma água em decorrência de colônias de microrganismos venenosos.* A proliferação acentuada das chamadas algas verdes/azuis (cianobactérias) pode ocorrer em lagos e reservatórios de água potável, provocando coloração da água e impedindo sua filtração. Dependendo da espécie da alga, algumas toxinas, como hepatotoxinas e neurotoxinas, também podem ser produzidas. Segundo OPAS/OMS (2001), surtos de envenenamento atribuídos às toxinas das cianobactérias foram registrados na Austrália e no Reino Unido. Os únicos casos fatais atribuídos a esse tipo de envenenamento ocorreram em Caruaru, no Brasil, quando 50 pacientes renais crônicos foram envenenados por água contaminada utilizada nos equipamentos de diálise.
 - c) *Contaminantes introduzidos pela corrosão de tubulações metálicas.* Podem ocasionar distúrbios, principalmente em águas moles (dureza baixa) ou naquelas que contenham certo teor de dióxido de carbono (por práticas inadequadas no tratamento da água).

d) *Contaminantes introduzidos nos cursos-d'água por certos despejos industriais.* A água, por meio de seu ciclo hidrológico, está em permanente contato com os constituintes da atmosfera e da crosta terrestre, dissolvendo muitos elementos e carreando outros em suspensão. O homem também, por suas múltiplas atividades, nela introduz substâncias das mais diversas naturezas. Assim, os poluentes químicos podem ser naturais (substâncias minerais e orgânicas, dissolvidas ou em suspensão, e gases provenientes da atmosfera) e artificiais (resultantes das substâncias empregadas no tratamento da água – sulfatos de alumínio e de cal, por exemplo –; do uso indiscriminado de pesticidas, herbicidas, carrapaticidas, inseticidas, raticidas; de despejos industriais; dos esgotos sanitários; da emissão gasosa de atividades industriais; etc.).

Segundo a Opas/OMS (2001), os casos mais comuns de contaminação da água por metais envolvem arsênio, chumbo, cádmio e mercúrio. Um dos episódios mais conhecidos foi a contaminação, por mercúrio, das águas e dos peixes da Baía de Minamata, no Japão, entre 1956 e 1967, acometendo mais de 20 mil pessoas e provocando 1.004 mortes. O metal era descarregado na água por uma fábrica que produzia aldeído acético.

Informações a respeito de doenças infecciosas relacionadas à água podem ser encontradas no endereço www.who.int/home/map_ht.html#Diseases:%20Communicable/Infectious.

1.4 Doenças relacionadas com a falta de saneamento

Reconhece-se que o fator quantidade de água tem tanta ou mais importância que a qualidade na prevenção de algumas doenças. A escassez da água dificulta a limpeza do corpo e a do ambiente e permite a disseminação de enfermidades associadas à falta de higiene. Assim, a incidência de certas doenças diarreicas varia inversamente à quantidade de água disponível *per capita*, mesmo que essa água seja de qualidade muito boa. Doenças cutâneas e infecções provocadas por piolho podem ser evitadas ou atenuadas nos lugares onde exista a conjugação de bons hábitos higiênicos (saneamento) e quantidade de água suficiente.

As doenças referentes à deficiência de saneamento básico são classificadas em:

a) *Doenças transmitidas pela água:* as doenças intestinais são causadas pela falta de saneamento, pela água de má qualidade e pela ausência de condições adequadas para a disposição de dejetos humanos. As principais doenças transmitidas pela água são: cólera, febre tifoide e febre

paratifoide, disenteria infecciosa, leptospirose, giardíase e enterites gastrointestinais.

- b) *Doenças causadas pela falta de água*: o não fornecimento de uma quantidade mínima de água, para atender às necessidades básicas para a vida humana, pode comprometer a saúde do indivíduo. Heller (2006) assinala que a Organização Mundial da Saúde e a Unicef defendem um consumo mínimo diário de 20 litros de água por habitante.
- c) *Doenças causadas por agentes que dependem do meio aquático*: sempre que as águas imundas são encaminhadas ao solo, às sarjetas e aos cursos de água, elas podem constituir perigosos focos de disseminação de moléstias graves. A má disposição do lixo, por sua vez, também pode provocar a multiplicação de vetores perigosos e causar a contaminação de águas superficiais e subterrâneas (lençóis freáticos, por exemplo).
- d) *Doenças transmitidas por insetos (vetores que dependem do meio aquático)*: a água é indispensável ao ciclo biológico de muitos vetores animados responsáveis por doenças graves. Os mosquitos que transmitem a malária e a febre amarela têm a fase larvária, obrigatoriamente, em meio aquático. Assim, doenças como a malária, ainda que indiretamente, estão relacionadas com a água - nesse caso, a água não atua como veículo, mas o mosquito transmissor se procria nela. Portanto, ao estudar a construção de um reservatório de acumulação destinado ao abastecimento de água, devem-se investigar as espécies de mosquito existentes na área de inundação e na vizinhança, bem como aspectos epidemiológicos relacionados à malária.
- e) *Doenças causadas por organismos aquáticos ingeridos de forma crua*: a ingestão de organismos aquáticos (peixes e mariscos) em estado cru contaminados por doenças perigosas (como a cólera), que chegam ao mar e aos cursos-d'água pela falta de coletores de esgoto e tratamento de efluentes na região, pode infectar pessoas. Tais pessoas, ao viajar, podem transportar, em suas fezes, os agentes causadores dessas doenças, tornando-se, assim, o foco de contaminação de água e alimentos.

1.5 Qualidade da água como fator de saúde

A água disponível para o abastecimento de uma comunidade, por exemplo, possui uma série de impurezas, que vão determinar algumas de suas características físicas, químicas e biológicas, influenciando, assim, a qualidade da água.

As características químicas das águas que escoam pela superfície ou pelos lençóis subterrâneos descrevem a natureza do terreno ou a qualidade do subsolo ao longo de seu percurso.

A água pode, pois, incorporar uma grande variedade de substâncias: algumas inócuas, como o nitrogênio, o oxigênio etc., outras tóxicas ou prejudiciais à saúde. Dependendo da região, até mesmo a água de poços subterrâneos pode apresentar teores excessivos de compostos indesejáveis, de ferro, flúor e outros elementos.

O Quadro 1.1 relaciona alguns efeitos causados nos seres humanos e no meio ambiente em razão das relações anômalas:

Quadro 1.1 Relações entre concentrações anômalas de elementos químicos e seus efeitos no organismo humano e no meio ambiente.

Elemento	Efeito
As	É carcinógeno. A ingestão de 100 mg envenena seriamente o organismo humano.
Ba	O consumo acima de 500 mg é fatal para o ser humano. O seu excesso causa bloqueio no sistema nervoso e aumento da pressão sanguínea por vasoconstrição.
Cd	É altamente tóxico, seu excesso pode provocar hipertensão arterial e anemia e retardar o crescimento.
Ca	No corpo humano, tem a função de manter os ossos saudáveis. Atua na coagulação do sangue, controla os impulsos nervosos e as contrações musculares. A carência provoca raquitismo e osteoporose e seu excesso causa dores musculares, fraqueza, sede, desidratação, enjoo e pedras nos rins. É benéfico à agricultura, sendo essencial para o crescimento dos vegetais. Concentrações excessivas nas águas conferem essas características de dureza.
Hg	Níveis elevados de mercúrio podem afetar o cérebro, o coração, os rins, os pulmões e o sistema imunológico dos seres humanos. Uma das formas mais preocupantes, o metilmercúrio tem a capacidade de atravessar as barreiras placentárias e hematoencefálica, o que pode causar dano a fetos.
Mg	No corpo humano, tem a função de converter o açúcar em energia, além de ser necessário para o funcionamento dos nervos e músculos. Sua deficiência causa nervosismo e tremores e seu excesso provoca distúrbios intestinais.
Na	Concentrações elevadas são prejudiciais às plantas, por reduzir a permeabilidade do solo.
K	No corpo humano, regula batimentos cardíacos, controla impulsos nervosos e contrações musculares. Sua carência pode provocar fadiga, baixa de açúcar, no sangue, e insônia, enquanto seu excesso causa câimbra, fadiga, paralisia muscular e diarreia. É importante para o desenvolvimento das plantas, sendo, comumente, adicionado ao solo, como fertilizante.
Cloretos	Altas concentrações são tóxicas para a maioria dos vegetais, inibindo seu crescimento.
Fluoretos	Em teor inferior a 1,5 mg/l, é benéfico à saúde, atuando na prevenção de cáries dentárias em crianças. Acima desse teor, causa fluorose dental e deformação nos ossos. É muito tóxico para os vegetais.
Nitratos	Concentrações produzem intoxicação, levando à morte por cianose em casos extremos.

1.5.1 Interação da qualidade da água e o ciclo hidrológico

Em termos quantitativos, o volume total de água existente na Terra é constante, sendo apenas 2,5% de tal volume água doce. Contudo, da parcela de água doce, somente 0,3% constitui a porção superficial, presente em rios e lagos, que está passível de exploração e uso pelo homem (SHIKLOMANOV, 1997).

O movimento cíclico da água do mar à atmosfera e desta à Terra, onde é reunida nos cursos-d'água, para, daí, voltar ao mar é chamado de ciclo hidrológico.

A análise do uso da água, associado ao ciclo hidrológico, permite entender como a qualidade da água é alterada. A Figura 1.1, apesar de representar simplificada esse ciclo, ilustra melhor os processos envolvidos nele:



Figura 1.1 Representação esquemática do ciclo hidrológico.

Fonte: adaptada de USGS (2014).

1. A água da chuva, proveniente da água evaporada das grandes massas líquidas, é uma água destilada, que se aproxima da "água pura". Ao atravessar a atmosfera, dissolve gases (O_2 , N_2 e CO_2) e material em suspensão. Nesta fase, é menos frequente a existência de microrganismos patogênicos.
2. A água da chuva chega ao solo. Dependendo da geologia (terrenos mais ou menos permeáveis), da topografia (terrenos mais ou menos inclinados), da cobertura vegetal e da ocupação que se observa em uma bacia, parte da água se infiltra, parte se evapora e parte esco superficialmente, até encontrar um córrego, um rio, um reservatório ou um lago.

3. A água que escoar superficialmente terá sempre, mas em teores variados:
 - *sólidos dissolvidos*: em face da capacidade de ser a água um excelente solvente.
 - *sólidos em suspensão*: carregados em face da velocidade de escoamento superficial e da capacidade de ser a água um excelente solvente.
 - *detritos dissolvidos, ou em suspensão*: podendo ser de origem vegetal (húmus e tanino, que dão cor ao rio Negro, por exemplo) e de origem animal (restos de animais ou suas excretas e restos de atividade humana de todo tipo).

Por isso, na maioria das vezes, as águas superficiais não atendem aos padrões de potabilidade.

4. A maior parte das águas de chuva cai nos mares, pois sua superfície é, muitas vezes, maior que a dos terrenos. Os mares são também alimentados pela chegada dos rios (foz).
5. A água subterrânea diante de toda a sua história de formação:
 - Pode ter características que atendam a todos os padrões de potabilidade, e uma desinfecção só seria necessária quando se desejasse uma garantia adicional, por medo de contaminação no sistema de distribuição (caixas de água mal-conservadas, por exemplo).
 - Pode ter contaminação biológica por meio de infiltração na parte superior do poço em decorrência da água do lençol freático, eventualmente contaminado. Evita-se essa contaminação com a impermeabilização do poço nos primeiros 15 metros, impedindo que as águas de enxurrada entrem no poço.
 - Pode não ter características de potabilidade pelo fato de transportar sólidos que causem gosto e cheiro à água. Como regra geral, é muito fácil remover sólidos suspensos na água do que sólidos dissolvidos nela (daí a dificuldade em tratar a água do mar para fins potáveis, por exemplo). As águas de poços profundos têm, às vezes, temperatura superior à ambiente. Isso se deve ao fato de, ao passar por solos subterrâneos, ocorrerem reações exotérmicas (liberação de calor). Essas águas térmicas são fonte de atração turística; para serem usadas no sistema de abastecimento, costumam ser resfriadas em torres de aeração.
6. As águas de rios e lagos, por receberem contribuições de águas superficiais e por drenarem grandes bacias em que há ocupação humana (uso urbano, industrial e agrícola de área), dificilmente atendem aos padrões de potabilidade.

7. O manancial mar: até alguns anos, pensar em água do mar para uso potável era uma alternativa econômica fora de cogitação. Hoje, por exemplo, o mar é fonte de água potável em plataformas oceânicas de prospecção de petróleo e em grandes embarcações.
8. Rios, lagos e mares são o destino final dos esgotos tratados. Com o crescimento da população e da atividade industrial e agrícola, a qualidade das águas dos rios e lagos tem, em muitos casos, se deteriorado progressivamente. Por vezes, tratamentos convencionais de esgotos já não são suficientes, impondo exigências adicionais, como a remoção de fósforo, para impedir que, nos cursos-d'água, haja um crescimento exagerado de algas (o elemento fósforo é necessário a esse crescimento, sendo sua remoção um fator limitante).

O uso do solo em atividades agrícolas pode ocasionar o aporte de defensivos e adubos nos corpos hídricos, o que tem sido uma preocupação às autoridades sanitárias.

UNIDADE 2

Sistema de Abastecimento de Água (SAA)

O Sistema de Abastecimento de Água (SAA) é um dos subsistemas que compõem a infraestrutura urbana, tendo como objetivo principal fornecer à população água em quantidade e qualidade, de modo a satisfazer determinados requisitos físicos, químicos e biológicos.

Em função de suas características, pode-se dizer que o abastecimento de água para consumo humano constitui um cenário multidimensional, caracterizado, dentre outras coisas, pelo crescimento populacional, pelo processo de urbanização das cidades, pelo modo de consumo, sendo tudo devidamente apresentado na sequência desta unidade.

2.1 Concepção do sistema público de abastecimento de água

A concepção de um sistema de abastecimento de água refere-se ao conjunto de estudos e conclusões relativos ao estabelecimento de todas as diretrizes, parâmetros e definições necessárias e suficientes para a caracterização completa do sistema a ser projetado (TSUTIYA, 2006).

No Brasil, a NBR 12211/94 fixa as condições exigíveis para os estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água.

De maneira geral, a concepção de um sistema público de abastecimento de água tem como objetivos:

- diagnóstico do sistema existente, considerando a situação atual e futura
- estabelecimento de parâmetros básicos de projeto
- pré-dimensionamento das unidades dos sistemas, para as alternativas selecionadas
- escolha da alternativa mais adequada, sob a ótica técnica, econômica e ambiental
- estabelecimento das diretrizes gerais de projeto e estimativas quantitativas de serviços que devam ser executados na fase de projeto.

2.1.1 Partes constituintes de um sistema de abastecimento de água

O objetivo principal de um sistema de abastecimento de água é fornecer ao usuário final água potável em quantidade suficiente, pressão adequada e com qualidade apropriada ao consumo humano.

Dessa maneira, a concepção de um Sistema de Abastecimento de Água (SAA) deve estender-se aos vários componentes que podem compô-lo. A Figura 2.1 ilustra, esquematicamente, um SAA:

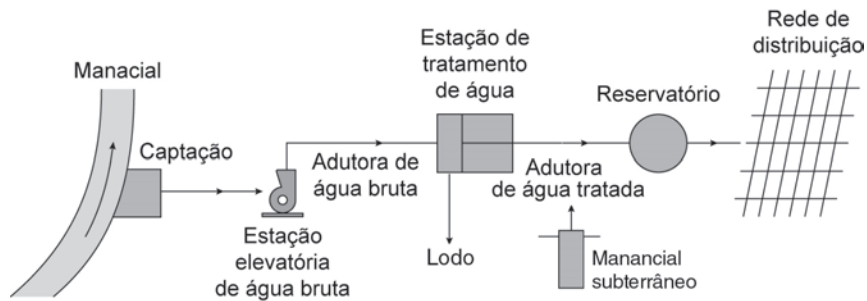


Figura 2.1 Partes constituintes de um SAA.

Fonte: adaptada de Tsutiya (2006).

As principais partes constituintes do SAA são assim definidas:

- *Manancial*: é o corpo-d'água, superficial ou subterrâneo, de onde é retirada a água para o abastecimento. Devem ser considerados abastecedores todos os mananciais que apresentem condições sanitárias satisfatórias e que, isolados ou agrupados, apresentem vazão suficiente para atender à demanda máxima prevista para o alcance do plano.
- *Captação*: conjunto de estruturas e dispositivos dispostos junto ao manancial, para retirada de água destinada ao sistema de abastecimento. No caso de captação subterrânea, o poço pode ser caracterizado também como Estação Elevatória de Água Bruta (EEAB).
- *Estação elevatória*: trata-se dos dispositivos destinados a recalcar a água para a unidade seguinte. Em um SAA, há Estações Elevatórias de Água Bruta (EEAB), Estações Elevatórias de Água Tratada (EEAT), sendo também usuais os poços e os *Boosters*, que são estações elevatórias destinadas a aumentar a pressão, instaladas, normalmente, nas redes de distribuição.
- *Adutora*: é a denominação dada à tubulação que se destina a conduzir água entre duas unidades que precedem a rede de distribuição, não distribuindo água aos consumidores. Assim como as estações elevatórias, as adutoras podem conduzir água bruta ou água tratada.
- *Estação de Tratamento de Água*: a Estação de Tratamento de Água (ETA) é composta de um conjunto de dispositivos destinados a tratar a água de modo a tornar suas características condizentes com os padrões de potabilidade.
- *Reservatório*: componente do sistema de distribuição de água tem por objetivo regularizar as variações de vazão de adução e de distribuição, além de condicionar as pressões na rede de distribuição.
- *Rede de distribuição*: formada, principalmente, por tubulações, tem como objetivo pôr a água potável à disposição dos consumidores, de forma contínua, em quantidade e pressão adequadas.

Tsutiya (2006) e Heller & Pádua (2006) apresentam vários exemplos de concepção de sistemas de abastecimento de água, exemplificando, assim, a variação do nível de complexidade desses sistemas.

2.1.2 Algumas das etapas do processo de concepção

A concepção de um Sistema de Abastecimento de Água (SAA), para uma determinada região ou comunidade, requer um acompanhamento criterioso por parte do projetista, a fim de obter aquela concepção mais adequada e conveniente.

De maneira geral, a concepção deverá ser mais detalhada quanto menos clara ela for, em uma avaliação inicial, caso apresente a solução (HELLER & PADUA, 2006).

A ABNT, por meio da NBR 12211/92, recomenda a observância e a análise de algumas condições específicas, entre elas:

a) *Caracterização topográfica da região*: os elementos cartográficos a serem utilizados para a elaboração de estudos de concepção poderão ser constituídos de mapas, levantamentos aerofotogramétricos, topográficos, planimétricos ou planialtimétricos e levantamentos expeditos.

Esses elementos devem cobrir, pelo menos, a região em que se encontra a área urbana a ser abastecida (incluindo as áreas de expansão prevista) e em que poderão se localizar partes isoladas do sistema. Além disso, devem cobrir as regiões em que se encontram os prováveis mananciais abastecedores e as faixas de terreno nas quais poderão se localizar os condutos que interligarão mananciais e partes do sistema, isolados ou não.

b) *Consumidores a serem atendidos*: compreendem a população permanente, os estabelecimentos comerciais, industriais e as entidades públicas e de serviços.

A população a ser abastecida ao fim de plano será constituída de, pelo menos, 80% da população permanente, de parcela de população flutuante (quando apresentar interesse econômico ou social) e da população temporária que se localiza na área abastecível.

A população permanente será determinada com base no período de alcance do projeto, normalmente fixado em 20 anos.

Em geral, a população de projeto é estimada por meio dos métodos de componentes demográficos, métodos matemáticos e comparativos da distribuição demográfica.

A população temporária, uma vez detectada sua existência, deve ser avaliada mediante critérios particulares e estabelecida em comum acordo com o órgão contratante.

A distribuição demográfica (área de ocupação) da população de projeto sobre a área urbana atual e futura depende, basicamente, do Plano Diretor de Desenvolvimento da cidade (fornecido pela prefeitura) e das seguintes condições: topografia, facilidade de expansão, preço de terrenos, planos urbanísticos e loteamentos existentes, facilidade de transporte e comunicação, hábitos e condições socioeconômicas da população e existência de serviços básicos.

O período de projeto é fixado em função do tempo (anos) em que se pretende atender a cidade com aquele sistema. É fundamental que o sistema funcione satisfatoriamente, sem sobrecarregar as instalações ou apresentar deficiência na distribuição. Levam-se em conta para a fixação: vida útil das obras e equipamentos, disponibilidade de recursos para financiamento, taxas de juros e prazos de pagamento, dificuldades de ampliação de partes do sistema e ritmo de crescimento da população.

c) *Determinação de consumo de água*: a elaboração de um projeto de abastecimento de água exige o conhecimento das vazões de dimensionamento das diversas partes constituintes do sistema. Por sua vez, a determinação dessas vazões implica o conhecimento da demanda de água na cidade, sendo função do número de habitantes a ser abastecido e da quantidade de água necessária a cada indivíduo.

d) *Aproveitamento do sistema existente*: para as comunidades que dispõem de sistema de abastecimento de água, deverá ser feito o estudo do aproveitamento de suas partes existentes, a fim de constituir partes do sistema a ser projetado.

O levantamento do sistema existente deverá conter referência às diversas partes do sistema, abarcando, ao menos, as seguintes informações: mananciais (superficiais e subterrâneos); captação; adutoras; conjuntos motor-bomba (estação elevatória); reservatórios; rede de distribuição; válvulas, comportas e outros aparelhos usados em condutos de água; chaves elétricas de proteção e de comando; quadro de força; edificações; estação de tratamento; vias de acesso.

e) *Mananciais abastecedores*: são considerados mananciais abastecedores todos aqueles que apresentem condições sanitárias satisfatórias e que, isolados ou agrupados, apresentem vazão suficiente para atender à demanda máxima prevista no horizonte de projeto. Depois de fixadas as vazões de dimensionamento em função do estudo da população e da percentagem a ser abastecida, passam-se a estudar os possíveis mananciais abastecedores.

Quando a região em que estiver sendo implantado o sistema oferecer condições para exploração de lençol profundo e os mananciais superficiais forem satisfatórios, há a necessidade de fazer um estudo comparativo entre as alternativas, selecionando aquela que oferece melhores condições técnicas e econômicas.

No estudo para a definição do manancial abastecedor, são considerados os seguintes parâmetros: nível de água dos mananciais superficiais; vazões disponíveis; distância até o centro do consumidor e diferença de cota entre o manancial e o centro consumidor; facilidade de acesso; traçado mais fácil de canalização de adução; condições do terreno para fundação; energia elétrica nas proximidades; custo do terreno; qualidade da água; condições da bacia hidrográfica contribuinte, tendo em vista os tipos de ocupação e proteção contra poluição etc.

- f) *Comparação técnico-econômica das opções*: a comparação econômica das soluções tecnicamente viáveis se fará considerando os custos de implantação, de operação, de manutenção e financeiros e levará em conta as etapas de construção previstas no estudo de concepção.

2.1.2.1 Normas técnicas aplicáveis

Empregam-se, na etapa de concepção e projeto das instalações, para o abastecimento de água, de maneira mais ou menos direta, as seguintes normas da ABNT:

- NBR 12211/1992 – Estudos de Concepção de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água
- NBR 12212/2006 – Projeto de Poço para Captação de Água Subterrânea
- NBR 12213/1992 – Projeto de Captação de Água de Superfície para Abastecimento Público, promulgada em 1992
- NBR 12214/1992 – Projeto de Sistema de Bombeamento de Água para Abastecimento Público
- NBR 12215/1991 – Projeto de Adutora de Água para Abastecimento Público
- NBR 12216/1992 – Projeto de Estação de Tratamento de Água para Abastecimento Público
- NBR 12217/1994 – Projeto de Reservatório de Distribuição de Água para Abastecimento Público
- NBR 12218/1994 – Projeto de Rede de Distribuição de Água para Abastecimento Público.

2.1.2.2 Partes constituintes do projeto de um sistema de abastecimento de água

Além das peças gráficas, o projeto de um SAA é constituído de:

a) *Características da comunidade*: deve conter informações sobre as condições geopolítica, administrativa, social e cultural da localidade e informações detalhadas sobre:

- Situação Geográfica – localização dentro do estado ou região; coordenadas; distância da cidade ou dos centros importantes; principais ligações de acesso (estrada de ferro, de rodagem, navegação aérea, marítima e fluvial)
- Urbanismo – população; Plano Diretor de Desenvolvimento; projetos urbanísticos; áreas pavimentadas; praças; logradouros públicos; expansão territorial; loteamentos aprovados etc.
- Situação Sanitária – atendimento médico; número de médicos e dentistas; hospitais; clínicas; postos de saúde; quadro de saúde da população e doenças prevalentes; sistema de abastecimento de água; sistema de esgoto sanitário e de águas pluviais; coleta e disposição de lixo; poluição
- Educação e Cultura – população estudantil; número de escolas; universidades; bibliotecas
- Energia Elétrica – existência; concessionária; características (voltagem, ciclagem etc.); custo; disponibilidade; confiabilidade
- Comunicação – telefone; rádio; jornais; revistas; correio, televisão
- Situação Econômica – produção agrícola; produção industrial; comércio; serviços; receita e despesa
- Outras informações – tipo de solo (para escavação); mão de obra (disponibilidade e qualificação); material disponível etc.

b) *Previsão da população de fim de plano*: depois de estabelecer o horizonte de projeto, deve-se apresentar a estimativa populacional por um dos métodos apresentados mais adiante.

c) *Estimativas do consumo de água*: estabelecida a população de fim de plano, bem como as características da comunidade, procede-se à estimativa do consumo de água para a(s) etapa(s) do projeto.

d) *Memorial descritivo*: são descritas as várias unidades componentes do sistema, como manancial, captação, adução, elevação, reservação, tratamento e distribuição com suas características e dimensões principais, descrevendo as alternativas estudadas e a escolhida e justificando toda a concepção do sistema proposto. Dependendo da característica do projeto, **a**, **b**, **c** e **d** podem estar aqui apresentados.

e) *Memória de cálculo*: é a apresentação detalhada dos cálculos de todas as unidades do sistema proposto, indicando fórmulas, tabelas, programas de computador etc.

f) *Especificações técnicas*: são especificados todos os elementos componentes do projeto, no que se refere à construção civil, aos materiais e aos equipamentos.

g) *Orçamento*: são orçadas todas as unidades componentes do sistema, no que se refere à mão de obra, aos materiais, aos equipamentos, ao controle tecnológico etc.

2.1.3 Consumo de água

O dimensionamento das tubulações, estruturas e equipamentos depende das vazões de água, que, por sua vez, dependem do tipo de consumidor, do consumo médio *per capita*, da previsão populacional, das variações de demanda e de outros consumos específicos que possam ocorrer na área de estudo.

2.1.3.1 Classificação dos consumidores de água

Normalmente, as concessionárias de Serviço de Saneamento classificam os consumidores em quatro grandes grupos: doméstico, comercial, industrial e público.

Para o leitor que deseja aprofundar seus conhecimentos na estimativa do consumo de água para as categorias comercial e industrial, recomenda-se a consulta às obras de Tomaz (2000) e Tsutiya (2006).

a) *Doméstico*: corresponde à água consumida nas habitações e compreende as parcelas destinadas a fins higiênicos, potáveis e alimentares e à lavagem em geral. O consumo de água em uma habitação pode variar em função de alguns fatores, como temperatura do ar, intensidade e frequência das precipitações etc.; renda familiar; características da habitação; forma de gerenciamento do SAA (existência de micromedição, tarifas etc.); além das características culturais da comunidade.

Segundo Tsutiya (2006), poucos estudos têm sido realizados para a determinação do consumo de água de uso doméstico no Brasil. Rocha & Barreto (1999) obtiveram um perfil de consumo de água em uma residência unifamiliar – localizada em um conjunto de apartamentos da cidade de São Paulo – o qual resultou em 109 l/hab.dia.

b) *Comercial*: corresponde à parcela utilizada pelos restaurantes, bares, hotéis, pensões, postos de gasolina e garagens, onde se verifica um consumo muito superior ao das residências.

A Tabela 2.1 apresenta o consumo de água em alguns estabelecimentos comerciais:

Tabela 2.1 Consumo de água em estabelecimentos comerciais.

Estabelecimento comercial	Consumo médio
Escritórios	50 litros/pessoa.dia
Restaurantes	25 litros/refeição.dia
Hotéis	120 litros/hóspede.dia
Hospitais	250 litros/leito.dia
Garagens	50 litros/automóveis.dia
Postos de serviços para veículos	150 litros/veículo.dia
Lavanderias	30 litros/kg de roupa

Fonte: adaptada da NBR 7229/1993.

c) *Industrial*: as indústrias utilizam a água de diversas formas, como matéria-prima, na lavagem, na refrigeração. O volume de água utilizado varia de uma indústria a outra, mesmo para indústrias de mesma atividade.

A Tabela 2.2 apresenta o consumo de água de alguns estabelecimentos industriais:

Tabela 2.2 Consumo de água em alguns estabelecimentos industriais.

Estabelecimento industrial	Consumo médio
Indústrias – uso sanitário	70 litros/operário/dia
Matadouros – animais de grande porte	300 litros/cabeça abatida
Matadouros – animais de pequeno porte	150 litros/cabeça abatida
Laticínios	5 litros/kg de produto
Curtumes	50-60 litros/kg de couro
Fábrica de papel	100-400 litros/ kg de papel
Tecelagem (sem alveamento)	10-20 litros/kg de tecido

Fonte: Dacach (1979).

d) *Público*: inclui-se nesta classificação a parcela de água utilizada na irrigação de jardins, lavagem de ruas e passeios, edifícios e sanitários públicos e alimentação de fontes e piscinas.

A Tabela 2.3 apresenta o consumo de água para alguns usos públicos:

Tabela 2.3 Consumo de água para uso público.

Estabelecimento	Consumo
Edifício público	50 litros/pessoa.dia
Quartel	150 litros/pessoa.dia
Escola pública	50 litros/pessoa.dia
Jardim público	1,5 litro/m ² .dia

Fonte: adaptada de Dacach (1979) e da NBR 7229/1993.

2.1.3.2 Consumo *per capita* de água

O significado do consumo *per capita* (q) é o da média diária, por indivíduo, dos volumes requeridos para satisfazer os consumos doméstico, comercial, público e industrial, além das perdas no sistema. Já o consumo *per capita* efetivo (q_e) engloba o consumo doméstico, industrial, comercial e público, estando, portanto, excluídas as perdas do sistema.

Conceitualmente, as perdas correspondem à diferença entre o volume de água produzido e o volume de água entregue nas ligações prediais. Do ponto de vista operacional, as perdas de água que ocorrem nos sistemas públicos de abastecimento referem-se aos volumes não contabilizados, podendo ser divididas em perdas físicas (vazamentos, extravasamento de reservatórios, operação de limpeza das redes de distribuição etc.) e perdas não físicas (ligações clandestinas, *by-pass* irregular – “gato” –, hidrômetros inoperantes, hidrômetros com submedição, hidrômetros fraudados, erros de leitura etc.).

Para a determinação do consumo *per capita* de água, devem-se incorporar as perdas de água do sistema de abastecimento ao consumo efetivo *per capita*, conforme a equação (2.1):

$$q = \frac{q_e}{1-l} \quad (2.1)$$

Sendo q o consumo *per capita* de água; q_e o consumo efetivo *per capita* de água; l o índice de perdas (dec.).

O consumo *per capita* é um parâmetro extremamente variável entre diferentes localidades e dependente de diversos fatores, dentre os quais se destacam: os hábitos higiênicos e culturais da comunidade; a quantidade de micromedição do sistema de abastecimento de água; as instalações e equipamentos hidráulico-sanitários dos imóveis; os controles exercidos sobre o consumo; o valor da tarifa e a existência ou não de subsídios sociais ou políticos; a abundância ou escassez de mananciais; a intermitência ou regularidade de abastecimento; a temperatura média da região; a renda familiar; a disponibilidade de equipamentos domésticos que utilizam água em quantidade apreciável; os índices de industrialização; a intensidade e o tipo da atividade comercial.

A Figura 2.2 ilustra o consumo médio efetivo *per capita* de água (q_e) nos estados brasileiros, agrupados por região. Já a Figura 2.3 ilustra o índice médio de perda (l) para as várias regiões do país:

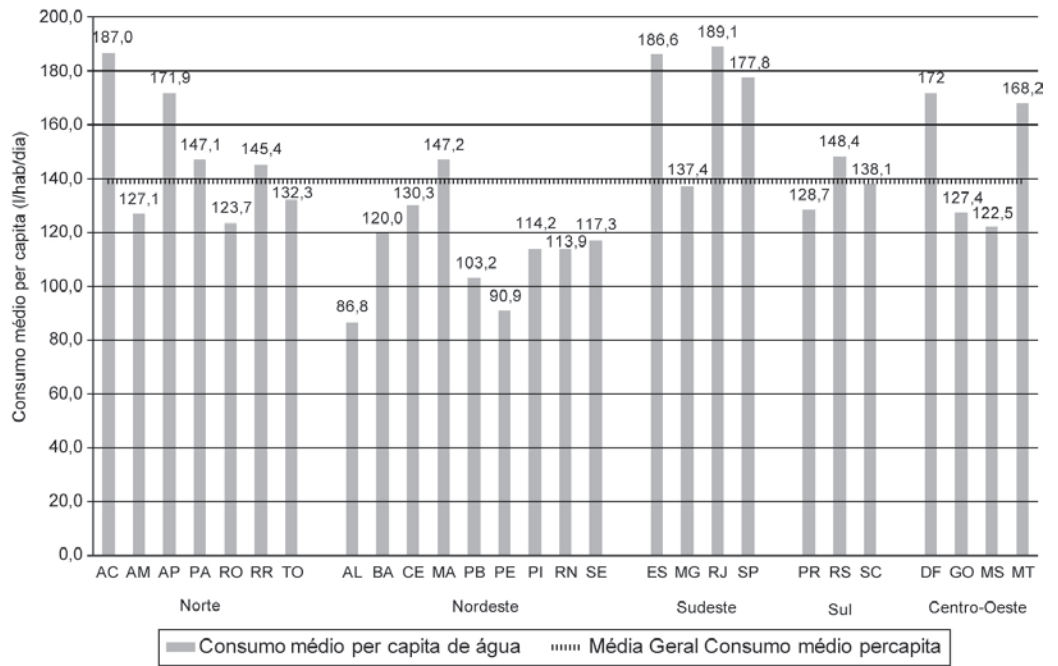


Figura 2.2 Consumo médio efetivo *per capita* de água para os estados brasileiros – ano de 2009.

Fonte: adaptada de SNIS (2011).

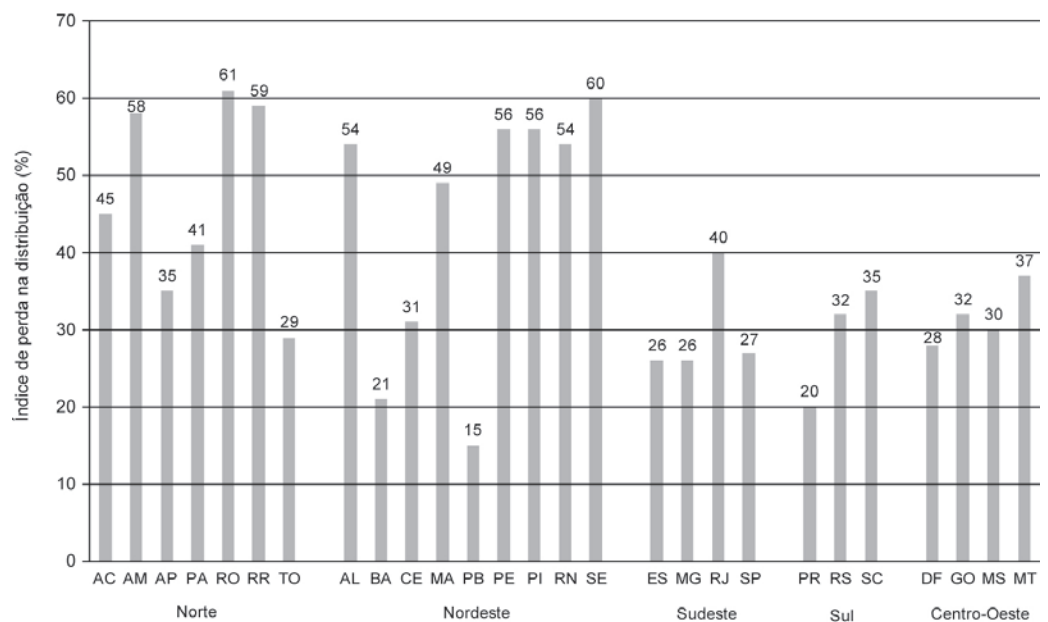


Figura 2.3 Índice médio de perda na distribuição (%) observado nos estados brasileiros no ano de 2009.

Fonte: adaptada de SNIS (2011).

Tsutiya (2006) menciona que, em projetos, é comum fixar um índice de perdas de 20% como meta e não utilizar os valores atuais, que, como podem ser observados na Figura 2.3 são bem maiores.

Segundo Azevedo Neto (1998), no Estado de São Paulo, o consumo médio *per capita* mínimo admitido é de 200 litros por habitante em um dia, enquanto o consumo efetivo (sem perdas), verificado em várias cidades, é, em média, de 150 litros por habitante em um dia.

Na elaboração de projetos para cidades ainda não providas de qualquer sistema de distribuição, procura-se praticar o consumo *per capita* de cidades semelhantes localizadas na mesma região, ou adotam-se os valores apresentados na Tabela 2.4:

Tabela 2.4 Consumo *per capita* (q) sugerido quando não se dispõe de outras informações.

População de final de plano	Consumo <i>per capita</i> (q)
<5.000 hab.	90 a 140 litros/hab.dia
Entre 5.000 e 10.000 hab.	10 a 160 litros/hab.dia
Entre 10.000 e 50.000 hab.	110 a 180 litros/hab.dia
Entre 50.000 e 250.000 hab.	120 a 220 litros/hab.dia
>250.000 hab.	150 a 300 litros/hab.dia
População flutuante	(igual ao da permanente)

Fonte: adaptada de von Sperling (2005).

Deve-se ressaltar que a demanda dos grandes consumidores (singulares) por água deverá ser acrescida ao consumo *per capita*, calculando-se as vazões de projetos.

O leitor interessado em saber mais a respeito do diagnóstico do saneamento nos municípios brasileiros poderá acessar o endereço www.snis.gov.br, do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento – SNIS.

2.1.3.3 Fatores que afetam o consumo

Conforme mencionado anteriormente, vários são os fatores que afetam o consumo de água de uma região.

Por via de regra, o consumo doméstico apresenta uma grande variação ao longo do tempo, enquanto para o consumo industrial a variação é menor. Com relação aos consumos comercial e público, a variação situa-se em uma posição intermediária (TSUTIYA, 2006).

De maneira geral, o abastecimento de água a uma determinada região sofre variações anuais, mensais, diárias e horárias.

A variação anual do consumo de água tende a crescer ao longo do tempo, devido, principalmente, ao crescimento populacional e, algumas vezes, à variação do consumo *per capita*. Como a evolução populacional apresenta certas peculiaridades, será abordada em outra seção.

A variação mensal observada nos SAA refere-se, principalmente, aos meses de verão, quando o consumo supera o consumo médio, e aos meses de inverno, quando se observa uma diminuição do consumo em relação ao consumo médio. Essa variação reflete-se, também, na variação diária. Já a variação horária é observada ao longo de um dia, havendo uma maior demanda próximo do horário em que a população está habituada a fazer refeições, em consequência do uso mais acentuado da água na cozinha.

Dentre essas diversas variações que se verificam no consumo de água, as mais significativas para os SAA são as variações diárias e horárias, uma vez que há variações horárias ao longo do dia e variações diárias ao longo do ano.

a) *Variações diárias*: relação entre o maior consumo diário verificado no período de um ano e o consumo médio diário nesse mesmo período. A essa relação dá-se o nome de *coeficiente do dia de maior consumo* (K_1).

Seu valor costuma variar de 1,1 a 2,0. Quando não há valores reais é comum empregar o valor de 1,25.

b) *Variações horárias*: relação entre a maior vazão horária observada em um dia e a vazão média horária do mesmo dia. A essa relação dá-se o nome de *coeficiente da hora de maior consumo* (K_2). O consumo mínimo verifica-se no período noturno, geralmente nas primeiras horas da madrugada.

O valor de K_2 pode variar de 1,5 a 3,0, sendo, normalmente, adotado para fins de projeto o valor de 1,5.

De modo geral, parece que, enquanto o consumo *per capita* de água (q) varia segundo a renda *per capita* da população, o rendimento domiciliar (conforme Dias, Martinez & Libânio (2010)) ou a área construída, a variação sazonal proporcionada por K_1 parece relacionar-se com as condições climáticas, como umidade relativa do ar e temperatura ambiente, enquanto que a variação horária proporcionada por K_2 parece variar conforme usos e costumes da população.

2.1.3.4 Previsão populacional

A previsão populacional de uma determinada região representa uma das principais características a serem determinadas em um sistema de saneamento.

Muito mais que uma projeção do crescimento vegetativo, a previsão populacional engloba vários aspectos locais e regionais que podem afetar o desenvolvimento da região em estudo, como oportunidade e condição de trabalho, atividade econômica predominante, renda, características socioculturais, densidade habitacional, nível de industrialização etc.

No entanto, para vários autores, entre eles Tsutiya & Alem Sobrinho (1999) e Tsutiya (2006), e para a Cetesb (1978), os principais métodos utilizados para projeção populacional são:

- Métodos dos Componentes Demográficos
- Métodos Matemáticos
- Métodos Comparativos
- Métodos da Distribuição Demográfica.

Fixado o período de tempo durante o qual o sistema de abastecimento deverá satisfazer as necessidades da população de projeto, normalmente 20 anos, faz-se o estudo da população correspondente a esse prazo.

- **Métodos dos Componentes Demográficos**

O método dos componentes demográficos considera a tendência passada pelas variáveis demográficas: fecundidade, mortalidade e migração, sendo formuladas hipóteses de comportamento futuro.

A expressão geral da população (P) de uma determinada região pode ser obtida pela aplicação da equação (2.2):

$$P = P_0 + (N - M) + (I - E) \quad (2.2)$$

Sendo P a população futura no tempo t ; P_0 a população inicial no tempo t_0 ; N o número de nascimentos no período $(t - t_0)$; M o número de mortes no período $(t - t_0)$; I o número de imigrantes no período; E o número de emigrantes no mesmo período.

- **Métodos Matemáticos**

Da aplicação dos métodos matemáticos, a previsão da população é estabelecida a partir de uma equação matemática ajustada por dados conhecidos. Dentre os métodos matemáticos, destacam-se o aritmético, o geométrico e a curva logística.

a) Método aritmético

Esse método considera que a população varie linearmente com o tempo, sendo, normalmente, utilizado para a previsão populacional para um curto período de tempo, de 1 a 5 anos, uma vez que o crescimento pressuposto é ilimitado.

Assim, a partir de valores populacionais conhecidos para dois instantes, é possível calcular o incremento populacional no período, com a aplicação da equação (2.3):

$$k_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad (2.3)$$

Em que k_a é a taxa de crescimento linear; P_2 , a população no tempo t_2 ; P_1 , a população inicial no tempo t_1 .

A previsão populacional (P) para um determinado tempo t (superior a t_2) é obtida da aplicação da equação (2.4):

$$P = P_2 + k_a \cdot (t - t_2) \quad (2.4)$$

b) Processo geométrico

Esse método considera a mesma percentagem de aumento da população para iguais períodos de tempo. Para isso, calcula-se a taxa geométrica de crescimento, a partir da aplicação da equação (2.5):

$$k_g = \frac{\log(P_2) - \log(P_1)}{t_2 - t_1} \quad (2.5)$$

Sendo k_g a taxa de crescimento geométrico; P_2 a população no tempo t_2 ; P_1 a população inicial no tempo t_1 .

A expressão geral para a previsão populacional pelo método geométrico (P) para um determinado ano (t) é obtida pela equação (2.6):

$$P = P_2 \cdot 10^{k_g \cdot (t - t_2)} \quad (2.6)$$

No entanto, o *método aritmético* e o *método geométrico* devem ser usados com parcimônia, uma vez que o crescimento populacional pressuposto é ilimitado.

c) Método da curva logística

Esse método admite que o crescimento da população tenda a ser assintótico em função do tempo para um valor de saturação (K).

A curva logística possui três trechos distintos: o primeiro corresponde a um crescimento acelerado; o segundo, a um crescimento retardado; o último, a um crescimento tendendo à estabilização.

A partir dos valores das populações P_0 , P_1 e P_2 , correspondentes a três períodos t_0 , t_1 e t_2 , e igualmente espaçados, isto é, $t_1 - t_0 = t_2 - t_1 = d$. Os pontos P_0 , P_1 e P_2 devem ser tais que $P_0 < P_1 < P_2$ e $P_1^2 > P_0 \cdot P_2$.

Os parâmetros da equação da curva logística são obtidos da aplicação das equações (2.7), (2.8) e (2.9):

$$K = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - (P_1)^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - (P_1)^2} \quad (2.7)$$

$$b = -\frac{1}{0,4343 \cdot d} \cdot \log \left[\frac{P_0 \cdot (K - P_1)}{P_1 \cdot (K - P_0)} \right] \quad (2.8)$$

$$a = \frac{1}{0,4343} \cdot \log \left(\frac{K - P_0}{P_0} \right) \quad (2.9)$$

A expressão geral para a previsão populacional pelo método da curva logística (P) para um determinado ano (t) é obtida pela equação (2.10):

$$P = \frac{K}{1 + e^{a-b(t-t_0)}} \quad (2.10)$$

- **Método Comparativo**

Esse método consiste no traçado de uma curva arbitrária que se ajusta aos dados já observados, sem que se procure estabelecer a equação dela. As extrapolações ou previsões de populações futuras obtêm-se ao prolongar a curva, de acordo com a tendência geral verificada, usando um julgamento próprio (ver Figura 2.4).

Usam-se, como um elemento auxiliar, os dados de populações de outras cidades (A e B), com condições socioeconômicas semelhantes, que já tenham maior número de habitantes que a estudada.

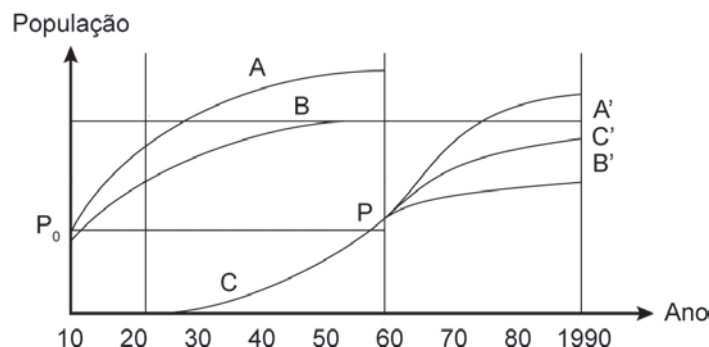


Figura 2.4 Previsão da população pelo método comparativo.

Para o caso ilustrado pela Figura 2.4, admite-se que a cidade estudada (C) terá um crescimento, a partir de 1960, igual ao das duas cidades (A e B), com a mesma população (P).

• Método da Distribuição Demográfica

A distribuição da população do projeto pela área atual e futura depende, basicamente, do Plano Diretor de Desenvolvimento da cidade, instituído pela prefeitura municipal, e das seguintes condições: topografia, facilidade de expansão, planos urbanísticos e loteamentos existentes, hábitos e condições socioeconômicas da população etc.

Tomando-se por base a densidade demográfica atual, podem-se definir as áreas homogêneas, cujas previsões são feitas por meio da aplicação de métodos de previsão demográfica, vistos anteriormente, e comparados com as densidades demográficas estabelecidas na Tabela 2.5:

Tabela 2.5 Densidades demográficas em relação ao tipo de ocupação.

Tipo de ocupação	Densidade demográfica (hab./ha.)
Áreas periféricas, casas isoladas e lotes grandes	25-50
Casas isoladas, lotes médios e pequenos	50-75
Casas geminadas, predominando 1 pavimento	75-100
Casas geminadas, predominando 2 pavimentos	100-150
Prédios de apartamentos pequenos	150-250
Prédios de apartamentos altos	250-750
Áreas comerciais	50-100
Áreas industriais	25-100
Densidade global média	50 – 150

Fonte: Tsutiya (2006).

2.1.4 Vazões de dimensionamento dos principais componentes de um SAA

Um Sistema de Abastecimento de Água (SAA) é, geralmente, constituído de captação, estações elevatórias (EEAB e EEAT), adutoras, Estação de Tratamento de Água (ETA), reservatórios e rede de distribuição.

As obras a montante do reservatório de distribuição devem ser dimensionadas para atender à vazão média do dia de maior consumo do ano; já a rede de distribuição deve ser dimensionada para a vazão média do dia e da hora de maior consumo do ano.

O reservatório de distribuição tem como função principal receber a vazão média do dia de maior consumo e servir de volante para as variações horárias.

A Estação de Tratamento de Água, normalmente, consome de 1% a 5% do volume tratado para a limpeza dos filtros e decantadores.

As expressões para o cálculo das vazões dos diversos componentes do SAA (ver Figura 2.5) são apresentadas pelas equações (2.11), (2.12) e (2.13):

- Vazão da captação, da EEAB até a ETA (inclusive) – Q_1

$$Q_1 = \left(\frac{K_1 \cdot P \cdot q}{86400} + Q_{\text{esp}} \right) \cdot C_{\text{ETA}} \quad (2.11)$$

Vazão da ETA, até o reservatório de distribuição – Q_2

$$Q_2 = \frac{K_1 \cdot P \cdot q}{86400} + Q_{\text{esp}} \quad (2.12)$$

Vazão do reservatório de distribuição, até a rede de distribuição – Q_3

$$Q_3 = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot P \cdot q}{86400} + Q_{\text{esp}} \quad (2.13)$$

Sendo P a população da área abastecida, de acordo com o previsto, para o fim de plano (hab.); q o consumo *per capita* de água (litros/hab.dia); K_1 o coeficiente do dia de maior consumo (adim.); K_2 o coeficiente da hora de maior consumo (adim.); Q_{esp} a vazão específica dos consumidores singulares – especiais (litros/s) –; C_{ETA} o fator de consumo da ETA (1,01 a 1,05); Q_1 , Q_2 , Q_3 as vazões de projetos dos trechos considerados (litros/s).

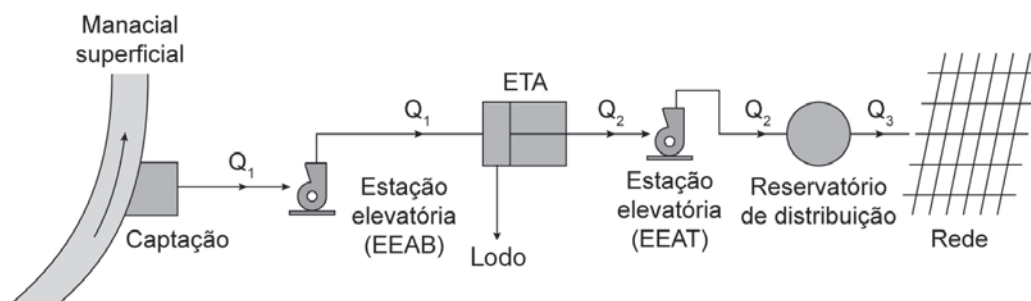


Figura 2.5 Vazões características dos principais constituintes do SAA.

2.2 Mananciais para captação de água

Manancial é o corpo-d'água, superficial ou subterrâneo, de onde é retirada a água para abastecimento. Deve deter requisitos mínimos no que se refere aos aspectos quantitativos e aos qualitativos, do ponto de vista físico, químico e bacteriológico.

Nesse sentido, medidas de controle devem ser tomadas visando aos aspectos de quantidade e qualidade. Dessa maneira, entende-se que o aproveitamento

e a conservação dos recursos hídricos requerem concepção, planejamento, administração, projeto, construção e operação adequados para a utilização racional das águas.

Tsutiya (2006) e Moreno (2009) ressaltam a importância da delimitação da bacia hidrográfica como manancial de abastecimento, estabelecendo a mais nobre e importante vocação dessa área para a produção de água de boa qualidade, à qual todos os demais usos deveriam estar subordinados.

2.2.1 Classificação dos mananciais

Os mananciais que fornecem a água para o sistema de abastecimento são divididos, basicamente, em duas categorias: subterrâneos e superficiais.

Os mananciais subterrâneos são, em geral, de boa qualidade e relativa facilidade para a obtenção de água.

Os mananciais superficiais são mais poluídos, sendo, contudo, normalmente, os mais utilizados para abastecimento.

2.2.2 Aspectos qualitativos

A água para uso humano deve atender a critérios de qualidade, não podendo conter elementos nocivos à saúde e nem possuir sabor, odor e aparência desagradável para ser considerada potável.

2.2.2.1 Aspectos qualitativos das águas subterrâneas

As características químicas das águas subterrâneas refletem os meios por onde percolam, guardando uma estreita relação com os tipos de rocha drenados e com o uso do solo. Desse modo, a qualidade da água subterrânea é decorrente de processos físicos, químicos e biológicos, que determinam uma grande variedade de substâncias presentes na água, decorrentes dos tipos litológicos e da atividade antropogênica, originária, principalmente, de cargas pontuais domésticas e industriais e de cargas difusas de origem urbana e rural.

As principais fontes potenciais de contaminação das águas subterrâneas são os lixões; aterros mal-operados; acidentes com substâncias tóxicas; atividades inadequadas de armazenamento, manuseio e descarte de matérias-primas, produtos, efluentes e resíduos em atividades industriais; atividades minerárias que expõem o aquífero; sistemas de saneamento *in situ*; vazamento nas redes coletoras de esgoto; uso incorreto de agroquímicos e fertilizantes, bem como a

irrigação, que pode provocar problemas de salinização ou aumentar a lixiviação de contaminantes para a água subterrânea; dentre outras fontes dispersas de poluição.

A Resolução Conama nº 396, de 03/04/2008, que dispõe sobre a classificação e diretrizes para enquadramento das águas subterrâneas, definiu seis classes para o enquadramento das águas subterrâneas segundo os usos preponderantes. As classes de água variam da qualidade mais protegida, *classe especial*, destinada à preservação de ecossistemas em unidades de conservação de proteção integral que contribuam para os trechos de corpos de água superficial enquadrados como *classe especial*, à *classe 5*, de qualidade alterada por atividades antrópicas, destinada a atividades que não possuam requisitos de qualidade de uso. No Anexo I dessa resolução, foram estabelecidos valores máximos permitidos (VMP) para várias substâncias de interesse, de forma a garantir água, com qualidade adequada, a cada uso específico (BRASIL, 2008).

No artigo 6º da Resolução Conama 396/2008, definiu-se que as águas subterrâneas classificadas de 1 a 4 devem manter os padrões de qualidade do manancial, estabelecidos com base nos Valores de Referência de Qualidade (VRQ), determinados pelos órgãos competentes, e nos Valores Máximos Permitidos (VMP) para cada uso preponderante.

No Estado de São Paulo, a Cetesb estabeleceu os Valores de Referência de Qualidade das águas subterrâneas (VRQ), apresentados nas tabelas 2.6 e 2.7.

A potabilidade das águas subterrâneas brutas é um dos indicadores de qualidade e qualquer desconformidade representa a necessidade de tratamentos adicionais da água, além da cloração, antes de ser distribuída para consumo humano.

Em 2009, no Estado de São Paulo, a Secretaria de Meio Ambiente instituiu o Indicador de Potabilidade das Águas Subterrâneas (IPAS), que representa o percentual das amostras de águas subterrâneas em conformidade com os padrões de potabilidade estabelecidos pelo Ministério da Saúde e de aceitação ao consumo humano.

O IPAS foi dividido em três classes para orientar a avaliação da qualidade das águas: ruim (0-33%), regular (33,1-67%) e boa (67,1-100%).

Segundo a Cetesb (2012), a água subterrânea apresenta-se, em geral, em condições adequadas para o uso *in natura*, necessitando, apenas, de simples desinfecção para o consumo humano, desde que respeitados os padrões de potabilidade estabelecidos pelo Ministério da Saúde.

A Figura 2.6 ilustra as áreas potencialmente críticas ao uso das águas subterrâneas no Estado de São Paulo, quer por restrição e controle, quer por vulnerabilidade em suas áreas.

Tabela 2.6 Valores de Referência de Qualidade (VRQ) das águas subterrâneas do Estado de São Paulo.

Parâmetro	Unidade	Valor de Referência de Qualidade por Aquífero							VMP
		Guarani	Bauru	Tubarão	Taubaté	São Paulo	Serra Geral	Pré-Cambriano	
pH	--	7,5	7,5	9,0	7,0	7,5	8,0	7,5	6,0-9,5*
Temperatura	°C	28	26	26	26	26	26	24	--
Condutividade Elétrica	$\mu\text{S}\cdot\text{cm}^{-1}$	160	240	410	145	160	170	240	--
Sólidos Dissolvidos Totais	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$	120	200	375	155	150	145	190	1000
Sólidos Totais	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$	135	215	360	165	130	179	200	--
Dureza Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{CaCO}_3$	60	100	60	40	30	55	90	500
Alcalinidade Bicarbonato	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{CaCO}_3$	80	110	150	70	75	75	105	--
Alcalinidade Carbonato	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{CaCO}_3$	0	0	< 2	0	0	0	< 2	--
Alcalinidade Hidróxido	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{CaCO}_3$	0	0	< 2	0	0	0	< 2	--
Alumínio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$	0,03	0,05	0,04	0,15	0,04	0,04	0,07	0,2
Antimônio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Sb}$	< 0,002	< 0,002	< 0,002	< 0,002	< 0,002	< 0,002	< 0,002	--
Arsênio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{As}$	< 0,002	< 0,002	< 0,002	< 0,002	< 0,002	< 0,002	< 0,002	--
Bário Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Ba}$	0,08	0,25	0,08	0,10	0,15	0,08	0,08	0,7
Boro Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{B}$	< 0,03	< 0,03	0,05	< 0,03	< 0,03	< 0,03	< 0,03	--
Carbono Orgânico Dissolvido	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{C}$	5,5	8,5	6,5	5,0	3,5	6,0	4,5	--
Cálcio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Ca}$	18,5	25	18,5	8,0	10	15,5	28,5	--
Cádmio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Cd}$	< 0,0001	< 0,0001	< 0,0001	--	< 0,0001	< 0,0001	< 0,0001	0,005
Cianeto	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{CN}$	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	2
Cloreto Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Cl}$	1,5	5	10	1,5	1,5	1,5	5	250
Chumbo Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Pb}$	< 0,002	< 0,002	< 0,002	--	< 0,002	< 0,002	< 0,002	0,01
Cobre Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Cu}$	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	2
Cobalto Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Co}$	< 0,01	< 0,01	< 0,01	--	< 0,01	< 0,01	< 0,01	--
Cromio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Cr}$	0,003	0,04	< 0,001	< 0,005	0,002	0,002	0,002	0,05
Ferro Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Fe}$	0,09	0,04	0,12	0,12	0,20	0,04	0,12	0,3
Fluoreto Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{F}$	0,2	0,3	0,6	0,3	0,5	0,2	0,6	1,5
Magnésio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Mg}$	3,5	8,0	4,0	1,0	2,5	4,0	5,5	--
Manganês Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Mn}$	0,01	< 0,005	0,02	0,03	0,10	< 0,005	0,03	0,4**
Mercúrio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Hg}$	< 0,0001	< 0,0001	< 0,0001	< 0,0001	< 0,0001	< 0,0001	< 0,0001	0,001
Nitrogênio Nitrato	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{N}$	0,3	1,5	0,2	0,002	0,2	0,5	0,4	10
Nitrogênio Nitrito	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{N}$	0,005	< 0,002	0,005	< 0,001	< 0,004	< 0,002	0,005	0,1
Nitrogênio amoniacal	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{N}$	0,005	0,04	0,07	0,05	0,06	0,05	0,06	--
Nitrogênio Kjeldhal Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{N}$	0,2	0,1	0,4	0,2	0,4	0,1	0,4	--
Níquel Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Ni}$	< 0,02	< 0,02	< 0,02	< 0,02	< 0,02	< 0,02	< 0,02	--
Potássio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{K}$	4,0	4,5	2,0	5,0	4,5	2,0	2,5	--
Selênio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Se}$	< 0,002	< 0,002	< 0,002	--	< 0,002	< 0,002	< 0,002	0,01
Sódio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Na}$	7,0	15	25	20	20	14,5	14,5	200
Sulfato	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{SO}_4$	< 10	< 10	20	< 10	< 10	< 10	10	--
Vanádio Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{V}$	< 0,02	< 0,02	< 0,02	--	< 0,02	< 0,02	< 0,02	--
Zinco Total	$\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}\text{Zn}$	< 0,01	0,03	< 0,01	0,02	0,02	0,02	< 0,01	5
Bactérias Heterotróficas	UFC mL^{-1}	15	30	15	1	25	15	40	500
Coliformes Totais	P/A/100 mL^{-1}	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente
<i>Escherichia coli</i>	P/A/100 mL^{-1}	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente

(*) Quanto ao pH, não se trata de um padrão, mas de uma recomendação de uma faixa de pH a ser mantida no sistema de distribuição de água para abastecimento; (**) Para o manganês, o padrão de potabilidade é 0,1 $\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$; VMP – valor máximo permitido. Fonte: Cetesb (2010).

Tabela 2.7 Proposta de Valores de Referência de Qualidade (VRQ) das águas subterrâneas para algumas substâncias nas águas subterrâneas abaixo do limite de quantificação.

Substância	Valor de Referência de Qualidade para água subterrânea (mg.L ⁻¹)
Antimônio	< 0,002
Arsênio	< 0,002
Boro	< 0,03
Cádmio	< 0,0001
Chumbo	< 0,002
Cobalto	< 0,01
Cobre	< 0,02
Mercúrio	< 0,0001
Níquel	< 0,02
Selênio	< 0,002

Fonte: Cetesb (2010).



Figura 2.6 Áreas potencialmente críticas para o uso das águas subterrâneas no Estado de São Paulo.

Fonte: Cetesb (2012).

2.2.2.2 Aspectos qualitativos das águas superficiais

Em função das múltiplas aplicações da água nas diversas atividades humanas, o conceito de qualidade da água precisa ser relativizado, em função do uso a que se destina.

Com o objetivo de definir padrões e níveis de qualidade para atendimento aos diversos usuários, no Brasil, os recursos hídricos superficiais foram enquadrados e classificados em *água doce* (salinidade $\leq 0,5\text{‰}$), *salobra* (salinidade $> 0,5\text{‰}$ e $<30\text{‰}$) e *salina* (salinidade $\geq 30\text{‰}$).

Mais do que uma simples classificação, o enquadramento dos corpos-d'água deve ser visto como um instrumento de planejamento, previsto, aliás, no Plano Nacional de Recursos Hídricos, instituído pela Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997. As metas de qualidade de água, definidas no Plano de Bacia, objetivam a melhoria do nível de qualidade do manancial, ou seja, uma melhor classificação do nível do rio num prazo definido pelo Comitê.

A Resolução Conama n.º 357/2005 estipulou a classificação dos corpos de água em treze níveis de qualidade, dos usos mais restritivos para os menos restritivos dentro de cada um desses níveis, segundo as características físicas, químicas e biológicas da água dos mananciais. Da mesma maneira, tal resolução torna obrigatória a determinação de vários parâmetros para caracterizar as águas e assegurar seus usos predominantes.

Segundo a Resolução Conama n.º 357/2005 o uso da água para abastecimento do homem pode ser feito com algum tipo de tratamento, desde que os mananciais estejam classificados em *água doce* (*classe especial, classe 1, classe 2* ou *classe 3*) ou em *água salobra* (*classe 1*).

Embora a Resolução Conama nº 357/2005 tenha definido as *classes* e suas características necessárias, o enquadramento dos corpos-d'água superficiais é estabelecido pelos órgãos ambientais competentes de cada um dos estados da Federação.

Para a avaliação da qualidade da água de manancial superficial destinada ao abastecimento público, o Estado de São Paulo, por meio da Cetesb, tem aplicado dois índices: IQA – Índice de Qualidade das Águas e o IAP – Índice de Qualidade de Águas Brutas, para fins de abastecimento público.

2.2.2.2.1 Determinação do Índice de Qualidade das Águas – IQA

A partir de um estudo realizado em 1970 pela *National Sanitation Foundation*, dos Estados Unidos, a Cetesb adaptou e desenvolveu o IQA – Índice de Qualidade das Águas, que incorpora nove variáveis consideradas relevantes para a avaliação da qualidade das águas, tendo como determinante a sua utilização para abastecimento público (CETESB, 2005).

O IQA é calculado pelo produtório ponderado das qualidades de água correspondentes às variáveis (equação (2.14)): temperatura da amostra, pH,

oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio (cinco dias, 20 °C), coliformes termotolerantes, nitrogênio total, fósforo total, resíduo total e turbidez.

$$IQA = \prod_{i=1}^n q_i^{w_i} \quad (2.14)$$

Em que **IQA** é o Índice de Qualidade das Águas (um número entre 0 e 100); q_i a qualidade do i-ésimo parâmetro (um número entre 0 e 100); **n**, o número de variáveis que compõem o IQA; w_i o peso correspondente ao i-ésimo parâmetro (um número entre 0 e 1), atribuído em função da sua importância para a conformação global de qualidade, sendo que $\sum_{i=1}^n w_i = 1$.

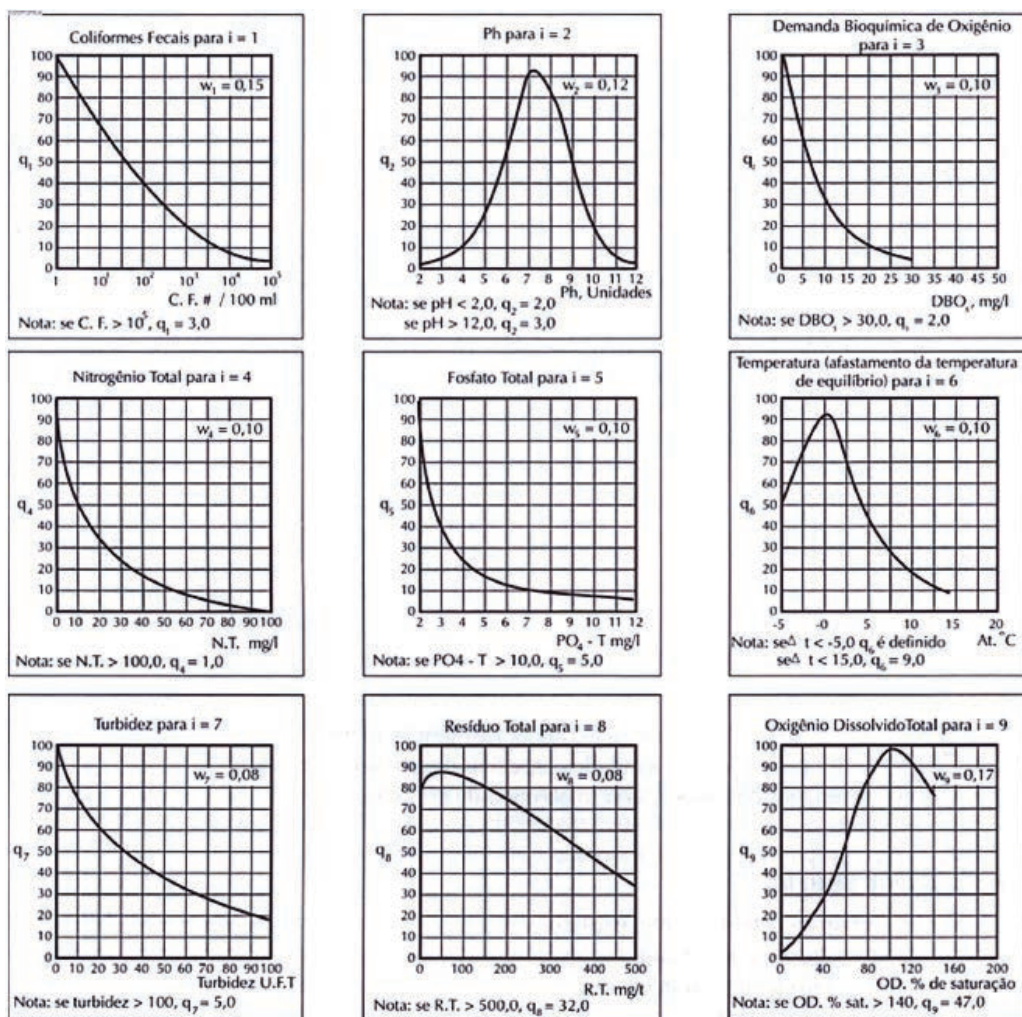


Figura 2.7 Curvas médias para a determinação do parâmetro de qualidade q_i e de seu peso correspondente w_i .

Fonte: Cetesb (2005).

Deve-se ressaltar que as curvas desenvolvidas pela *National Sanitation Foundation*, apresentadas na Figura 2.7, levaram em consideração as características

dos corpos de água e as variações climáticas dos EUA, sendo a variação de temperatura de equilíbrio (ΔT) o principal parâmetro afetado. No Brasil, como não é comum que os corpos-d'água recebam cargas térmicas elevadas, tem-se $\Delta T \approx 0$, o que resulta em $q_6 \approx 93$.

Em função do IQA obtido pela equação (3.14), estima-se o nível de qualidade do manancial superficial em: *excelente* ($90 < \text{IQA} \leq 100$); *bom* ($70 < \text{IQA} \leq 90$); *médio* ($50 < \text{IQA} \leq 70$); *ruim* ($25 < \text{IQA} \leq 50$); *muito ruim* ($0 < \text{IQA} \leq 25$).

2.2.2.2 Determinação do Índice de Qualidade das Águas Brutas para Fins de Abastecimento Público – IAP

O IAP, comparado com o IQA, é um índice mais fidedigno da qualidade da água bruta a ser captada, a qual, depois do tratamento, será distribuída à população.

O IAP é o produto da ponderação dos resultados atuais do IQA (Índice de Qualidade de Águas) e do ISTO (Índice de Substâncias Tóxicas e Organolépticas) e é composto do grupo de substâncias que afetam a qualidade organoléptica da água, bem como de substâncias tóxicas, incluindo metais, e de resultados do teste de Ames (Genotoxicidade), do número de cianobactérias e do Potencial de Formação de Tri-halometanos (THMPF), podendo ser calculado pela equação (2.15):

$$\text{IAP} = \text{IQA} \cdot \text{ISTO} \quad (2.15)$$

Sendo **IQA** o Índice de Qualidade das Águas (um número entre 0 e 100); **ISTO** o índice de Substâncias Tóxicas e Organolépticas (um número entre 0 e 1) e **IAP** o Índice de Qualidade de Águas Brutas para fins de Abastecimento Público (um número entre 0 e 100).

Em função do IAP obtido pela equação (2.15), estima-se o nível de qualidade do manancial superficial em: *ótimo* ($79 < \text{IAP} \leq 100$); *bom* ($51 < \text{IAP} \leq 79$); *regular* ($36 < \text{IAP} \leq 51$); *ruim* ($19 < \text{IAP} \leq 36$); *péssimo* ($\text{IAP} \leq 19$).

A Figura 2.8 representa, graficamente, a distribuição dos IAPs obtidos com relação a vários mananciais superficiais do Estado de São Paulo para o ano de 2010.

- Índice de Substâncias Tóxicas e Organolépticas – ISTO

As variáveis que indicam a presença de substâncias tóxicas e que afetam a qualidade organoléptica são agrupadas de maneira a fornecer o Índice de Substâncias Tóxicas e Organolépticas (ISTO), utilizado para determinar o IAP, a partir do IQA original.

Para cada parâmetro incluído no ISTO, são estabelecidas curvas de qualidade que atribuem ponderações, variando de 0 a 1.

As curvas de qualidade, representadas por meio das variáveis potenciais de formação de tri-halometanos e metais, foram construídas utilizando-se de dois níveis de qualidade que associam os valores numéricos 1,0 e 0,5 ao limite inferior (LI) e ao limite superior (LS), respectivamente, conforme a equação (2.16):

$$\left. \begin{array}{l} 1,0 \text{ se valor medido} \leq \text{LI} \\ 0,5^{(\text{Valor Medido}-\text{LI})/(\text{LS}-\text{LI})} \text{ se valor medido} > \text{LI} \end{array} \right\} = q_i \quad (2.16)$$

Os metais e o potencial de formação de THM que compõem o ISTO, bem como os limites inferior (LI) e superior (LS), são apresentados na Tabela 2.8:

Tabela 2.8 Limites inferior (LI) e superior (LS) para metais e potencial de formação de THM (PFTHM).

Grupo	Variável	Unidade	Limite Inferior (LI)	Limite Superior (LS)
Tóxico	Cádmio	mg/l	0,005	0,01
	Chumbo	mg/l	0,01	0,033
	Cromo Total	mg/l	0,05	0,059
	Níquel	mg/l	0,02	0,025
	Mercúrio	mg/l	0,001	0,002
	PFTHM	µg/l	373	461
Organolético	Zinco	mg/l	5	5,9
	Ferro dissolvido	mg/l	0,3	5
	Manganês	mg/l	0,1	0,5
	Alumínio dissolvido	mg/l	0,2	2
	Cobre dissolvido	mg/l	2	8

Fonte: adaptada de Cetesb (2012).

No caso do potencial de formação de THM, Cetesb (2005) propôs o emprego da regressão linear apresentada na equação (2.17), cujo coeficiente de regressão obtido foi de $R^2=0,7961$.

$$\text{PFTHM} = 4,4 \cdot \text{THM} + 21,334 \quad (2.17)$$

Em que PFTHM é o potencial de formação de THMs ($\mu\text{g/l}$); THM é a concentração de THM encontrado no manancial ($\mu\text{g/l}$).

Para determinar o valor numérico referente ao teste de Ames ou ensaio de mutação reversa (q_{TA}), emprega-se a equação (2.18), conforme Cetesb (2005).

$$\left. \begin{aligned}
 q_{TA} &= (1 - (0,25 \cdot \log(\text{Revertentes}/\ell))) \text{, para } 100 < \text{Revertentes}/\ell < 10.000 \\
 q_{TA} &= 0,50 \text{--para } 0 < \text{Revertentes}/\ell < 100 \\
 q_{TA} &= 0,0 \text{--para } \text{Revertentes}/\ell > 10.000
 \end{aligned} \right\} = q_{TA} \quad (2.18)$$

A variável potencial referente ao número de células de cianobactérias (qNCC) é apresentada na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 Variáveis potenciais (qNCC) em função da faixa de número de células de cianobactérias.

Níveis	Variável potencial (q _{NCC})
Número de células ≤ 20.000	1,00
20.000 < Número de células ≤ 50.000	0,80
50.000 < Número de células ≤ 100.000	0,70
100.000 < Número de células ≤ 200.000	0,60
200.000 < Número de células ≤ 500.000	0,50
Número de células > 500.000	0,35

Fonte: Cetesb (2012).

A ponderação do grupo de Substâncias Tóxicas (ST) é obtida pela multiplicação dos dois menores valores mais críticos do grupo de variáveis que indicam a presença dessas substâncias na água, conforme a equação (2.19):

$$ST = \text{Min}_{-1} (q_{TA}, q_{PFTHM}, q_{Cd}, q_{Cr}, q_{Pb}, q_{Ni}, q_{Hg}, q_{NCC}) \cdot \text{Min}_{-2} (q_{TA}, q_{PFTHM}, q_{Cd}, q_{Cr}, q_{Pb}, q_{Ni}, q_{Hg}, q_{NCC}) \quad (2.19)$$

A ponderação do grupo de Substâncias Organolépticas (SO) pode ser obtida pela média aritmética das qualidades padronizadas das variáveis pertencentes a esse grupo, conforme a equação (2.20):

$$SO = \frac{q_{Al} + q_{Cu} + q_{Zn} + q_{Fe} + q_{Mn}}{5} \quad (2.20)$$

O ISTO é resultado do produto dos grupos de substâncias tóxicas que alteram a qualidade organoléptica da água, conforme mostrado na equação (2.21):

$$ISTO = ST \cdot SO \quad (2.21)$$

Sendo **ISTO** o índice de Substâncias Tóxicas e Organolépticas (um número entre 0 e 1); **ST** o índice de Substâncias Tóxicas (um número entre 0 e 1); **SO** o índice de Substâncias Organolépticas (um número entre 0 e 1).



Figura 2.8 Distribuição dos IAPs, obtidos para o ano de 2010, ao longo de vários mananciais superficiais do Estado de São Paulo.

Fonte: Cetesb (2011).

2.2.2.3 Padrões de potabilidade

Os padrões de potabilidade de água e os procedimentos de controle e de vigilância são definidos pela Portaria nº 2.914, de 12 de dezembro de 2011. A portaria em vigor define água potável como sendo a água para consumo humano, cujos parâmetros físicos, químicos, microbiológicos e radiativos atendam ao padrão de potabilidade estabelecido, não oferecendo risco à saúde.

Já o padrão de potabilidade, como sendo o conjunto de valores permitidos para cada elemento ou substância químicos, não se considerando eventuais efeitos sinérgicos entre elementos ou substâncias.

As tabelas 2.10 e 2.11 apresentam os principais parâmetros de potabilidade da água para o consumo humano, estabelecidos pela Portaria nº 2914/2011 do Ministério da Saúde.

Tabela 2.10 Padrão microbiológico da água para consumo humano – Portaria nº 2.914/2011.

Microbiológico			Valor Máximo Permitido (VMP) ⁽¹⁾
Tipo de Água	Parâmetro		
Água para consumo humano	<i>Escherichia coli</i> ⁽²⁾		Ausência em 100 ml
	<i>Coliformes totais</i> ⁽³⁾		Ausência em 100 ml
Água tratada	<i>Escherichia coli</i>		Ausência em 100 ml
	Coliformes totais ⁽⁴⁾	Sistemas ou soluções alternativas coletivas que abasteçam menos de 20.000 habitantes.	Apenas uma amostra, dentre as amostras examinadas no mês, poderá apresentar resultado positivo.
		Sistemas ou soluções alternativas coletivas que abasteçam a partir de 20.000 habitantes.	Ausência em 100 ml, em 95% das amostras examinadas no mês.

Notas:

- (1) Valor máximo permitido
- (2) Indicador de contaminação feca.
- (3) Indicador de eficiência de tratamento
- (4) Indicador de integridade do sistema de distribuição (reservatório e rede).

Fonte: Brasil (2011).

Tabela 2.11 Padrão de potabilidade para substâncias químicas que representam risco à saúde – Portaria nº 2.914/2011.

Substâncias Químicas					
Parâmetro	Unidade	VMP	Parâmetro	Unidade	VMP
Inorgânicas			Agrotóxicos		
Antimônio	(µg/l)	0,005	2,4 D + 2,4,5 T	(µg/l)	30
Arsênio	(µg/l)	0,1	Araclor	(µg/l)	20
Bário	(µg/l)	0,7	Aldicarbe_ Aldicarbesulfona+Aldicarbe sulfóxido	(µg/l)	10
Cádmio	(µg/l)	0,005	Aldrin + Dieldrin	(µg/l)	0,03
Chumbo	(µg/l)	0,01	Atrazina	(µg/l)	2
Cianeto	(µg/l)	0,07	Carbendazim + benomil	(µg/l)	120
Cobre	(µg/l)	2	Carbofurano	(µg/l)	7
Cromo	(µg/l)	0,05	Clordano	(µg/l)	0,2
Fluoreto	(µg/l)	1,5	Clorpirifós + clorpirifós-oxon	(µg/l)	30
Mercúrio	(µg/l)	0,001	DDT + DDD + DDE	(µg/l)	1
Níquel	(µg/l)	0,07	Diuron	(µg/l)	90
Nitrato (como N)	(µg/l)	10	Endossulfan (α β e sais) ⁽³⁾	(µg/l)	20
Nitrito (como N)	(µg/l)	1	Endrin	(µg/l)	0,6
Selênio	(µg/l)	0,01	Glifosfato + AMPA	(µg/l)	500
Urânio	(µg/l)	0,03	Lindano (gama HCH) ⁽⁴⁾	(µg/l)	2
Orgânicas			Mancozebe	(µg/l)	180
Acrilamida	(µg/l)	0,5	Metamidofós	(µg/l)	12
Benzeno	(µg/l)	5	Metolacoloro	(µg/l)	10
Benzeno [a]pireno	(µg/l)	0,7	Molinato	(µg/l)	6
1,2 Dicloroetano	(µg/l)	10	Parationa Metílica	(µg/l)	9
1,1 Dicoeteno	(µg/l)	30	Pendimentalina	(µg/l)	20
1,2 Dicoeteno (cis + trans)	(µg/l)	50	Permetrina	(µg/l)	20
Diclorometano	(µg/l)	20	Profenofós	(µg/l)	60
Di (2-etilhexil) ftalato	(µg/l)	8	Simazina	(µg/l)	2
Estireno	(µg/l)	20	Tebuconazol	(µg/l)	180
Pentaclofenol	(µg/l)	9	Terbufós	(µg/l)	1,2
Tetracloroeto de carbono	(µg/l)	4	Trifluralina	(µg/l)	20
Tetracloroeteno	(µg/l)	40	Desinfetantes e produtos secundários da desinfecção ⁽⁵⁾		
Triclobenzeno	(µg/l)	20	Ácidos haloacéticos total	mg/l	0,08
Tricloroeteno	(µg/l)	20	Bromato	mg/l	0,01
			Clorito	mg/l	1
			Cloro residual livre	mg/l	5
			Cloraminas totais	mg/l	4,0
			2,4,6 Triclofenol	mg/l	0,2
			Tri-halometanos total	mg/l	0,1

Fonte: Brasil (2011).

2.2.3 Mananciais subterrâneos para abastecimento público

Mananciais subterrâneos são aqueles constituídos de águas que se encontram no subsolo ocupado por seus interstícios, fendas, falhas ou canais existentes nas diferentes camadas geológicas e em condições de escoar, obedecendo a princípios hidráulicos. Minas, nascentes e fontes são formas de surgência natural da água subterrânea.

Poços rasos ou profundos, tubulares ou escavados, drenos ou galerias filtrantes são obras destinadas a permitir a retirada artificial da água subterrânea.

A água subterrânea apresenta-se como notável recurso em muitas regiões, onde existem condições favoráveis para seu aproveitamento. Além disso, em certas áreas, como o Nordeste brasileiro, onde as águas de superfície podem, em determinadas épocas, desaparecer quase totalmente, a água retirada de fraturas e falhas de rochas compactas tem sido a única fonte de suprimento de pequenos núcleos populacionais.

Um número considerável de cidades brasileiras possui seu abastecimento de água somente proveniente de poços, principalmente do tipo tubular profundo. No Estado de São Paulo, podem-se citar os municípios de Lins, Catanduva e Ribeirão Preto.

A Figura 2.9 ilustra o uso das águas subterrâneas para abastecimento público no Estado de São Paulo.

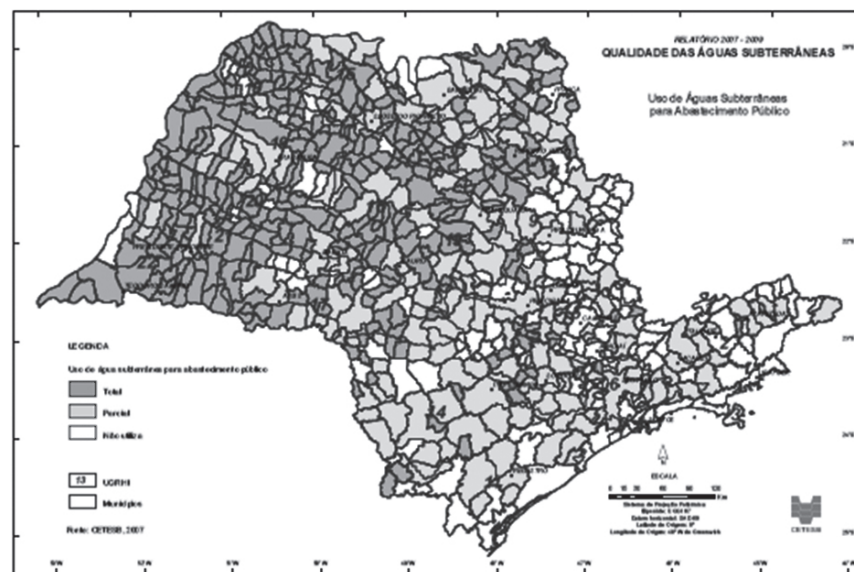


Figura 2.9 Uso das águas subterrâneas para abastecimento público.

Fonte: Cetesb (2010).

As vantagens do aproveitamento de água subterrânea são, basicamente:

- qualidade, geralmente satisfatória, para fins potáveis
- relativa facilidade de sua obtenção
- possibilidade de localização de obras de captação nas proximidades das áreas de consumo.

Quanto à qualidade, as águas de lençóis subterrâneos apresentam, geralmente, características físicas compatíveis com os padrões de potabilidade. Devido à ação da filtração lenta, por meio das camadas permeáveis, a água apresenta-se com baixos teores de cor e turbidez, não sendo necessário, por isso, sofrer processos de tratamento, com exceção da desinfecção.

Pela ação de filtração são também isentos das bactérias normalmente encontradas em águas superficiais, a não ser que o lençol aproveitado esteja sendo atingido por alguma fonte poluidora nas proximidades do ponto de captação.

Sob o aspecto químico, entretanto, a água de certos aquíferos pode conter sais solúveis em maiores proporções e, por essa razão, chegar a ser imprópria para fins potáveis. Também a dureza conseguirá ser elevada em alguns casos e, assim, exigir um tratamento especial de abrandamento – ainda que não seja prejudicial para fins potáveis, ela pode provocar a incrustação das tubulações.

A relativa facilidade de captação e a possibilidade de localização das obras nas proximidades dos centros de consumo concorrem para uma economia substancial quanto ao custo da instalação de sistemas de abastecimento.

2.2.3.1 Tipos de aquífero

Os tipos de aquífero podem ser:

- *Aquífero freático, livre ou não confinado*: aquele em que a água nele contida se encontra confinada a camadas impermeáveis e sujeita a uma pressão atmosférica. Um poço perfurado em aquífero freático terá o nível de água, em seu interior, coincidente com o do lençol. Portanto, um poço freático é aquele que tem o nível de água no seu interior coincidindo com o do lençol.
- *Aquífero confinado ou artesiano*: aquele em que a água nele contida se encontra confinada a estratos impermeáveis e sujeita a uma pressão maior que a pressão atmosférica. Um poço artesiano é aquele em que o nível de água, em seu interior, subirá para além da camada aquífera. Poderá, às vezes, atingir a boca do poço e produzir uma descarga contínua. Nesse caso, o poço artesiano denomina-se *jorrante* ou *surgente*.

A alimentação dos aquíferos freáticos ocorre, geralmente, ao longo do próprio lençol, ao passo que, nos aquíferos artesianos, ela se verifica somente no contato da formação com a superfície, podendo ocorrer a uma distância considerável do local do poço. As condições climáticas ou o regime hidráulico observados na área de perfuração do poço, nesse caso, pouco ou nada influirão na produção do poço.

A Figura 2.10 ilustra os tipos de aquífero existentes.



Figura 2.10 Tipos de aquífero.

Fonte: <http://www.tratamentodeagua.com.br/r10/Biblioteca_Detalhe.aspx?codigo=71&topico=781>.

2.2.3.2 Tipos de captação de água subterrânea

Obras de captação de água subterrânea é um conjunto de estruturas e dispositivos destinados a permitir a retirada artificial da água subterrânea nas camadas em que se encontram.

Vários são os tipos de captação de águas subterrâneas. A escolha desse tipo depende, entre outros fatores, da forma e da surgência da água, da profundidade do lençol subterrâneo.

2.2.3.2.1 Caixa de tomada

A *caixa de tomada* é um dispositivo destinado tanto a proteger a fonte de encosta quanto a facilitar a tomada-d'água.

Se o afloramento da água ocorrer em um só ponto, a caixa de tomada poderá ter dimensões mínimas suficientes para comportar um só homem em seu interior, para efeito de inspeção.

A caixa de tomada, provida de uma abertura de inspeção com tampa, pode ser de concreto ou alvenaria. No interior da caixa, além de crivo, por meio do qual a água chega à adutora, instalam-se um extravasor e uma tubulação de descarga com registro situado ao fundo.

O uso desse dispositivo deve ser bem avaliado, pois a possibilidade de contaminação dessa água é alta.

A Figura 2.11 ilustra uma caixa de tomada para captação de água subterrânea:

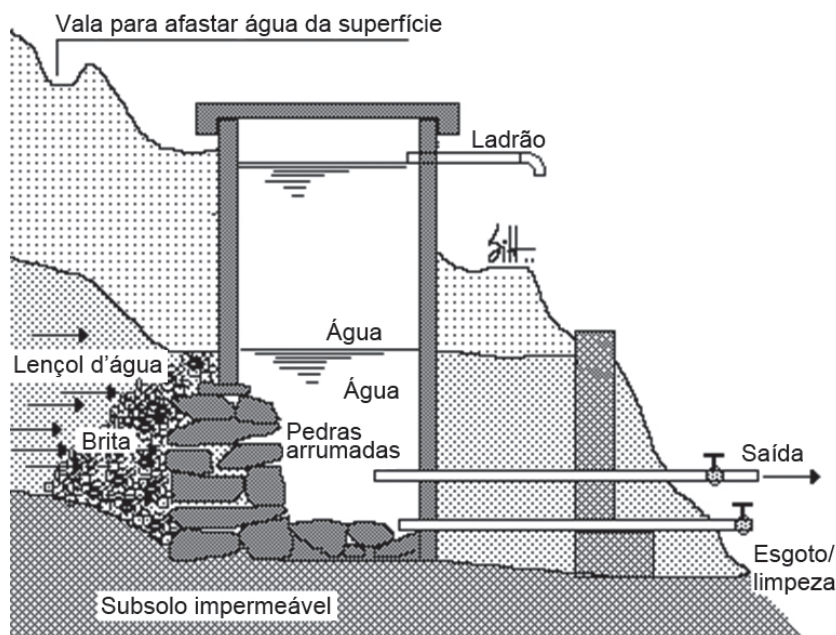


Figura 2.11 Caixa de tomada empregada em nascentes.

Fonte: <<http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/A41.html>>.

2.2.3.2.2 Galeria filtrante

Constitui um meio para captação do lençol freático, ou mesmo da água de infiltração de rios.

A galeria filtrante é constituída de uma vala no terreno, na qual se instala uma tubulação provida de orifícios, destinados à passagem da água. Essa tubulação é envolta em camadas de cascalho e areia.

A água captada é conduzida para uma caixa de tomada para, então, ser aduzida por gravidade.

A Figura 2.12 ilustra, esquematicamente, uma galeria filtrante:

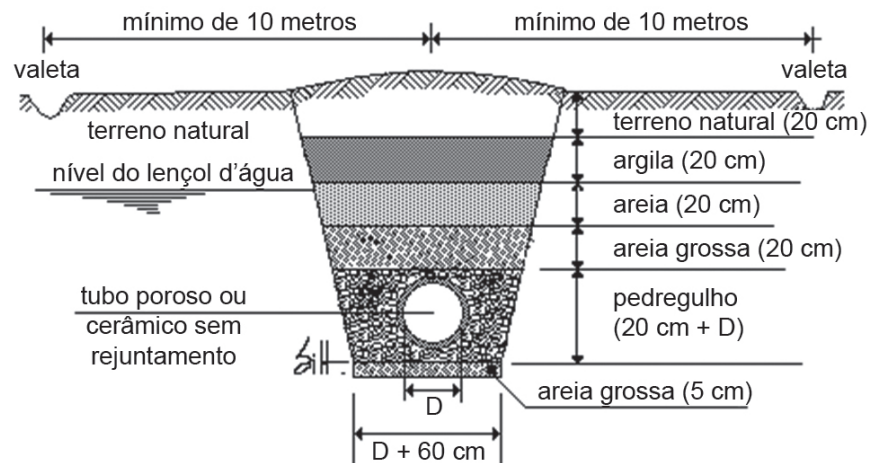


Figura 2.12 Galeria filtrante.

Fonte: <<http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Captac03.html>>.

A galeria filtrante é utilizada na captação de água por infiltração quando a margem do rio é arenosa. No decorrer do tempo, vai se processando a colmatagem das camadas filtrantes situadas entre o rio e a galeria, a ponto de, em certos casos, a vazão de tomada-d'água reduzir. Por isso, não são raros os exemplos de galerias abandonadas por decréscimo de produção de água.

2.2.3.2.3 Poços escavados ou Poços rasos

Os poços escavados, por terem pequena profundidade, ultrapassando, raramente, 20 metros, são utilizados na captação de água dos lençóis freáticos. A profundidade desses poços depende, no entanto, da profundidade do lençol freático, bem como da vazão desejada.

Os poços escavados consistem em um buraco, de forma cilíndrica, com diâmetro variando de 1 a 3 metros de profundidade, feito no terreno. Geralmente, esses poços recebem um revestimento para dar sustentação, sobretudo na região próxima à superfície, o qual é feito, na maioria das vezes, de alvenaria de pedra seca ou de aduelas de concreto pré-moldado – providas de orifício, para que permitam a passagem da água do aquífero freático.

2.2.3.2.4 Poços perfurados ou Poços profundos

Os poços profundos ou poços perfurados são aqueles cuja abertura necessita do emprego de máquinas especiais, chamadas *perfuratrizes*. São empregadas para

o aproveitamento de lençóis artesianos e freáticos, estes quando de profundidade relativamente grande. A Figura 2.13 apresenta os cavaletes de um poço profundo:

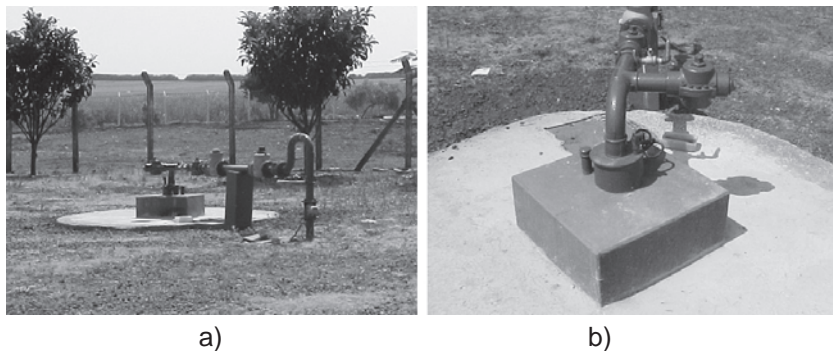


Figura 2.13 Detalhes do cavalete do poço de Santa Eudóxia – São Carlos (SP).

Verificam-se cinco etapas na construção de um poço:

- *Perfuração*: são diversos os métodos de perfuração de poços, que podem ser agrupados em *métodos de percussão* e *métodos hidráulicos rotativos*.

Nos *métodos de percussão*, utilizam-se algumas ferramentas acopladas entre si, que, depois de serem elevadas por um cabo de aço movido por uma máquina especial, são liberadas bruscamente para atingir o terreno que, sob impactos sucessivos, é perfurado, por esmagamento, por meio do trépano.

Nos *métodos hidráulicos rotativos*, mais indicados para a formação não consolidada, a perfuração é feita por meio de uma haste acoplada, inferiormente, a uma broca.

A Figura 2.14 ilustra a perfuração de poços profundos pelo método rotativo, enquanto a Figura 2.15 ilustra um tipo de broca empregada no método rotativo.



Figura 2.14 Perfuração de poço profundo, na Vila Alpes – São Carlos (SP).



Figura 2.15 Brocas utilizadas no processo de perfuração de poço pelo método rotativo.

- *Revestimento*: constituído, normalmente, de tubulação de aço, é utilizado em formação não consolidada, para impedir o desmoronamento das paredes do poço.

Quando se utiliza o método de percussão, o revestimento é instalado à medida que a perfuração vai se processando.

Nos métodos hidráulicos rotativos, o revestimento é feito depois de concluída a perfuração, sendo utilizada lama bentonítica, para evitar o desmoronamento das paredes do poço.

O revestimento tem, ainda, a finalidade de impedir a penetração de água indesejável no interior do poço e/ou a perda de água do poço por infiltração nas camadas do subsolo. A Figura 2.16 ilustra as tubulações a serem empregadas como revestimento de poço.



Figura 2.16 Tubulações a serem empregadas no revestimento – após a perfuração do poço.

- *Filtro*: são dispositivos instalados nas formações aquíferas não consolidadas, formando conjunto com o tubo de revestimento. São providos de aberturas, que permitem a chegada da água ao interior do poço. Tais aberturas possuem dimensões que impedem a passagem de areia

fina, material indesejável para o bom funcionamento da maioria dos conjuntos elevatórios.

A Figura 2.17 mostra um tipo de filtro empregado nos poços profundos:

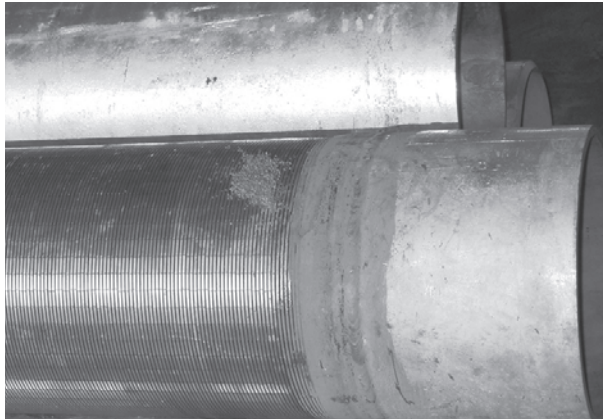


Figura 2.17 Tipo de filtro utilizado em poços profundos.

- *Cimentação*: consiste no lançamento de uma pasta de cimento no espaço anular, que envolve o tubo de revestimento, com vistas, principalmente, à proteção sanitária da água do poço.
- *Desenvolvimento*: trata-se da última etapa de construção de um poço profundo, consistindo na provocação de fluxos de água de dentro para fora e vice-versa, com o objetivo de conferir ao poço o máximo de rendimento ou, em outras palavras, a máxima vazão específica.

Tsutiya (2006) e Giampá & Gonçalves (2006) descrevem, mais detalhadamente, vários aspectos e métodos construtivos de poços profundos.

2.2.4 Mananciais superficiais para abastecimento público

Mananciais superficiais são corpos-d'água que servem como suprimento de água, encontrados na superfície terrestre. Os mananciais superficiais destinados ao abastecimento humano são, normalmente, constituídos dos córregos, rios, lagos e represas. Essas águas devem atender a requisitos mínimos no que se refere aos aspectos quantitativo e qualitativo, conforme mencionado anteriormente.

A qualidade da água de um manancial superficial só pode ser suficientemente conhecida por meio de uma série de exames e análises abrangendo as diversas estações do ano. Para a melhor apreciação de uma água, torna-se necessário e conveniente que os exames e análises sejam completados e mesmo orientados, em certos casos, por meio de inspeções sanitárias, o que permite constatar e localizar eventuais focos de poluição.

Os principais fatores que interferem na qualidade da água dos mananciais superficiais são:

- Urbanização da bacia hidrográfica
- Erosão e assoreamento
- Resíduos sólidos
- Lançamento de águas pluviais
- Lançamento de efluentes sanitários sem tratamento eficaz.

Medidas de controle dos mananciais devem ser tomadas de maneira a preservar os aspectos quantitativos e qualitativos, tais como:

- Impedir ou controlar o uso e a ocupação do solo na bacia de captação, evitando a instalação de indústrias, clubes de campo, áreas urbanizadas a montante e perto das tomadas-d'água.
- Impedir o lançamento de efluentes de estações de tratamento de esgotos a montante do local de tomada-d'água.
- Fazer levantamento sanitário periódico das águas, bem como dos contribuintes, incluindo o controle de sua qualidade.

De maneira geral, as características das águas superficiais dependem da área, geologia, topografia e do uso na bacia hidrográfica, como também das condições atmosféricas do local.

A presença de material grosseiro, como folhas e galhos, e material sedimentável, como areia, nos mananciais superficiais, é muito frequente, intensificando-se nos período de chuva. Por isso, é comum a instalação de dispositivos que removam esses materiais. Além dessas medidas estruturais, a escolha correta do local de captação é fundamental.

A análise para a escolha do local de implantação da captação superficial deve ser complementada por inspeções de campo, observando os principais aspectos ligados às características hidráulicas do manancial, à geologia da região, às áreas inundáveis e aos focos de poluição – potenciais e existentes.

A captação de água deve ser localizada em trecho reto ou, quando em curva, junto à curvatura externa, em que as velocidades de escoamento são maiores, evitando-se os bancos de areia, que se formam às margens.

Já a concentração de substâncias dissolvidas nos rios e riachos é muito variável. Por exemplo, se esses corpos-d'água têm origem em zonas pantanosas, possuem cor acentuada, em virtude da matéria orgânica em decomposição,

resultante da vegetação morta. Da mesma maneira, se a água escoar por terrenos calcários, a dureza torna-se elevada.

Não é incomum que a alternativa para o tratamento das águas superficiais seja concluída somente após análises físico-químicas periódicas – como em se tratando de rios cujo grau de turbidez é função das estações do ano, acentuando-se nos períodos chuvosos.

Do ponto de vista quantitativo, um manancial só poderá ser utilizado para o abastecimento se atender, com segurança, à estimativa do consumo total de água para a população-limite de projeto. Daí a necessidade de estudos hidrológicos e de medições de vazão, as quais só conduzem a resultados significativos e merecedores de confiança se efetuadas em grande número, durante dilatado período de tempo – o suficiente para permitir o registro, inclusive de valores máximos e mínimos, que, geralmente, muito se distanciam em tempo e grandeza.

2.2.4.1 Partes constituintes de uma captação superficial

Entende-se por *obras de captação* o conjunto de estruturas e dispositivos construídos ou montados junto a um manancial, para a tomada de água destinada ao sistema de abastecimento.

As obras de captação devem ser projetadas e construídas de forma que, em qualquer época do ano, sejam asseguradas condições de fácil captação de água e, tanto quanto possível, de melhor qualidade dela no manancial em consideração. Dessa maneira, ao desenvolver um projeto de captação, devem-se prever condições que garantam a facilidade de operação e manutenção ao longo do tempo.

Os dispositivos das instalações de captação são muito variáveis, dependendo das condições do manancial, do nível de enchente, da topografia do local etc. No entanto, na maioria dos casos, as partes constituintes das captações são:

- Barragens, vertedores ou enrocamento
- Tomada-d'água
- Gradeamento
- Desarenador.
- Além de dispositivos de controle, tubulações e canais.

2.2.4.1.1 Barragens, vertedores ou enrocamento

São obras executadas nos cursos-d'água, ocupando toda a sua largura, com o objetivo de elevar o nível de água a uma cota preestabelecida, de modo a

garantir um nível mínimo de água, para a derivação da água e para o bom funcionamento do sistema de recalque.

- *Barragens*: são elementos estruturais, construídos em um curso-d'água, criando um reservatório de acumulação. Assim, tem como finalidade represar a água para resolver um ou diversos problemas de engenharia hidráulica ou sanitária: abastecimento de água para cidades ou indústrias, aproveitamento hidrelétrico, irrigação, controle de enchentes, regularização de curso- d'água, navegação etc. Como exemplo, pode-se citar o Reservatório Billings, cujo represamento das águas permite o aproveitamento hidrelétrico, o controle de enchentes e seu uso, como manancial, para o município de Cubatão.

O represamento das águas de um corpo-d'água produz alguns efeitos sobre a qualidade da água no manancial.

Efeitos favoráveis:

- a) diminuição da turbidez, devido à sedimentação da matéria em suspensão
- b) redução da cor, devido à ação da luz solar e à ação química da coagulação, seguidas de sedimentação das partículas
- c) redução de microrganismos patogênicos, devido à condição desfavorável a sua vida no lago.

Efeitos desfavoráveis:

- a) decomposição da matéria orgânica depositada no fundo, reduzindo o teor de oxigênio dissolvido (ação sobre a vida de organismos superiores) e elevando o teor de gás carbônico (causador de corrosão em estruturas e canalizações metálicas)
- b) elevação do teor de gás carbônico, favorecendo a dissolução do ferro, do manganês, do magnésio e do cálcio, aumentando, no caso do cálcio, a dureza da água
- c) desenvolvimento de microrganismos que podem alterar as características organolépticas da água e interferir em seu tratamento, prejudicando a filtração, por exemplo.

- *Barragens de nível ou enrocamento*: são elementos estruturais construídos em um curso-d'água de maneira a elevar o nível de água até uma cota pré-determinada, a fim de garantir o bom funcionamento do sistema de recalque. Geralmente, a barragem de nível é de pequeno porte, possui pequena altura e funciona como um extravasor.

2.2.4.1.2 Tomada-d'água

A tomada-d'água é um conjunto de dispositivos destinados a conduzir a água do manancial para as demais partes do sistema de captação.

Nesses dispositivos, operem eles como condutos livres ou forçados, é recomendável que a velocidade de escoamento seja superior a 0,6 m/s.

Os tipos mais comuns de tomada-d'água são:

- *Tomada-d'água por captação direta:* é empregada, normalmente, em cursos de água perenes, volumosos, sujeitos a pequena variação de nível, quando for dispensável o desarenador, com boa profundidade.

Tratando-se de leito sujeito à instabilidade das margens, recomenda-se, como obra complementar à simples tomada, um muro de sustentação à margem do rio, o qual pode ser de alvenaria, ou o revestimento de um trecho dessa mesma margem.

- *Tomada-d'água por canal de derivação:* o canal de derivação é o desvio parcial das águas de um rio, a fim de facilitar a tomada. Na entrada do canal, geralmente, é instalada uma grade, para reter o material grosseiro em suspensão.
- *Tomada-d'água por tubulação:* Na tomada de água por meio de canal ou tubulação, a distância entre o curso-d'água e o desarenador deve ser a menor possível. Quando os mananciais apresentam grande variação entre os níveis máximo e mínimo, podem-se empregar o *sistema de torres de tomada* ou *captação flutuante* (Figura 2.18).



Figura 2.18 Sistema de captação flutuante – Rio Paraúpebas (MG).

Já a *torre de tomada* é uma modalidade de captação utilizada, geralmente, em mananciais sujeitos a grande variação de nível e nos quais a qualidade da água varia com a profundidade.

A torre de tomada fica sempre envolvida em água, sendo provida de várias tomadas, no mínimo duas, situadas em níveis distintos. A entrada da água no interior da torre, por meio de cada tomada, é permitida ou interrompida através de válvula (registro) ou comporta comandada por um volante ou pedestal situados no piso superior. Neste, também podem ficar instalados os conjuntos elevatórios.

Tomada-d'água por barragem de nível: a barragem de nível é o tipo de captação mais generalizado para o aproveitamento de pequenos cursos de água, sobretudo quando o seu suprimento é feito por gravidade e o leito se apresenta rochoso no local em que a barragem será implantada.

A barragem de nível só deve ser utilizada quando a vazão mínima do curso-d'água supera a demanda média do dia de consumo máximo. É uma das soluções de que se lança mão quando a captação direta não pode ser utilizada, pelo simples fato de o riacho apresentar uma lâmina-d'água de pequena altura, incapaz de comportar o crivo com a devida folga nos períodos de vazão mínima. A finalidade, pois, da barragem é elevar o nível de água no local da captação, permitindo, assim, uma lâmina de altura satisfatória, acima do crivo.

A Figura 2.19 ilustra uma tomada-d'água por barragem de nível:



Figura 2.19 Captação no Ribeirão Feijão – tomada-d'água com barragem de nível, em São Carlos (SP).

2.2.4.1.3 Gradeamento

As grades e/ou telas são dispositivos que devem ser utilizados nas captações de águas superficiais.

As grades são dispositivos constituídos de barras paralelas e destinados a impedir a passagem de materiais grosseiros, flutuantes ou em suspensão. Já

as telas são dispositivos constituídos de fios que formam malhas e destinados a reter materiais flutuantes não retidos na grade.

Em função do espaçamento entre as barras, as grades empregadas nas captações superficiais podem ser classificadas em *grosseiras* e *finas*.

Em cursos de água sujeitos a regime torrencial e quando corpos flutuantes de grandes dimensões possam causar danos às instalações de grades finas ou telas, deve-se instalar uma grade grosseira.

Na captação, as grades grosseiras devem ser colocadas no ponto de admissão de água, seguidas das grades finas e das telas.

O espaçamento entre as barras paralelas deve ser de 7,5 cm a 15 cm para a grade grosseira e de 2 cm a 4 cm para a grade fina. Já as telas devem ter de 8 a 16 fios por decímetro (dm).

As grades ou telas sujeitas à limpeza manual devem ser instaladas com inclinação para a jusante de 70° a 80° em relação à horizontal.

Na seção de passagem, correspondente ao nível mínimo de água, a área de abertura deve ser igual ou superior a 1,7 cm² por litro por minuto, de modo a resultar numa velocidade igual ou inferior a 10 cm/s, sendo as perdas de carga avaliadas, admitindo-se, assim, a obstrução de 50% da seção de passagem.

A perda de carga nas grades e telas pode ser determinada pela equação (2.22):

$$h = k \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (2.22)$$

Sendo ***h*** a perda de carga (m); ***V*** a velocidade média de aproximação (m/s); ***g*** a aceleração devido à gravidade (m/s²); ***k*** o coeficiente de perda de carga, função dos parâmetros geométricos das grades e telas (adimensional).

Em grades, o coeficiente de perda de carga pode ser determinado pela equação (2.23):

$$k = \beta \cdot (s/b)^{1,33} \cdot \text{sen} \alpha \quad (2.23)$$

Sendo ***β*** um coeficiente, função da forma da barra (ver Figura 2.20); ***b*** o espaçamento entre barras (cm); ***s*** a espessura da barra (cm); ***α*** o ângulo de inclinação da grade em relação à horizontal.

Seção transversal

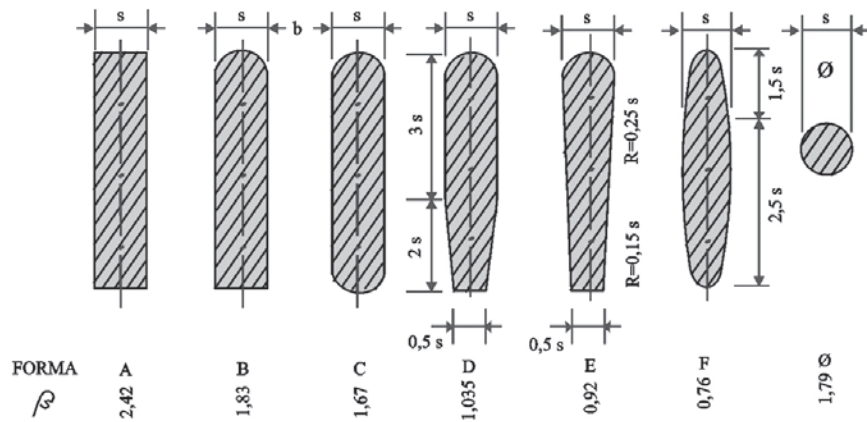


Figura 2.20 Coeficiente de forma em relação à forma geométrica da seção transversal das barras.

Fonte: NBR 12213/92.

A Tabela 2.12 apresenta o espaçamento (b) e a espessura (s) das barras em função do tipo de grade empregada.

Tabela 2.12 Espaçamento (b) e espessura (s) das barras normalmente empregadas nas grades.

Tipo de Grade	Espaçamento útil entre grades (mm)	Seção transversal da barra	
		Em polegadas	Em centímetros
Grosseira	75 a 150	3/8 x 2	0,95 x 5,00
		3/8 x 2 1/2	0,95 x 6,35
		1/2 x 1 1/2	1,27 x 3,81
		1/2 x 2	1,27 x 5,00
Fina	20 a 40	5/26 x 2	0,79 x 5,00
		3/8 x 1 1/2	0,95 x 3,81
		3/8 x 2	0,95 x 5,00

A NBR 12213/92 recomenda que, em obras de captação com vazão superior a 500 l/s, ou em mananciais que, por suas características, exijam limpeza frequente das grades finas, deva ser estudada a possibilidade de empregar equipamentos mecânicos.

2.2.4.1.4 Desarenador

Muitos cursos-d'água transportam quantidades consideráveis de areia em suspensão que não podem ir para o sistema, devendo o desarenador ser instalado entre a tomada de água e o poço de sucção.

A retenção da areia pode ser feita por *caixa de areia* ou *desarenadores*, dispositivos pelos quais as águas passam com velocidade reduzida, havendo um processo de sedimentação.

A NBR 12213/92 recomenda a instalação de dois desarenadores, sendo cada um deles dimensionado para a vazão final, mantendo-se um deles de reserva.

O desarenador pode ser de nível constante ou variável, devendo seu dimensionamento seguir os seguintes critérios:

- velocidade crítica de sedimentação das partículas igual ou inferior a 0,021 m/s
- velocidade de escoamento longitudinal igual ou inferior a 0,30 m/s
- comprimento do desarenador obtido pela aplicação dos critérios anteriores devendo ser multiplicado por coeficiente de segurança igual ou superior a 1,50.

A aplicação dos critérios anteriores pode ser atendida pelo uso da equação (2.24):

$$V_s = \frac{2}{3} \cdot \frac{Q}{A} \quad (2.24)$$

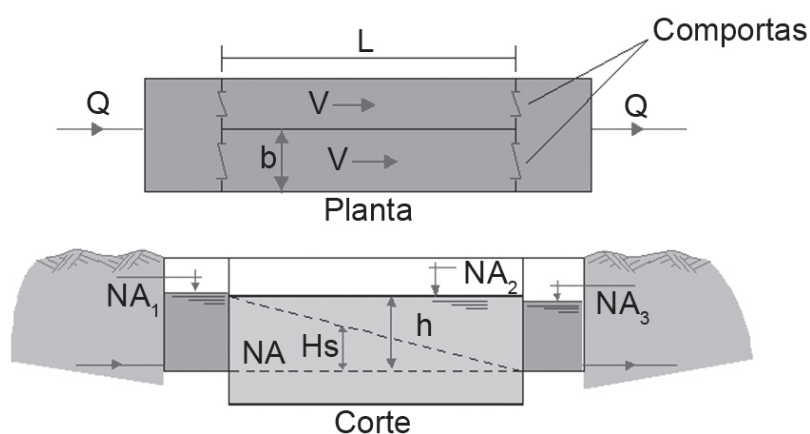
Em que V_s é a taxa de aplicação ($m^3/m^2 \cdot s$), correspondente à velocidade de sedimentação da partícula ($<0,021$ m/s); Q , a vazão de fim de plano (m^3/s); A , a área em planta de uma caixa de areia (m^2).

Deve-se considerar que a largura do canal precisa ser igual ou superior a 0,50 m e que a relação entre o comprimento e a largura (L/b) da caixa de areia seja igual ou superior a 4, a fim de evitar que curtos-circuitos na caixa de areia reduzam sua eficiência.

A Figura 2.21 a) apresenta a fotografia de uma caixa de areia, enquanto a Figura 2.21 b) apresenta seu desenho esquemático:



(a)



(b)

Figura 2.21 Desarenador tipo *caixa de areia* empregado na captação superficial de água: (a) Caixa de areia da captação superficial do ribeirão Feijão – São Carlos -S.P. ; (b) Desenho esquemático de uma caixa de areia

2.3 Adução

Adutoras são canalizações dos sistemas de abastecimento e destinam-se a conduzir água entre as unidades que precedem a rede distribuidora. Não possuem derivações para alimentar distribuidores de rua ou ramais prediais. Há, entretanto, casos em que, da adutora principal, partem ramificações (subadutoras), para levar água a outros pontos fixos do sistema.

São canalizações de importância vital para o abastecimento, principalmente quando constituídas de uma só linha, como acontece na maioria dos casos. Qualquer interrupção que sofram, afetará o abastecimento à população, com consequências significativas.

Infelizmente, por falta de especificações convenientes dos materiais e pela inobservância das melhores técnicas construtivas, acidentes têm ocorrido com alguma frequência em muitos sistemas públicos de abastecimento, inclusive no de grandes cidades, em que os recursos para material e pessoal são maiores.

2.3.1 Classificação das adutoras

As adutoras podem ser classificadas tanto pela natureza da água transportada quanto pela energia empregada para a movimentação da água.

a) *Quanto à natureza da água transportada,*

- adutoras de água bruta
- adutoras de água tratada.

b) *Quanto à energia para a movimentação da água,*

- adutoras por gravidade: são aquelas que transportam a água de uma cota mais elevada para uma cota mais baixa, podendo operar tanto como condutos forçados (trabalhando com uma pressão interna superior à pressão atmosférica) quanto como condutos livres (canais, aquedutos ou tubos sujeitos à pressão atmosférica, isto é, a linha piezométrica coincide com a linha-d'água)
- adutoras por recalque
- adutoras mistas: compostas de trechos que operam por recalque e de trechos que operam por gravidade e vice-versa.

2.3.2 Traçado das adutoras

Uma vez estabelecido o esquema geral do sistema de abastecimento de água, com a definição do posicionamento das várias unidades que o compõem, devem-se considerar as características topográficas do terreno. Um dos aspectos topográficos mais importantes a serem observados é o posicionamento do plano de carga e da linha piezométrica em relação ao perfil da adutora.

A Figura 2.22 ilustra alguns dos traçados possíveis para as adutoras por gravidade em relação aos planos de carga e às linhas piezométricas:

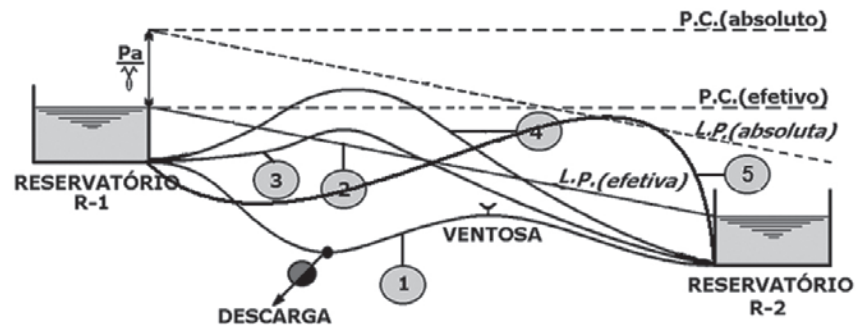


Figura 2.22 Possíveis posicionamentos da adutora em relação aos Planos de Carga (PC) e às Linhas Piezométricas (LP).

Observando a Figura 2.22, é possível identificar quatro tipos de traçado:

1. **Traçado da adutora localizado abaixo da Linha Piezométrica Efetiva (LPE) em toda a sua extensão:** esta situação é aquela exigida pela NBR 12215/1991, para adutoras operando em escoamento forçado. Neste caso, a adutora encontra-se abaixo da linha piezométrica efetiva, de modo que as seções da adutora estão submetidas a uma carga de pressão positiva. Dessa maneira, a perda de carga total é igual ao desnível geométrico correspondente à diferença de cotas das superfícies livres dos reservatórios.
2. **Traçado da adutora coincidindo com a Linha Piezométrica efetiva (LPE):** neste caso, o escoamento será em conduto livre.
3. **Traçado da adutora acima da Linha Piezométrica Efetiva (LPE) e abaixo da Linha Piezométrica Absoluta (LPA) e do Plano de Carga Efetivo (PCE):** parte da adutora estaria submetida a uma pressão menor que a pressão atmosférica local. Em virtude dessa pressão negativa, o escoamento torna-se irregular, pois, além do ar despreendido, que se achava dissolvido na água e que vai se acumulando nos pontos altos, há a tendência de entrada de ar pelas juntas da tubulação.
4. **Traçado da adutora acima da Linha Piezométrica Efetiva (LPE) e do Plano de Carga Efetivo (PCE) e abaixo da Linha Piezométrica Absoluta (LPA):** devido à pressão própria, a água proveniente do Reservatório R-1 chegará até o nível do Plano de Carga Efetivo. Escorrendo o trecho acima desse plano, a adutora funcionará com um sifão.
5. **Traçado da adutora acima da Linha Piezométrica Absoluta (LPA) e abaixo do Plano de Carga Efetivo (PCE):** situação semelhante à do traçado 3, podendo ser resolvido ao empregarmos um reservatório de passagem.

Além das características topográficas do traçado da adutora, cujos efeitos, em relação aos planos de carga, foram descritos, devem-se considerar outros fatores, como as características do solo e as facilidades de acesso. Todos esses fatores têm importância na determinação de seu custo final de construção, operação e manutenção.

O processo inicia-se analisando as alternativas de caminhamento, sobre levantamento aerofotogramétrico, ou planta topográfica – considerando o traçado mais direto (com menos desvios) e evitando ou contornando acidentes geográficos ou obstáculos naturais mais críticos e de difícil travessia, como rios, cume de morros etc. –, próximas de vias que facilitem sua implantação e manutenção futura.

No campo, complementam-se essas informações caminhando sobre as linhas alternativas anteriores, observando tipo de solo, edificações, áreas a desapropriar, necessidade de obras complementares para travessias espaciais (estradas, rios, depressões etc.) e, então, define-se a alternativa mais adequada, técnica e economicamente, levando em consideração, também, a segurança da obra e as facilidades futuras.

Para a alternativa escolhida, elabora-se o levantamento topográfico, com curvas de nível de metro em metro, em faixa de terreno com dez metros de largura para cada lado do eixo, com desenhos apresentados em plantas (escala 1:2.000) e perfil (escala horizontal 1:2.000 e escala vertical 1:200), em que será lançado o projeto definitivo da linha, com todos os detalhes de projeto e cadastro das edificações, acidentes geográficos, travessias e culturas a serem desapropriadas.

2.3.3 Materiais das adutoras

Os principais materiais utilizados na fabricação dos tubos empregados nos sistemas de abastecimento são:

- Plásticos (PVC e poliéster reforçado com fibra de vidro)
- Ferro fundido dúctil
- Aço
- Concreto armado.

As tubulações usadas nos sistemas de abastecimento são fabricadas com vários tipos de junta que suportam uma gama variada de pressões. Para os interessados, recomenda-se a consulta às obras de Tsutiya (2006) e Heller & Padua (2006).

Cada tipo de material apresenta vantagens e desvantagens. Dessa maneira, é difícil apontar, sem um estudo cuidadoso, a opção que satisfaça todos os requisitos desejados de resistência, durabilidade e economia.

2.3.4 Dimensionamento hidráulico das adutoras por gravidade

De modo geral, o dimensionamento das adutoras considera que o escoamento seja em regime permanente e uniforme.

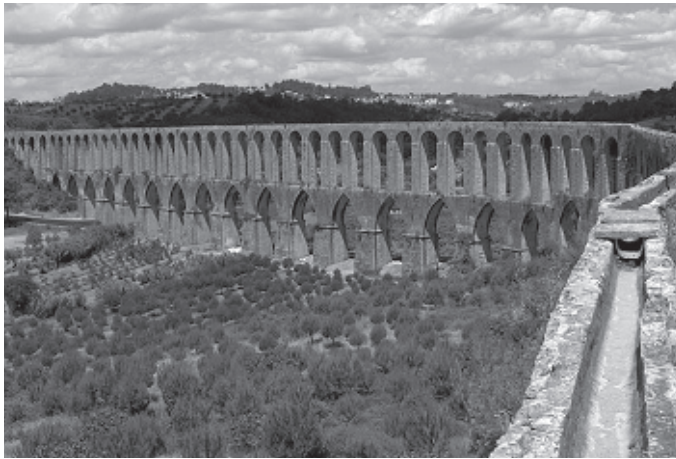
Várias equações podem ser utilizadas para o cálculo da perda de carga em condutos livres, tais como Manning, Hazen-Williams, Ganguliet & Kutter, Darcy-Weisbach (Universal) etc.

Os elementos necessários para o dimensionamento das adutoras por gravidade são:

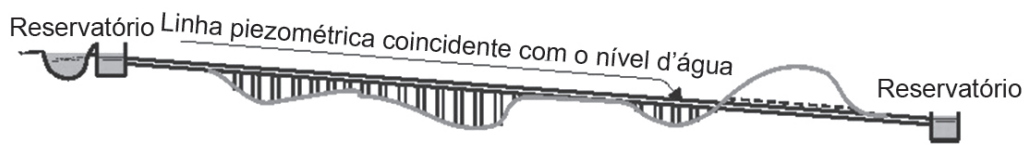
- *vazão máxima diária* (Q): deve-se verificar a classificação da adutora (água bruta ou água tratada) para a adoção da vazão de adução;
- *desnível geométrico* (ΔG): desnível geométrico entre o nível de água na tomada e o nível geométrico na chegada;
- *comprimento da adutora* (L): comprimento medido em planta se a declividade do terreno for inferior a 25% (sendo superior a esse valor, deve-se medir o comprimento do traçado no perfil da adutora);
- *material da adutora*, a fim de determinar o coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams (C), o de Manning (n) ou a rugosidade média (K) da equação geral de perda de carga.

2.3.4.1 Dimensionamento hidráulico das adutoras por gravidade operando como conduto livre

A Figura 2.23 a) mostra um aqueduto, antiga adutora por gravidade, operando como conduto livre, enquanto a Figura 2.23 b) ilustra o perfil de uma adutora por gravidade operando como conduto livre.



(a)



(b)

Figura 2.23 Adutora por gravidade operando como conduto livre: (a) Vista geral do aqueduto dos Pegões, em Tomar – Portugal. Fonte: João Carvalho –Wikimedia Comons. (b) Perfil de uma adutora por gravidade operando como conduto livre

Para o dimensionamento de adutoras por gravidade operando como condutos livres, a NBR 12215/1991 recomenda o uso da fórmula de Chézy com coeficiente de Manning (equação (2.25)), sendo que, para adutoras com seção transversal fechada, deve haver lâmina-d'água máxima correspondente à seção de escoamento de máxima eficiência.

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R_H^{2/3} \quad (2.25)$$

Em que n é a rugosidade de Manning ($m^{-1/3} \cdot s$); Q , a vazão de projeto (m^3/s); I , a declividade da linha de energia (m/m); R_H , o raio hidráulico (m); A , a área molhada (m^2).

A Tabela 2.13 apresenta alguns valores do coeficiente n de Manning. Outros valores podem ser obtidos consultando-se a obra de Porto (1998).

Tabela 2.13 Valores do coeficiente *n* de Manning.

Material do Conduto	<i>n</i>
Cerâmico	0,013
Concreto	0,013
PVC	0,010
Ferro fundido com revestimento	0,012
Ferro fundido sem revestimento	0,013
Aço soldado	0,011
Poliéster, polietileno	0,011

Fonte: adaptada de Tsutiya (2006).

Para o dimensionamento das adutoras operando como condutos livres, a Cetesb (1979) e a NBR 12215/1991 recomendam observância aos limites de velocidade apresentados na Tabela 2.14:

Tabela 2.14 Velocidade máxima em condutos livres.

Material	Velocidade máxima (m/s)
Alvenaria de tijolos	2,5
Rochas estratificadas	2,5
Rochas compactas	4,0
Concreto	5,0
Plástico	4,5
Ferro fundido dúctil	4,0 a 6,0
Aço	4,5 a 5,0

Fonte: adaptada da NBR 12215/1991 e Cetesb (1978).

Com relação à velocidade mínima, Tsutiya (2006) menciona que tem sido adotado, normalmente, o valor de 0,6 m/s para velocidade mínima nas adutoras.

Pela necessidade de manter a linha-d'água paralela, praticamente coincidente com a linha de energia e com inclinação do fundo, atualmente não se tem empregado muito esse tipo de adutora.

2.3.4.1.1 Roteiro de cálculo

a) *Calcula-se o valor da perda de carga unitária (J) ao longo da tubulação (Equação 2.26)*

Esse valor conduz ao diâmetro (D) mais econômico, uma vez que utiliza toda a energia disponível ($I = J$).

$$J = \frac{\Delta G}{L} \quad (2.26)$$

Sendo J a perda de carga unitária (m/m); ΔG o desnível geométrico (m); L o comprimento da adutora (m).

Normalmente, para adutoras com $L > 5000 \cdot D$, não se consideram perdas localizadas.

b) *Calcula-se a relação $A \cdot R_H^{2/3}$ para a situação de maior eficiência*

Porto (1999) mostrou que, para uma seção circular, a vazão máxima ocorre para a relação $\frac{y}{D} = 0,95$. Essa relação, associada às características geométricas da seção circular, permite obter as relações de *área molhada* (Equação 2.27) e *raio hidráulico* (Equação 2.28) para a situação de maior eficiência:

$$A \cong 0,77 \cdot D^2 \quad (2.27)$$

$$R_H \cong 0,29 \cdot D \quad (2.28)$$

Assim, a relação $A \cdot R_H^{2/3}$, para a situação de maior eficiência, fica:

$$A \cdot R_H^{2/3} \cong 0,335 \cdot D^{8/3} \quad (2.29)$$

Sendo A a área molhada (m²); R_H o raio hidráulico (m); D o diâmetro teórico (m), todos referentes à situação de máxima eficiência para a vazão.

c) *Determinação do diâmetro teórico e diâmetro nominal*

O diâmetro teórico é obtido da aplicação da equação (2.30):

$$D \cong \left(3 \cdot \frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (2.30)$$

O diâmetro nominal é o diâmetro comercial superior mais próximo ao diâmetro teórico obtido.

d) *Verificação da velocidade de escoamento*

Conhecida a vazão de adução (Q) e definido o diâmetro comercial da adutora, verifica-se a velocidade de escoamento pela aplicação da Equação de Chézy (equação (2.31)), que deve ser condizente com as velocidades máxima e mínima.

$$V = \frac{1}{n} \cdot \sqrt{I} \cdot R_H^{2/3} \quad (2.31)$$

Em que V é a velocidade média do escoamento (m/s); n , a rugosidade de Manning (adimensional); I , a declividade da linha de energia (m/m); R_H , o raio hidráulico (m).

2.3.4.2 Dimensionamento hidráulico das adutoras por gravidade operando como conduto forçado

A Figura 2.24 ilustra o perfil de uma adutora por gravidade operando como conduto forçado:

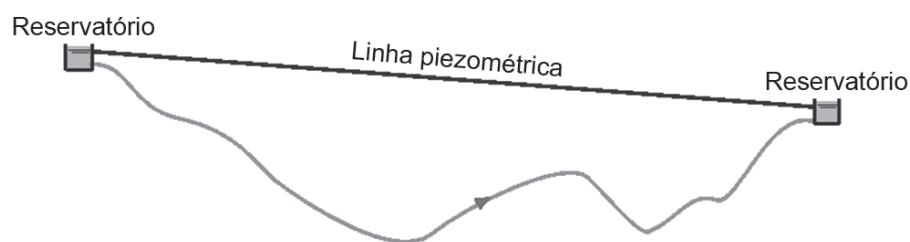


Figura 2.24 Perfil de adutora por gravidade operando como conduto forçado.

Da mesma maneira como na *adutora por gravidade operando como conduto livre*, o dimensionamento da *adutora por gravidade operando como conduto forçado* deve ser feito avaliando-se, também, a velocidade média do escoamento.

As velocidades máximas admissíveis foram apresentadas na Tabela 14. Entretanto, levando-se em conta aspectos técnicos e econômicos, a velocidade média de escoamento não tem ultrapassado o valor de 3,0 m/s. Tsutiya (2006) recomenda que a velocidade máxima não exceda 1,5 m/s.

No caso de adutora por gravidade, a disponibilidade energética é o desnível obtido pela diferença de cotas entre o ponto mais elevado e o ponto mais baixo. Nesse caso, a perda de carga está limitada à diferença geométrica existente, conforme a Equação 2.32:

$$\Delta G = hf = hf_D + hf_L \quad (2.32)$$

Sendo ΔG o desnível geométrico existente, ou seja, a disponibilidade energética (m); hf a perda de carga total (m); hf_D a perda de carga distribuída (m); hf_L a perda de carga localizada (m).

Para o cálculo da perda de carga nas adutoras por condutos forçados, por gravidade, ou por recalque, a NBR 12215/1991 recomenda o uso da fórmula de Darcy-Weisbach, também conhecida como *fórmula Universal da perda de carga*.

No caso das adutoras operando como condutos forçados, a mesma norma técnica exige a consideração das perdas de carga singulares (localizadas) no cálculo da perda de carga total.

2.3.4.2.1 Perdas de carga distribuída

As perdas de carga distribuídas ao longo da tubulação podem ser calculadas pelas equações Universal (2.33) ou Hazen-Williams (2.35).

a) Equação de Darcy-Weisbach ou Universal

$$hf_D = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (2.33)$$

Sendo h_f a perda de carga distribuída (m); f o coeficiente de atrito; L o comprimento da adutora (m); D o diâmetro da adutora (m); V a velocidade de escoamento (m/s); g a aceleração devido à ação da gravidade (m/s²).

O coeficiente de atrito f pode ser obtido pelo diagrama de Moody (Figura 2.26) ou da aplicação da Equação de Swamee (equação (2.34)), válida para qualquer valor do número de Reynolds.

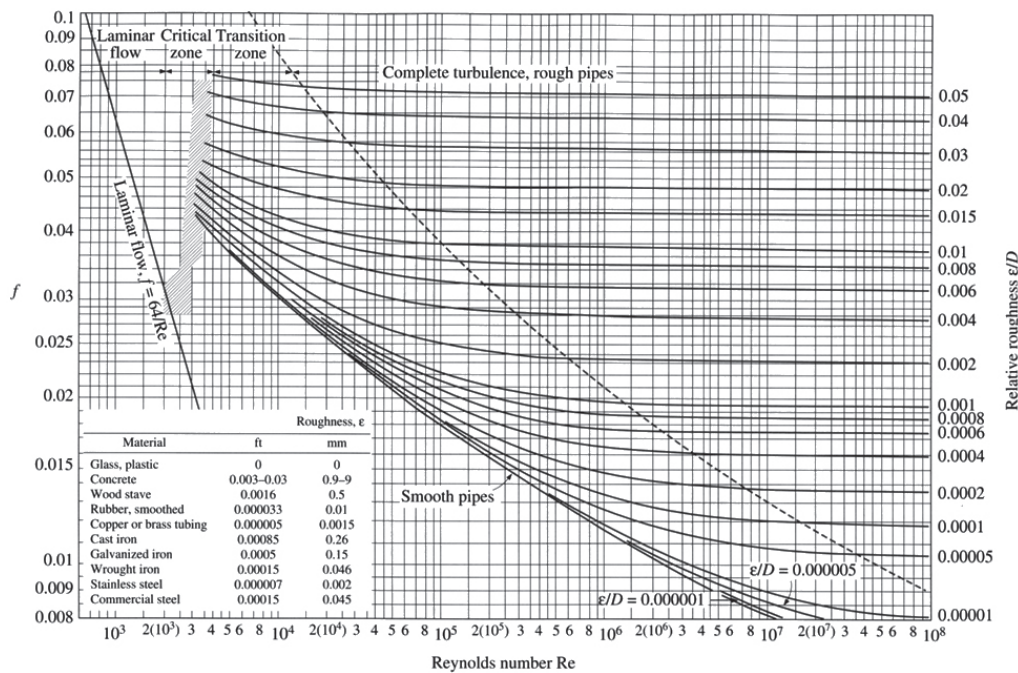


Figura 2.26 Gráfico de Moody para a determinação do fator de atrito f , para fluxo totalmente desenvolvido em tubos circulares.

Fonte: Fox & Mac Donald (2006).

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{Re} \right)^8 + 9,5 \cdot \left[\ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) - \left(\frac{2500}{Re} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125} \quad (2.34)$$

Em que f é o fator de atrito; Re , o número de Reynolds (adimensional); D , o diâmetro da tubulação (m); ε , a altura média da rugosidade da tubulação (m).

Os valores da rugosidade média da tubulação (ε) podem ser obtidos da Tabela 2.15:

Tabela 2.15 Valores da rugosidade média de alguns materiais.

Material	Rugosidade média (m)	
	Tubos novos	Tubos velhos
Aço galvanizado	0,00015 a 0,00020	0,0046
Aço rebitado	0,0010 a 0,0030	0,0060
Aço revestido	0,0004	0,0005 a 0,0012
Aço soldado	0,00004 a 0,00006	0,0024
Cobre ou latão	<0,00001 (lisos)	<0,00001 (lisos)
Concreto bem-acabado	0,0003 a 0,0010	-
Concreto ordinário	0,0010 a 0,0020	-
Ferro fundido	0,00025 a 0,00050	0,0030 a 0,0050
Ferro fundido com revestimento	0,00012	0,0021
Plástico	<0,00001 (lisos)	<0,00001 (lisos)

Fonte: adaptada de Azevedo Neto (1988).

b) Equação de Hazen-Willians

Uma das equações mais empregadas na engenharia é a fórmula empírica de Hazen-Willians, cuja expressão é dada pela equação (2.35):

$$hf_D = 10,65 \cdot \frac{Q^{1,85}}{C^{1,85} \cdot D^{4,87}} \cdot L \quad (2.35)$$

Sendo Q a vazão de adução (m^3/s); C o coeficiente de rugosidade; D o diâmetro da adutora (m); L o comprimento da adutora (m).

Alguns valores do coeficiente de rugosidade (C), para emprego na fórmula de Hazen-Willians, são apresentados na Tabela 2.16:

Tabela 2.16 Valores do coeficiente C de Hazen-Willians.

Material	C	
	Novos	Usados
Aço corrugado	60	
Aço soldado	120	90
Cobre	130	
Ferro fundido	130	90
Plástico	140	

Fonte: adaptada de Azevedo Neto (1988).

A fórmula de Hazen-Willians tem suas limitações, embora seja muito popular entre os projetistas. Segundo Porto (1999), para problemas de condução de água que exijam extremo rigor na avaliação de perdas, diante da incerteza quanto ao tipo de escoamento turbulento, deve-se utilizar a *fórmula universal*.

2.3.4.2.2 Perdas de carga localizada

As perdas de carga localizada podem ser obtidas da aplicação da equação (2.36):

$$hf_L = K \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2.36)$$

Em que hf_L é a perda de carga localizada (m); K , o coeficiente adimensional de perda de carga; V , a velocidade média do escoamento (m/s); g , a aceleração devido à gravidade (m/s²).

A Tabela 2.17 apresenta alguns valores de K para o cálculo da perda localizada produzida por algumas singularidades:

Tabela 2.17 Valores aproximados de K (perdas localizadas).

Singularidade	K	Singularidade	K
Ampliação gradual	0,30*	Junção	0,40
Bocais	2,75	Redução gradual	0,15*
Comporta aberta	1,00	Saída de canalização	1,00
Controlador de vazão	2,50	Tê, passagem direta	0,60
Cotovelo de 90°	0,90	Tê, saída de lado	1,30
Cotovelo de 45°	0,40	Tê, saída bilateral	1,80
Crivo	0,75	Válvula de ângulo, aberta	5,00
Curva de 90°	0,40	Válvula de gaveta, aberta	0,20
Curva de 45°	0,20	Válvula-borboleta, aberta	0,30
Curva de 22,5°	0,10	Válvula de pé	1,75
Entrada normal	0,50	Válvula de retenção	2,50
Entrada de borda	1,00	Válvula-globo, aberta	10,00

* Com base na velocidade maior (seção menor)

Fonte: adaptada de Azevedo Neto (1988).

2.3.4.2.3 Roteiro de cálculo

a) *Calcula-se o valor da perda máxima de carga ao longo da tubulação (hf):* a partir do desnível geométrico existente, pode-se determinar a perda máxima de carga, considerando o escoamento por gravidade (Equação 2.37).

$$hf = \Delta G \quad (2.37)$$

b) *Calculam-se as perdas de carga distribuída e localizada:* a partir do traçado prévio da adutora e da definição das singularidades previstas, calculam-se as perdas de carga distribuída e localizada, fixando, para isso, uma determinada velocidade. No caso da perda de carga distribuída, deve-se dar preferência pelo emprego da *fórmula universal*.

c) *Determinação do diâmetro teórico e diâmetro nominal:* aplicando-se a perda de carga universal, pode-se determinar o diâmetro teórico pela equação (2.38):

$$D = \frac{f \cdot L}{2g \cdot \frac{hf}{V^2} - \sum K} \quad (2.38)$$

O diâmetro nominal é o diâmetro comercial superior mais próximo ao diâmetro teórico obtido.

2.3.5 Dimensionamento hidráulico das adutoras por recalque

Conforme mencionado anteriormente, para o dimensionamento de uma adutora, normalmente são conhecidos a vazão de adução (Q), o comprimento da adutora (L), o desnível a ser vencido (ΔG) e o material de fabricação da adutora, podendo-se, com isso, determinar a rugosidade das paredes.

Nos problemas de adução por recalque, procuram-se determinar tanto o diâmetro de recalque (D) quanto a potência necessária (P) para que a bomba forneça energia suficiente ao líquido, de maneira que possa vencer a perda de carga total (hf) e o desnível geométrico (ΔG).

Assim, a escolha final do diâmetro da adutora é feita após comparações técnico-econômicas para diferentes diâmetros de tubulação, considerando-se custos de aquisição e assentamento dos tubos e peças; aquisição do conjunto motor-bomba adequado a cada diâmetro analisado; operação, manutenção e consumo de energia para cada diâmetro analisado; amortização e juros.

A Figura 2.27 mostra as relações entre o custo de investimento e o custo de operação, em função do diâmetro da adutora, de modo que, quando passam por um custo mínimo, tais relações correspondem ao diâmetro econômico da adutora.

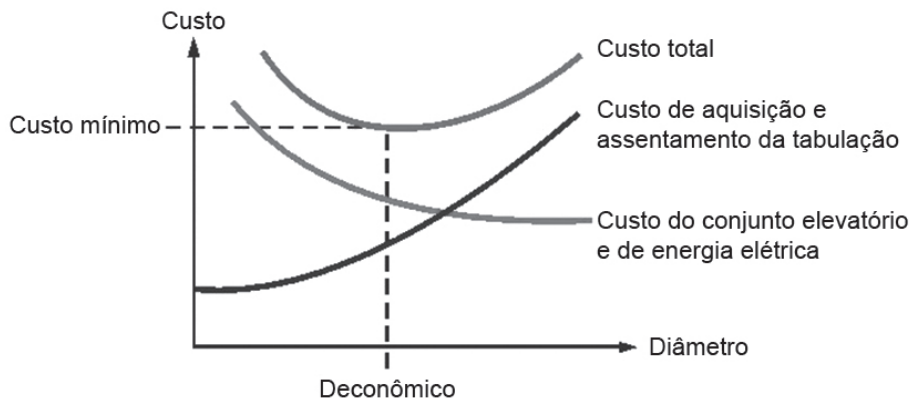


Figura 2.27 Relações entre os custos de investimento e os de operação, em função do diâmetro.

De modo geral, Tsutiya (2006) menciona que a velocidade econômica em adutoras operando por recalque situa-se entre 1,0 e 1,5 m/s.

2.3.5.1 Recomendações para o estudo do diâmetro econômico

Da condição anterior e de mais uma série de hipóteses simplificadoras, deduz-se, matematicamente, a *fórmula de Bresse* (Equação 2.39), aplicável, com vantagem, no pré-dimensionamento das tubulações de recalque.

$$D = K\sqrt{Q} \tag{2.39}$$

Em que **D** é o diâmetro da adutora (m); **Q**, a vazão de adução (m³/s); **K**, o coeficiente de Bresse.

O valor de **K** depende de alguns elementos: peso específico da água e do regime de trabalho e rendimento do conjunto elevatório e da natureza do material da tubulação etc. De um modo geral, ele pode ser tomado como sendo 1,2 quando se utilizam tubos de ferro fundido.

Com o valor do diâmetro assim alcançado, pode-se pesquisar, por tentativas, uma dimensão prática no entorno do valor obtido que mais se aproxime da solução de máxima economia global – levando em conta o custo de instalação e os gastos anuais de amortização e de operação – por meio das seguintes etapas:

1. Adotam-se três ou quatro diâmetros, em torno do valor obtido, através das fórmulas anteriores.
2. Determinam-se as características dos conjuntos elevatórios (altura manométrica, potência, rendimento etc.) necessários à instalação, para cada diâmetro.
3. Calculam-se os consumos anuais de energia para cada conjunto elevatório – diâmetro.
4. Determinam-se os custos anuais de amortização e juros do capital investido na aquisição de tubos e equipamentos de recalque (incluindo sistemas elétricos) para cada alternativa.
5. Somam-se os custos resultantes da aquisição de equipamentos, tubos e energia, para cada alternativa, e escolhe-se o diâmetro que conduza ao menor custo global.

As diretrizes para traçado, escolha do material, localização de peças especiais, travessias, topografia, desenhos etc. são as mesmas já indicadas para adução por gravidade.

Determinado o diâmetro de recalque, calcula-se a velocidade (V), e empregando a equação de Darcy-Weisbach a perda de carga (hf).

Para o diâmetro da tubulação de sucção, deve-se adotar o diâmetro comercial imediatamente superior ao de recalque.

2.3.6 Acessórios normalmente empregados nas adutoras

No projeto da linha adutora, além das curvas necessárias para a configuração do traçado, são, normalmente, empregadas outras peças especiais, como:

- válvulas ou registros de parada
- válvulas ou registros de descarga
- ventosas.

Nas adutoras por recalque, consideram-se:

- válvulas de retenção
- válvulas aliviadoras de pressão.

a) *Válvulas (ou registros de parada)*: destinam-se a interromper o fluxo da água. Uma delas, geralmente, é colocada a montante, no início da adutora.

Outras são postas ao longo da linha, distribuídas por pontos convenientes, permitindo, assim, o isolamento e o esgotamento de trechos, por ocasião de reparos, sem a necessidade de esgotar toda a adutora.

- b) *Válvulas (ou registros de descarga)*: são colocadas nos pontos baixos das adutoras, em derivação, em direção à linha, para permitir a saída de água sempre que necessário.
- c) *Ventosas*: são dispositivos colocados nos pontos elevados de tubulações e destinam-se a permitir a expulsão de ar durante o enchimento da linha e de ar acumulado nesses pontos. As ventosas podem ser classificadas como de simples função, que permite somente a expulsão do ar presente no interior da tubulação, ou de tríplice função, que permite a expulsão e admissão de ar quando a adutora está sendo descarregada. O leitor pode obter mais informações na Seção 2.7.5.
- d) *Válvulas de retenção*: são instaladas no início das adutoras por recalque, quase sempre no trecho da saída de cada bomba. Destinam-se a impedir o retorno brusco da água às bombas, na sua parada.
- e) *Válvulas aliviadoras de pressão (ou válvulas antigolpe)*: são dispositivos que permitem reduzir a pressão interna das instalações quando estas sofrem a ação de golpes de aríete. Tais válvulas são instaladas, geralmente, no início das adutoras por recalque de grande diâmetro, nas quais as válvulas de retenção sofrem solicitações maiores, podendo não suportar os esforços resultantes da sobrelevação de pressão.

2.3.7 Blocos de ancoragem

As tubulações e seus acessórios podem gerar, além dos esforços internos, esforços externos que necessitem ser absorvidos e transferidos para outras estruturas.

Esses esforços externos são originados de curvas, reduções, válvulas etc., devido à não anulação das pressões internas em todas as direções e sentidos. A resultante da soma desses vetores é a força a ser absorvida externamente através do bloco de ancoragem.

A Figura 2.28 mostra a concretagem de um bloco de ancoragem em uma curva de 45° de uma adutora:



Figura 2.28 Construção de bloco de ancoragem.

A resultante dos esforços pode ser obtida aplicando-se o *teorema de Euler*, cujos cálculos foram detalhados por Munõz (2000).

No entanto, a Equação 2.40 é comumente empregada para a determinação da resultante dos esforços (TSUTIYA, 2006).

$$R = k \cdot P \cdot A \quad (2.40)$$

Em que R é a força resultante (N); P , a pressão máxima (Pa); A , a área da seção externa do tubo ou da saída do tê, ou a diferença de áreas no caso de redução (m²); k , o coeficiente de forma, obtido em função da geometria da peça da tubulação (ver Tabela 2.18).

Tabela 2.18 Valores das constantes de forma k .

Peça	K
Flanges cegos, caps, tês	1,000
Reduções*	$1 - A'/A$
Curvas de ângulo θ	$2 \cdot \text{sen } \theta/2$
Curvas de 90°	1,414
Curvas de 45°	0,765
Curvas de 22,5°	0,390

* Relação entre a área menor e a área maior.

Fonte: adaptada de Tsutiya (2006).

Quando a declividade da tubulação é de tal ordem, que o atrito entre a tubulação e o terreno é insuficiente para manter o equilíbrio da tubulação assentada, faz-se necessária a instalação de blocos de ancoragem.

2.4 Estações elevatórias de água

Atualmente, a maioria dos sistemas de abastecimento de água possui um ou vários conjuntos de bomba, seja para recalcar a água de mananciais de superfície ou de poços, seja para recalcar a água a pontos distantes ou elevados ou para repor a capacidade de adução de adutoras.

Entende-se por *elevatória de água* o conjunto formado pelas edificações, instalações e equipamentos, destinados a abrigar, proteger, operar, controlar e manter os conjuntos elevatórios (motor-bomba) que promovem o recalque da água.

Em função da qualidade da água transportada, as estações elevatórias podem ser classificadas em:

- Estações Elevatórias de Água Bruta (EEAB): conjunto responsável pelo recalque do manancial até a Estação de Tratamento de Água (ETA)
- Estações Elevatórias de Água Tratada (EEAT): conjunto responsável pelo recalque da água tratada.

2.4.1 Componentes de uma Estação Elevatória de Água (EEA)

Os principais componentes de uma Estação Elevatória de Água (EEA) são:

- *Sala das máquinas e dependências complementares*: local onde são instalados os conjuntos elevatórios e, na maioria dos casos, os equipamentos elétricos, como cabines de comando, chaves de partida e proteção dos motores, e os instrumentos para leitura de medições elétricas ou hidráulicas.
- *Poço de sucção*: é o compartimento de dimensões limitadas de onde parte a tubulação que conduz água à bomba. Às vezes, não existe, de fato, um tanque com essas características, pois a tomada é feita, diretamente, no rio, poço ou represa.
- *Tubulações e órgãos acessórios*: compõem um conjunto formado por tubos e dispositivos destinados a conduzir a água do poço de sucção até o início da adutora. Suas principais características serão vistas posteriormente. De maneira geral, as tubulações, conexões e válvulas das instalações de bombeamento são agrupadas e denominadas, respectivamente, *tubulação de sucção*, *barrilete* e *tubulação de recalque*.

A Figura 2.29 ilustra o posicionamento das tubulações de bombeamento:

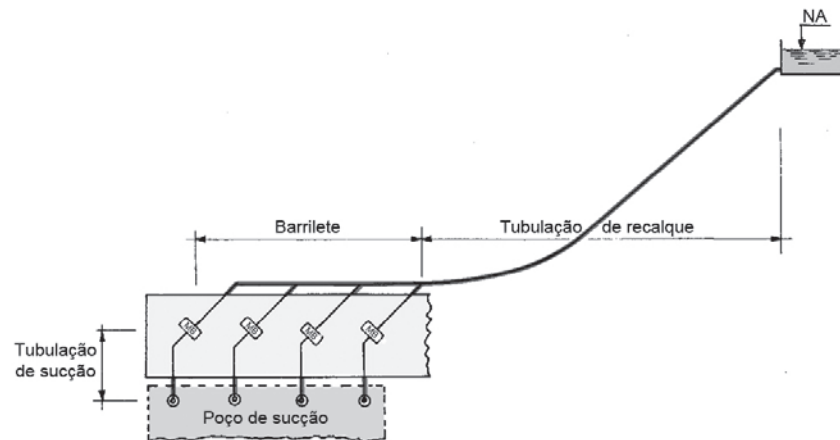


Figura 2.29 Tubulações características de uma EEA.

- *Equipamentos eletromecânicos*: além do conjunto elevatório (motor-bomba), que será visto à parte, incluem-se, nesta categoria, as chaves de partida e proteção dos motores, os instrumentos de controle e, eventualmente, os transformadores.

De maneira geral, pode-se dizer que é da seleção do conjunto motor-bomba, bem como da indicação do diâmetro da adutora de recalque, que se definem as características dos demais componentes de uma EEA.

2.4.2 Bombas

Uma bomba hidráulica é um dispositivo que adiciona energia ao líquido ao tomar energia mecânica de um eixo ou de outro fluido (ar comprimido, por exemplo), facilitando o movimento da massa líquida.

As bombas podem ser classificadas em *bombas cinéticas* e *bombas de deslocamento positivo*.

As *bombas cinéticas* fornecem energia à água sob a forma de energia de velocidade (energia cinética). Essa energia converte-se, dentro da bomba, em energia de pressão, permitindo à água posições mais elevadas dentro de uma tubulação. Já as *bombas de deslocamento positivo* fazem o fluido se mover isolando um volume determinado deste e aplicando força a tal volume, para o bocal de descarga.

Nos dias de hoje, há um predomínio das bombas centrífugas em sistemas públicos de abastecimento de água, razão pela qual serão as únicas aqui

apresentadas. Aqueles que desejarem conhecer outros tipos de bomba podem consultar as obras de Tsutiya (2006) e Macintyre (1987).

2.4.2.1 Bombas centrífugas

As bombas centrífugas aceleram a massa líquida através da energia centrífuga fornecida pelo giro do rotor, transformando, internamente, energia cinética em energia de pressão, na saída do rotor, através da carcaça da bomba.

2.4.2.1.1 Principais componentes da bomba centrífuga

A Figura 2.30 apresenta os principais componentes de uma bomba centrífuga. De modo geral, as bombas centrífugas possuem: carcaça, rotor e eixo.

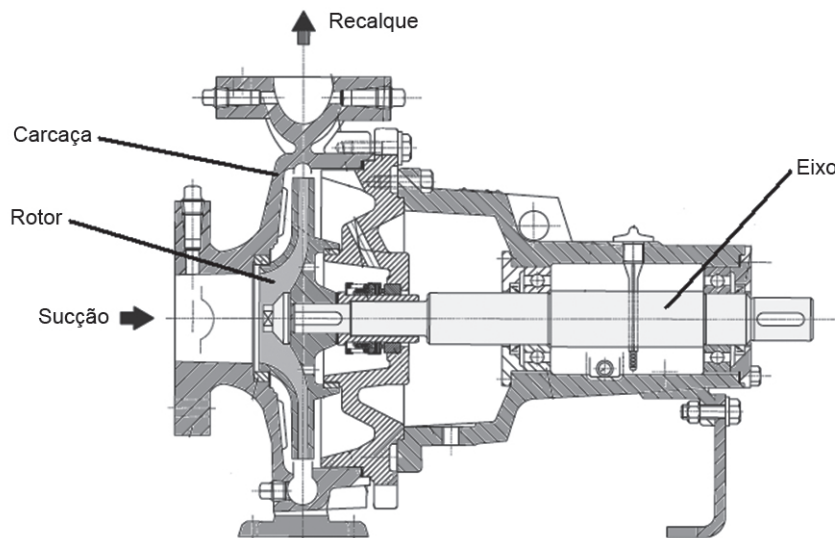


Figura 2.30 Corte esquemático de uma bomba centrífuga.

- *Carcaças*: as pás do rotor impulsionam o líquido em direção à carcaça, proporcionando-lhe um acréscimo de pressão e velocidade. A carcaça, que, na maioria das vezes, tem a forma de uma espiral, possui, dentre outras funções, a de receber o líquido que sai do rotor, convertendo parte de sua energia cinética em energia potencial de pressão.
- *Eixo*: elemento de interligação entre o motor e a bomba, permite a transferência da energia mecânica proveniente do motor para o rotor.
- *Rotores*: sua função é a de transferir, para a massa líquida, o movimento de rotação, convertendo a energia mecânica em energia cinética. De

modo geral, o rotor é projetado para fornecer uma vazão Q contra uma altura manométrica H , girando a n rotações por minuto.

Os rotores podem ser classificados segundo alguns critérios:

- *Quanto às paredes:*
 - a) Rotor aberto
 - b) Rotor semiaberto
 - c) Rotor fechado.
- *Quanto à direção de saída do líquido:*
 - a) **Rotor de fluxo axial:** a movimentação da água faz-se no sentido do eixo do rotor. O rotor se assemelha a uma hélice, sendo, por isso, conhecido, também, por *bomba de hélice*. Sua aplicação é reservada ao bombeamento de grandes vazões e reduzidas alturas. É utilizado, frequentemente, em captações de água de mananciais de superfície com pequena altura de elevação.
 - b) **Rotor de fluxo radial:** destina-se ao recalque de líquidos em geral a posições elevadas. Tipo de uso muito comum em captações com grande recalque, em elevatórias situadas perto de estações de tratamento ou de reservatório, torres e ainda em estações de reforço de pressão.
 - c) **Rotor de fluxo misto:** combina princípios das bombas radiais e axiais. O caminhamento da água é helicoidal. As bombas de eixo prolongado, para a extração de água de poços profundos, são, geralmente, do tipo de fluxo misto e, quase sempre, de vários estágios.

2.4.2.1.2 Classificação das bombas em função da rotação específica (n_q)

As bombas centrífugas são, comumente, classificadas segundo a trajetória do líquido no rotor, em função da rotação específica, e segundo a disposição do conjunto motor-bomba

Fisicamente, a rotação específica (ou velocidade específica nominal) caracteriza a rotação (em rpm) de uma bomba com geometria definida que produz vazão unitária ($1 \text{ m}^3/\text{s}$) contra altura manométrica unitária (1m), nas condições de máximo rendimento, sendo estabelecida pela equação (2.41):

$$n_s = 3,65 \cdot \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{H^{3/4}} \quad (2.41)$$

Em que n_s é a rotação específica (rpm); Q , a vazão (m^3/s); H , a altura manométrica (m); n , a rotação da bomba (rpm).

Assim, conhecendo-se a rotação específica da bomba e contando-se com o auxílio do gráfico apresentado na Figura 2.31, é possível proceder à classificação das bombas.

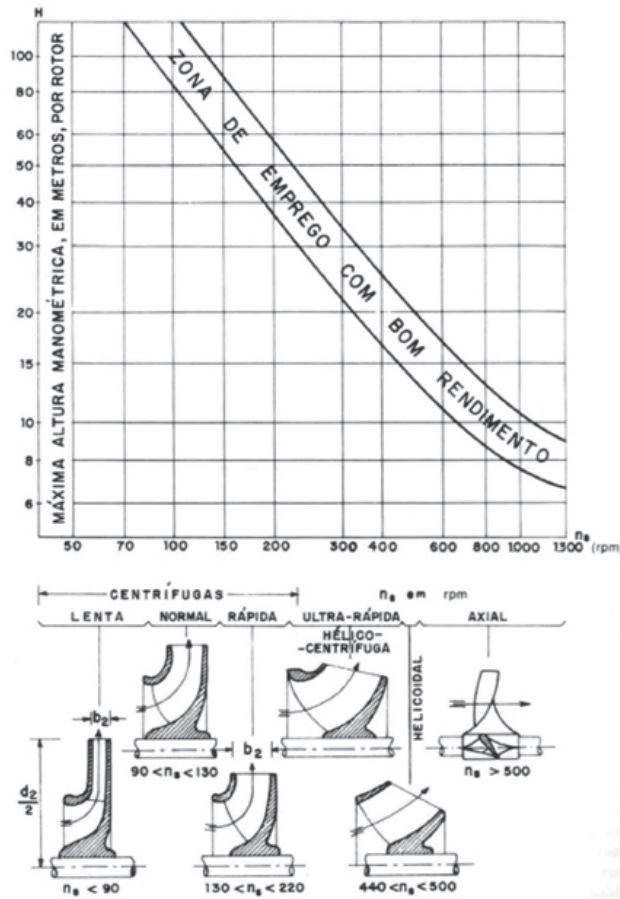


Figura 2.31 Campo de emprego dos diversos tipos de rotor de bombas centrífugas.

Fonte: Macintyre (1997).

2.4.2.2 Seleção de conjuntos elevatórios

A seleção de bombas centrífugas depende de um conjunto de informações que serão consideradas na sequência.

2.4.2.3 Grandezas características utilizadas nos sistemas elevatórios

A escolha de uma bomba centrífuga é feita, essencialmente, através da vazão de bombeamento e da altura manométrica total capaz de ser produzida pela bomba a essa vazão.

Outras grandezas também consideradas são: a altura manométrica de sucção, a rotação, a potência absorvida e a eficiência.

a) **Altura manométrica total (H_{man})**: representada pela equação (2.42), corresponde ao desnível geométrico (ΔG) verificado entre os níveis de água na tomada e na chegada, acrescido de todas as perdas (localizada e distribuída) que ocorrem nas peças e tubulações quando se recalca uma vazão (Q). Essas perdas de carga podem ser desdobradas em perdas na sucção (hf_{suc}) e perdas no recalque (hf_{rec}).

$$H_{man} = \underbrace{\Delta G}_{\Delta G_{suc} + \Delta G_{rec}} + \underbrace{hf}_{hf_{suc} + hf_{rec}} \quad (2.42)$$

A Figura 2.32 apresenta o desenho esquemático de um sistema de recalque:

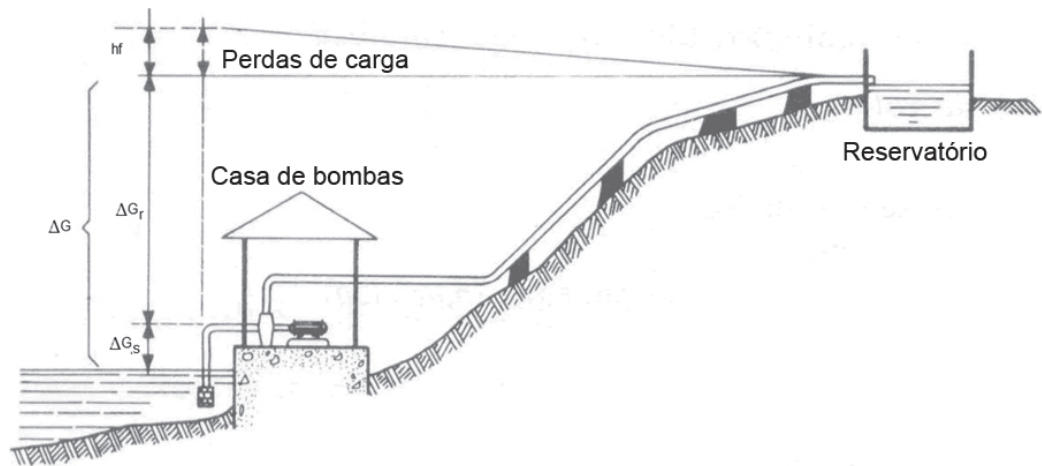


Figura 2.32 Esquema geral de um sistema de recalque.

Da mesma maneira, a altura manométrica total pode ser desdobrada em duas parcelas, a saber:

- *Altura manométrica de recalque ($H_{man_{rec}}$)*: representada pela equação (2.43), é composta da soma da altura geométrica de recalque com as perdas calculadas no trecho correspondente.

$$H_{man_{rec}} = \Delta G_r + hf_{D,r} + hf_{L,r} = \Delta G_r + hf_{D,r} + k \cdot \frac{V_R^2}{2g} \quad (2.43)$$

Em que ΔG_r é o desnível geométrico entre o eixo da bomba e o nível de água do reservatório a montante (m); $hf_{D,r}$, a perda de carga distribuída pela tubulação de recalque (m); $hf_{L,r}$, a perda de carga localizada na linha de recalque

(m); V_R , a velocidade de recalque (m/s); g , a aceleração devido à gravidade (m/s^2); $Hman_{rec}$, a altura manométrica de recalque (m).

- *Altura manométrica de sucção ($Hman_{suc}$):* a equação (2.44) representa a soma da altura geométrica de sucção com as perdas calculadas no trecho correspondente.

$$Hman_{suc} = \Delta G_s + hf_{D,s} + hf_{L,s} = \Delta G_s + hf_{D,s} + k \cdot \frac{V_s^2}{2g} \quad (2.44)$$

Sendo ΔG_s o desnível geométrico entre o eixo da bomba e o nível de água do reservatório a jusante (m); $hf_{D,s}$ a perda de carga distribuída pela tubulação de sucção (m); $hf_{L,s}$ a perda de carga localizada na linha de sucção (m); V_s a velocidade de sucção (m/s); g a aceleração devido à gravidade (m/s^2); $Hman_{suc}$ a altura manométrica de sucção (m).

b) **Vazão (Q):** a vazão a ser recalçada por uma bomba é função da demanda ou da necessidade de água da comunidade que será abastecida, já definida anteriormente.

c) **Rotação (n):** é caracterizada pela velocidade que a máquina de acionamento imprime à bomba. No caso de motor elétrico, essa velocidade é função direta da frequência ou ciclagem da corrente e do número de polos que o motor possui. De acordo com essa velocidade, as bombas podem ser:

- *de alta rotação:* 3.000 a 3.600 rpm
- *de média rotação:* 1.500 a 1.800 rpm
- *de baixa rotação:* ≤ 1.200 rpm.

d) **Eficiência ou rendimento da bomba (η_b):** razão entre a potência útil e a potência útil necessária (potência da bomba) a ser fornecida ao eixo da bomba, para realizar aquele trabalho, uma vez que nem toda a quantidade de energia cedida pelo motor é aproveitada pela água, devido às perdas existentes na bomba.

As equações (2.45) e (2.46) mostram, respectivamente, o rendimento da bomba e a potência útil.

$$\eta_b = \frac{P_{\text{útil}}}{P_{\text{bomba}}} \quad (2.45)$$

$$P_u = \frac{Q \cdot H_{\text{man}} \cdot \gamma}{75} \quad (2.46)$$

Em que P_u é a potência útil (CV); Q , a vazão (m³/s); H , a altura manométrica (m); γ , o peso específico da água (kgf/m³).

e) **Potência absorvida pela bomba (P)**: é determinada pela equação (2.47):

$$P = \frac{Q \cdot H_{\text{man}} \cdot \gamma}{75 \cdot \eta_b} \quad (2.47)$$

Sendo P a potência absorvida pela bomba (CV); Q a vazão (m³/s); H a altura manométrica (m); γ o peso específico da água (kgf/m³); η_b a eficiência da bomba.

2.4.2.3.1 Curvas características das bombas

As bombas centrífugas são capazes de trabalhar com sensível variação de vazão, de pressão e de rotação.

As curvas características dessas máquinas permitem relacionar a vazão recalçada com a pressão gerada, com a potência absorvida, com o rendimento e, às vezes, com a altura máxima de sucção. De modo geral, as curvas têm o aspecto do apresentado na Figura 2.33.

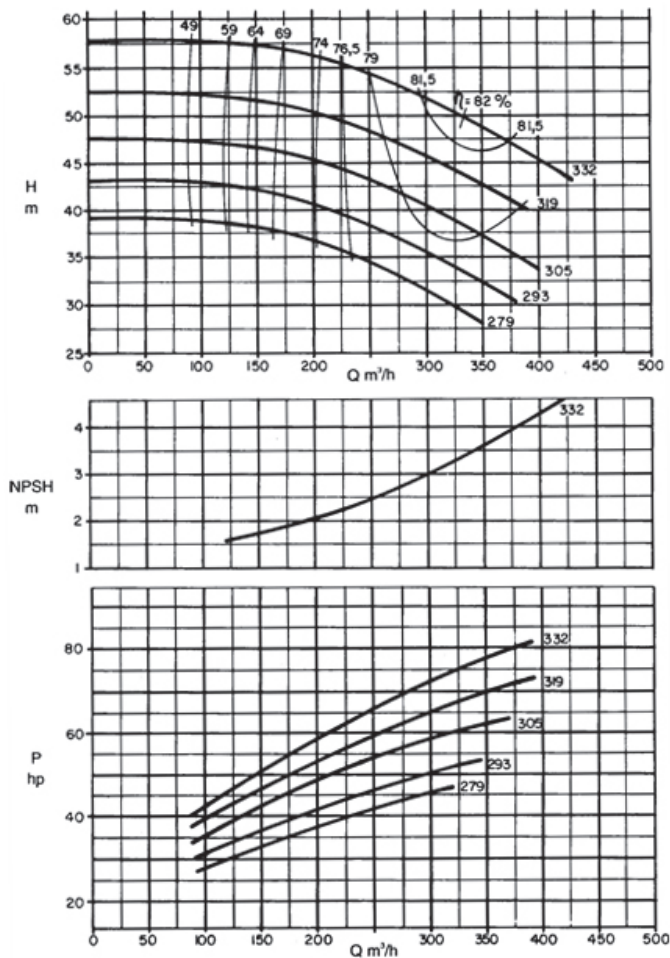


Figura 2.33 Curvas características de uma bomba centrífuga.

No entanto, as curvas características podem assumir diferentes formas ao variarem a altura manométrica de acordo com a vazão, podendo resultar em curvas estáveis ou instáveis.

As curvas estáveis são aquelas em que, para determinada altura manométrica, há somente um valor da vazão e vice-versa. Já as curvas instáveis possuem, para determinada altura manométrica, dois ou mais valores da vazão.

A Figura 2.34 ilustra alguns tipos de curva estável, enquanto a Figura 2.35 ilustra alguns tipos de curva instável:

Analisando a Figura 2.34, é possível observar três curvas características estáveis:

- a) Tipo *rising*: à medida que a vazão diminui, a altura manométrica aumenta.
- b) Tipo *steep*: é uma curva do mesmo tipo da do de a, mostrando grande diferença de altura manométrica para diferentes valores de vazão.
- c) Tipo *flat*: a altura manométrica varia pouco de acordo com a vazão.

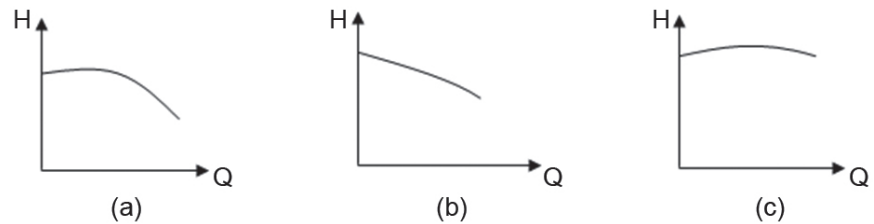


Figura 2.34 Curvas características estáveis.

Analisando a Figura 2.35, é possível observar duas curvas características instáveis:

- d) Tipo *dropping*: a aplicação de bombas com esse tipo de curva depende muito das características dos sistemas de tubulação.
- e) Este tipo de curva é próprio de algumas bombas centrífugas de elevada rotação específica, que podem ser usadas com tubulações cujas curvas características tenham grande inclinação.

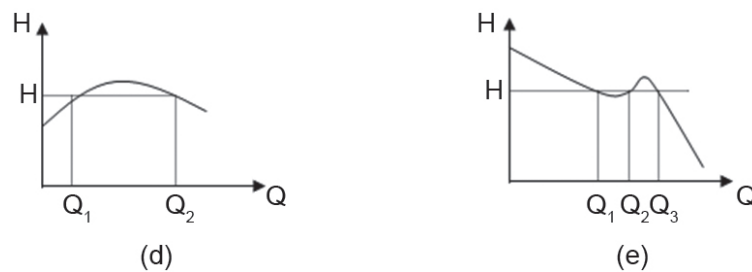


Figura 2.35 Curvas características instáveis.

2.4.2.3.2 Variação das curvas características

O comportamento das curvas características de uma determinada bomba pode variar de acordo com o diâmetro do rotor, com a rotação e com o tipo do rotor.

- a) *Variação de acordo com o diâmetro do rotor*: cada carcaça pode trabalhar com rotores diferentes. A cada diâmetro corresponde uma curva característica. Se a forma e a rotação se mantiverem constantes, a variação do diâmetro do rotor dará origem a curvas características paralelas, referindo-se as superiores aos diâmetros maiores. Assim, se o diâmetro do rotor de uma determinada bomba for modificado, as curvas características da máquina apresentarão relações bem-definidas com características originais, expressas pelas relações de semelhança, representadas pelas equações (2.48), (2.49) e (2.50).

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \left(\frac{D_2}{D_1} \right)^3 \quad (2.48)$$

$$\frac{H_2}{H_1} = \left(\frac{D_2}{D_1} \right)^2 \quad (2.49)$$

$$\frac{P_2}{P_1} = \left(\frac{D_2}{D_1} \right)^5 \quad (2.50)$$

Em que as grandezas afetadas do índice 1 referem-se às características primitivas e as de índice 2, às características com o rotor modificado.

b) *Variação da rotação*: conservando a forma e o diâmetro do rotor, a energia transferida ao fluido circulante varia de acordo com a rotação. A curva característica da bomba também se modifica, porque a altura manométrica cresce com o número de giros de rotor na unidade de tempo. Podem-se analisar os efeitos da rotação por meio das relações de semelhança expressas pelas equações (2.51), (2.52) e (2.53).

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{n_2}{n_1} \quad (2.51)$$

$$\frac{H_2}{H_1} = \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^2 \quad (2.52)$$

$$\frac{P_2}{P_1} = \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^3 \quad (2.53)$$

Assim, como no caso anterior, as grandezas afetadas pelo índice 1 referem-se às características originais e as do índice 2 são as da bomba com nova rotação.

c) *Variação de acordo com a forma do rotor*: para alguns tipos de bomba, principalmente as de maior porte, foram desenvolvidos rotores de formas diversas, que fornecem curvas características diferentes. Quando isso ocorre, compete ao fabricante levantar as curvas correspondentes aos rotores de uso possível na mesma carcaça.

2.4.2.3.3 Associação da curva característica da bomba com a curva característica da tubulação

A curva característica da tubulação, também conhecida como *curva característica do sistema* é obtida calculando-se, previamente, as perdas de carga nas tubulações de sucção e de recalque, para várias vazões de escoamento, que, somadas ao desnível geométrico, resultam na *equação geral de perda de carga do sistema*, representada pela equação (2.54):

$$H_{man} = \Delta G + r \cdot Q^n \quad (2.54)$$

Em que H_{man} é a altura manométrica (m); ΔG , o desnível geométrico entre os níveis dos reservatórios de jusante e montante (m); Q , a vazão (m^3/s); n , o expoente (1,85 ou 2), que depende da *equação de perda de carga utilizada* (adimensional).

Vale mencionar que o termo $r \cdot Q^n$ engloba as perdas de carga distribuída e localizada, nas canalizações de sucção e recalque.

A Figura 2.36 ilustra a curva característica de um sistema de recalque:

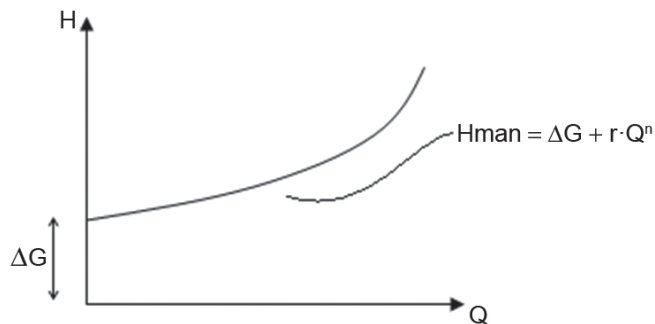


Figura 2.36 Curva característica de um sistema de recalque.

A associação, num mesmo gráfico, da curva característica (Q , H) da bomba com a curva característica do sistema permite conhecer o ponto de funcionamento da bomba.

A Figura 2.37 mostra a associação das curvas características do sistema e da bomba, bem como o ponto de operação do conjunto (Q_r , H).

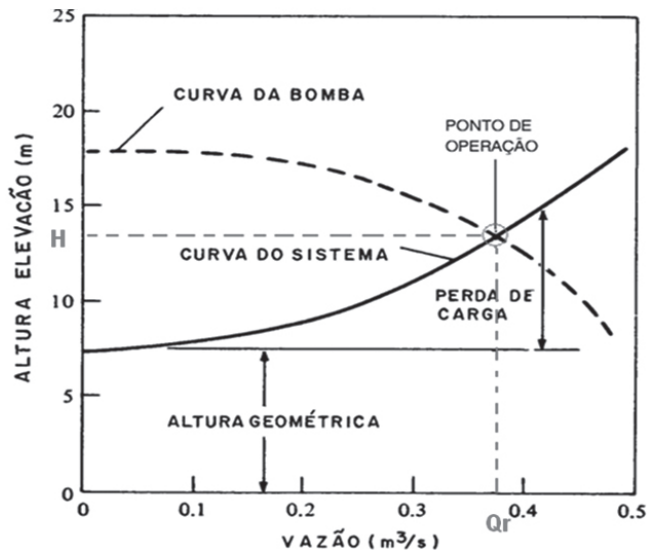


Figura 2.37 Determinação gráfica do ponto de funcionamento de uma bomba.

É importante mencionar que a curva característica da bomba representada na Figura 2.37 pode representar, também, a associação de bombas em série ou em paralelo, sendo:

- Funcionamento das bombas em paralelo:* para o traçado da curva (Q, H) representativa de bombas em funcionamento paralelo, toma-se, para cada altura, a soma das vazões correspondentes de cada bomba. Se as bombas forem idênticas, tomam-se as vazões em dobro ou em triplo da vazão de uma bomba – dependendo do número de unidades em operação (Figura 2.38a).
- Funcionamento das bombas em série:* quando se associam bombas em série, o traçado da curva resultante é obtido somando-se as alturas geradas pelas bombas para cada vazão considerada. No caso de bombas iguais, as alturas resultantes são múltiplas da altura de uma só (Figura 2.38b).

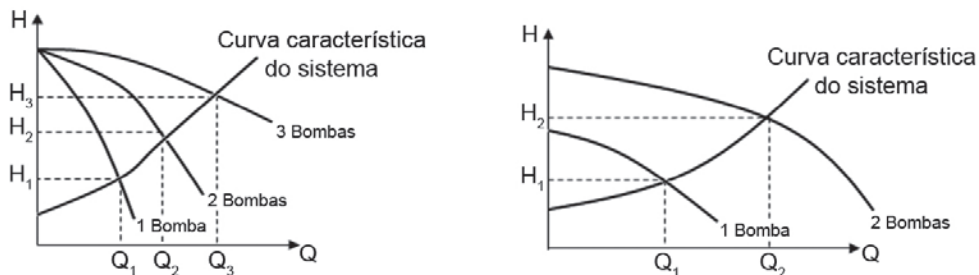


Figura 2.38 Associação de bombas: a) em paralelo e b) em série.

A Figura 2.39 ilustra uma EEAT com bombas operando em paralelo:

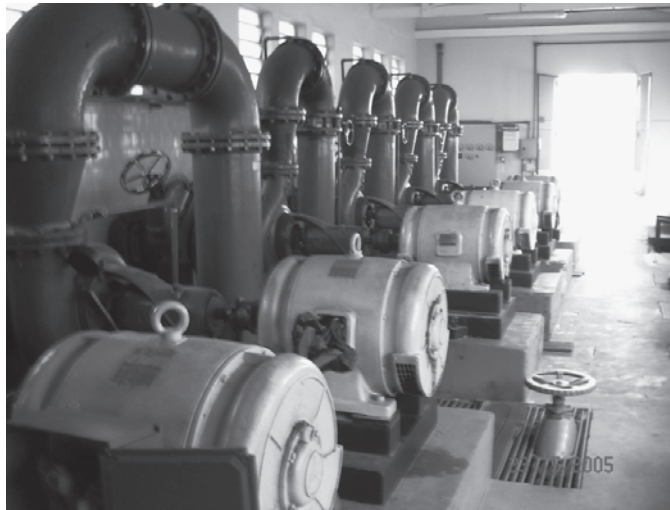


Figura 2.39 Bombas em paralelo.

2.4.2.4 Noções sobre motores elétricos para acionamento de bombas

Motor elétrico é a máquina destinada a transformar energia elétrica em energia mecânica, sendo muito utilizado para o acionamento de bombas hidráulicas.

Dentre os motores de corrente alternada, os principais tipos são o *motor síncrono* e o *motor de indução* ou *assíncrono*.

- *Motor síncrono*: tem uma velocidade de rotação constante, definida pela frequência de corrente e pelo número de polos em conformidade com a equação (2.55):

$$N_s = \frac{120.f}{p} \quad (2.55)$$

Sendo N_s o número de rotações síncronas (rpm); f a frequência da corrente (Hz); p o número de polos.

O campo prático de aplicação dos motores síncronos é o das grandes instalações, geralmente quando a potência das bombas ultrapassa 500 HP e as velocidades precisam ser baixas.

- *Motor de indução ou assíncrono*: devido à carga, há uma ligeira redução na rotação, da ordem de 3 a 5%, conhecida por *escorregamento*. O rotor não possui nenhum enrolamento, não existindo contato elétrico do induzido com o exterior. O rendimento é elevado. A partida é feita

utilizando-se chaves elétricas apropriadas. As instalações com bombas da ordem de até 500 cv utilizam, quase que exclusivamente, motores desse tipo.

A potência dos motores para o acionamento das bombas, a rigor, deve ser o suficiente para cobrir o valor da potência absorvida pela bomba. No entanto, convém que seja ligeiramente superior, pois a bomba poderá, eventualmente, funcionar com uma vazão maior do que a prevista (tubulação nova que admite escoamento maior pelo fato de a perda de carga ser menor que a recalçada; tubulação descarregando em cota inferior à estimada) e exigir uma potência maior no seu eixo.

A potência elétrica (**Pe**) consumida pelo conjunto motor-bomba é dada pela equação (2.56):

$$P_e = 0,736 \cdot \frac{Q \cdot H_{\text{man}} \cdot \gamma}{75 \cdot \eta_b \cdot \eta_m} \quad (2.56)$$

Em que **Pe** é a potência elétrica consumida pelo conjunto motor-bomba (kW); **Q**, a vazão (m³/s); **H**, a altura manométrica (m); γ , o peso específico da água (kgf/m³); η_b , a eficiência da bomba; η_m , a eficiência do motor.

2.4.3 Cavitação

Quando a pressão de um líquido cai abaixo da pressão de vapor (**P_v**), resulta em uma vaporização desse líquido.

As bolhas de vapor, chamadas de *bolhas de cavitação* (pois formam cavidades nos líquidos), quebram-se à medida que são afastadas das regiões de baixa pressão, criando ondas de choque, que são destrutivas. Esse fenômeno é conhecido por *cavitação*.

Quando as bombas operam com altas velocidades de rotação e capacidade superior àquelas relativas ao ponto ótimo de funcionamento, existe o perigo potencial de haver cavitação.

Para verificar a ocorrência da cavitação, é necessário determinar o $NPSH_{\text{Disponível}}$ pelo sistema e compará-lo com o $NPSH_{\text{Requerido}}$ pela bomba para aquela vazão.

A sigla **NPSH** (*Net Positive Suction Head*) é adotada, universalmente, para designar a energia disponível na sucção, sendo expressa pela equação (2.57):

$$NPSH_d = \left(\frac{P_{\text{atm}} - P_{\text{vapor}}}{\gamma} \right) \pm Z - hf_{\text{sucção}} \quad (2.57)$$

Em que $\frac{P_{atm}}{\gamma}$ é a carga de pressão atmosférica na entrada da bomba medida no eixo da bomba (m); $\frac{P_{vapor}}{\gamma}$, a pressão de vapor da água (m); $hf_{sucção}$, a perda de carga na tubulação de sucção (m); Z, o desnível geométrico entre o nível mínimo de água do poço de sucção e a cota do eixo da bomba (m) – sendo positivo se a bomba estiver afogada e negativo se a bomba não estiver afogada.

Os valores da carga de pressão atmosférica $\left(\frac{P_{atm}}{\gamma}\right)$ e da pressão de vapor de água $\left(\frac{P_{vapor}}{\gamma}\right)$ podem ser obtidos das Tabelas 2.19 e 2.20:

Tabela 2.19 Valores da carga de pressão atmosférica em função da altitude do eixo da bomba – com relação ao nível do mar.

Altitude com relação ao nível do mar (m)	$\frac{P_{atm}}{\gamma}$ (m H ₂ O)
0	10,33
300	9,96
600	9,59
900	9,22
1200	8,88
1500	8,54
1800	8,20
2100	7,89

Fonte: NBR 12.214 (1992).

Tabela 2.20 Valores da carga de pressão de vapor de água em função da temperatura do líquido.

Temperatura (°C)	$\frac{P_{vapor}}{\gamma}$ (m H ₂ O)
10	0,125
15	0,174
20	0,238
25	0,323
30	0,433
40	0,752
50	1,258

Fonte: NBR 12.214 (1992).

Para que não haja cavitação, é preciso que $NPSH_{Disponível} > NPSH_{Requerido}$. Segundo a NBR 12214/1992, o $NPSH_{Disponível}$ deve superar em 20% e no mínimo em 0,50 m o $NPSH_{requerido}$ pela bomba, em todos os pontos de operação.

2.4.4 Análise simplificada do transiente hidráulico devido à parada da bomba

O transiente hidráulico ocorre em decorrência de uma onda de choque que percorre a canalização de recalque, provocada pelo fechamento rápido de uma válvula, ou de mudança de operação de um conjunto motor-bomba.

O método simplificado de Allievi despreza as perdas de carga e considera o fenômeno uma simples oscilação de massa. Normalmente, os valores obtidos da sobrepressão no conjunto motor-bomba, localizado na posição mais baixa da linha de recalque, são superiores aos verificados na realidade.

A sobrepressão máxima, no conjunto motor-bomba, localizado no ponto extremo mais baixo da linha, pode ser calculada pela equação (2.58):

$$h_a = \frac{a \cdot V}{g} \quad (2.58)$$

Em que h_a é o aumento de pressão (mH₂O); a , a celeridade da onda de pressão (m/s); V , a velocidade de escoamento do líquido (m/s); g , a aceleração devido à gravidade (m/s²).

De acordo com a NBR 12215/1991, a celeridade de propagação da onda pode ser calculada pela equação (2.59):

$$a = \frac{\sqrt{\frac{E_w}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{E_w \cdot D}{e \cdot E} \cdot c}} \quad (2.59)$$

Sendo a a celeridade de propagação da onda de pressão (m/s); E_w o módulo de elasticidade volumétrico da água (Pa); E o módulo de elasticidade do material de que é feito o tubo (Pa); ρ a massa específica da água (kg/m³); e a espessura da parede do tubo (mm); D o diâmetro interno do tubo (mm); c o fator que leva em consideração a forma de ancoragem da tubulação.

A espessura da parede da tubulação varia de acordo com o material, o diâmetro e a classe de pressão, devendo, portanto, ser consultado o fabricante. No entanto, a Tabela 2.21 fornece alguns valores para efeitos comparativos:

Tabela 2.21 Algumas características das tubulações empregadas em adutoras de água.

Material	Diâmetro Nominal (mm)	Pressão máxima de serviço (MPa)	Espessura da parede da tubulação (e) (mm)
Ferro fundido	150	7,7	5,2
	200	6,3	5,4
	250	5,2	5,5
	300	4,6	5,7
PVC DE FoFo	150	1,0	6,8
	200	1,0	8,9
	250	1,0	11,0
	300	1,0	13,1
Aço	600	1,88	4,8
	700	1,88	5,6
	800	1,65	5,6

Fonte: Saint-Gobain: <http://www.saint-gobain-canalizacao.com.br/ln_agua/tubos_tk7jgs.asp>.

Tigre:<http://www.tigre.com.br/pt/produtos_linha.php?rcr_id=5&cpr_id=18&cpr_id_pai=5&lnh_id=229>.

Tenaris Confab: <http://www.tenaris.com/TenarisConfab/pt/prodser/saneamento_soldada.aspx>.

O módulo de elasticidade da água (E_w), que varia de acordo com a temperatura, pode ser obtido da Tabela 2.22:

Tabela 2.22 Módulo de elasticidade da água.

Temperatura (°C)	0	10	20	30	40	50
E_w (10 ⁶ Pa)	2,04	2,13	2,24	2,30	2,34	2,35

Fonte: NBR 12215/1991.

O fator c , que leva em consideração a forma de ancoragem da tubulação, pode ser obtido da Tabela 2.23.

Tabela 2.23 Coeficiente da forma de ancoragem da tubulação (**c**).

Forma de ancoragem da tubulação	c
Conduto assentado com juntas de dilatação em toda a sua extensão	1
Conduto com junta de dilatação entre ancoragens ao longo de toda a sua extensão	$1 - \mu/2$
Conduto ancorado sem movimento longitudinal em toda a sua extensão (conduto enterrado)	$1 - \mu^2$
Conduto ancorado contra o movimento longitudinal numa extremidade e livre na outra	$5/4 - \mu$

Nota: μ é o coeficiente de Poisson do material de que é feito a tubulação (adimensional).

O módulo de elasticidade (**E**) e o coeficiente de Poisson de alguns dos materiais normalmente empregados na fabricação de tubos são apresentados na Tabela 2.24.

Tabela 2.24 Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de alguns materiais empregados na fabricação de tubos.

Material	Módulo de elasticidade (E) (10^6 Pa)	Coeficiente de Poisson (μ)
Ferro fundido	152,0	0,27
Aço	207,0	0,30
PVC	2,41-3,45	0,46

Condições mais específicas e aplicadas ao longo de toda a linha de recalque podem ser observadas nas obras de Tomaz (2010) e Wylie & Streeter (1993).

2.4.5 Projeto de estações elevatórias de água

Uma Estação Elevatória de Água é o nome dado ao todo formado pela edificação, instalações e equipamentos destinados a abrigar, proteger, operar, controlar e manter os conjuntos elevatórios (motor-bomba) que promovem o recalque da água.

O projeto das EEA deve atender aos requisitos mínimos estabelecidos pela NBR 12214/1992.

De maneira geral, os componentes de uma EEA estão assim demarcados:

- *Sala das máquinas e dependências complementares*: na sala das máquinas, são instalados os conjuntos elevatórios e, na maioria dos casos, os equipamentos elétricos, como cabines de comando, chaves de partida e proteção dos motores, e os instrumentos para leitura de medições elétricas ou hidráulicas.

O dimensionamento da sala deverá ser adequado de tal modo, que esse conjunto possa ser montado com folga relativa, permitindo a livre circulação dos operadores e a fácil realização de trabalhos de manutenção ou reparação. Sendo previsto acréscimo no número de unidades de bombeamento, deverá ser reservado espaço suficiente para a instalação das unidades e dos dispositivos a acompanhá-las.

Estando as bombas instaladas em poço seco, deve ser prevista drenagem para possíveis vazamentos nas caixas de gaxeta ou selos mecânicos das bombas.

A iluminação deverá ser abundante e, tanto quanto possível, natural, sendo aconselhável, por isso, a colocação de janelas amplas. Além disso, deve-se garantir a livre circulação de ar, para evitar a elevação excessiva de temperatura, causada pelo aquecimento dos motores.

Dependendo da dimensão da EEA, deve-se considerar a implantação de uma pequena sala para uso do operador e uma instalação sanitária com bacia, lavatório e chuveiro. Da mesma maneira, de acordo com a importância da estação, outros compartimentos, como oficina, depósito de materiais, vestiários e copa, poderão ser adicionados.

- *Poço de sucção*: é o compartimento de dimensões limitadas, de onde parte a tubulação que conduz água para a bomba.

No poço de sucção, a submergência mínima da seção de entrada da tubulação de sucção deve ser maior que 2,5 vezes o diâmetro de sucção e nunca inferior a 0,50 m.

O comprimento e a largura do poço de sucção devem ser compatíveis com a instalação dos conjuntos motor-bomba selecionados, bem como a da tubulação de sucção e respectivos órgãos acessórios, respeitando-se as folgas necessárias para a montagem, instalações complementares e circulação de pessoal.

A folga entre o fundo do poço e a parte inferior do crivo ou da seção de entrada deve ser de 1,0 a 1,5 vez o diâmetro do crivo ou da tubulação de sucção e nunca inferior a 0,20 m.

A distância mínima entre a parede da tubulação de sucção e qualquer parede lateral do poço de sucção deve ser de 1,0 vez o diâmetro e nunca inferior a 0,30 m.

Nas cortinas que separam compartimentos de sucção, um conjunto de bombas dispostas ortogonalmente à corrente líquida deve medir mais de 3 vezes o diâmetro na direção da corrente, a partir do eixo da tubulação, devendo haver, também, completa independência das tomadas de sucção, sem interferências entre elas.

A velocidade de aproximação da água na seção de entrada da câmara de sucção não deve exceder a 0,60 m/s.

Quando o fundo do canal de chegada e o do poço de sucção se acham em cotas diferentes, a concordância entre ambos deve ser feita por plano inclinado de no máximo 45° em relação à horizontal.

A Figura 2.40 apresenta algumas dimensões características que devem ser observadas pelo projetista:

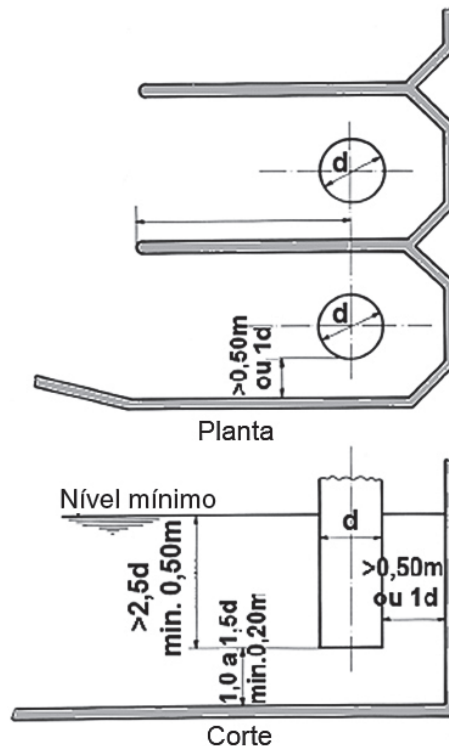


Figura 2.40 Algumas dimensões características do poço de sucção.

- *Tubulação de sucção*: normalmente, a tubulação de sucção possui um diâmetro comercial maior que o da tubulação de recalque, determinado a partir de avaliação técnico-econômica. Normalmente, a tubulação de sucção é constituída de tubos e conexões em ferro fundido ou aço.

A tubulação de sucção deve ser a mais curta possível, sempre ascendente, até atingir a bomba, utilizando, quando necessário, o menor número de peças especiais.

A velocidade mínima nas tubulações de sucção deve ser da ordem de 0,60 m/s, enquanto as velocidades máximas para bombas não afogadas devem atender aos valores apresentados na Tabela 2.25.

Tabela 2.25 Velocidades máximas na sucção para bombas não afogadas.

Diâmetro Nominal (DN)	Velocidade máxima (m/s)
50	0,70
75	0,80
100	0,90
150	1,00
200	1,10
250	1,20
300	1,40
400	1,50

Fonte: NBR 12214/1992.

- *Tubulação de barrilete*: o barrilete é o conjunto de tubulações que une a saída das bombas associadas em paralelo à tubulação de recalque, sendo, normalmente, constituídas de tubos e conexões de ferro fundido ou aço.

A velocidade mínima no barrilete é de 0,60 m/s, enquanto a velocidade máxima é de 3,00 m/s.

- *Válvulas e conexões próximas às bombas*: quando a bomba situada em poço seco opera estando afogada, deve ser instalado registro na tubulação de sucção.

A disposição dos elementos ligados à bomba deve permitir que se façam a montagem, a desmontagem e a operação da instalação, sem transmissão de esforços à bomba, às peças adjacentes e à estrutura da casa de bombas.

Em todas as tubulações, devem ser evitados estrangulamentos ou alargamentos bruscos.

Quando necessário, deve ser previsto sistema de escorva das bombas, com preferência pelo ejetor ou pela linha derivada da tubulação de recalque. A *escorva* é o processo de enchimento da bomba e respectiva tubulação de sucção com água. Nessa operação, a válvula de pé é indispensável, pois, se ela não existisse, a água voltaria para o poço de sucção.

As válvulas ou registros de fechamento utilizados, normalmente, em estações elevatórias são do tipo *de gaveta* e dotadas de flanges. Nas instalações normais de bomba centrífuga, a válvula é colocada na tubulação de saída ou de recalque, imediatamente após a válvula de retenção. Emprega-se, também, o registro, obrigatoriamente, na tubulação de entrada das bombas afogadas.

As válvulas de retenção são dispositivos destinados a permitir a passagem da água numa só direção. São instaladas na tubulação de saída, para que, numa paralisação inesperada do bombeamento, o golpe causado pelo retorno da água não cause danos à bomba.

Válvulas de pé são peças conectadas à extremidade de tubulações de sucção em instalações de bombas não afogadas. Assegurando a passagem da água somente em direção à bomba, permitem que as tubulações de sucção mantenham-se cheias, mesmo quando a bomba for paralisada. Nessas condições, quando ela for ligada novamente, poderá iniciar o bombeamento sem dificuldades.

Os manômetros são conectados, respectivamente, à saída e à entrada da bomba, por meio de uma tubulação de diâmetro reduzido.

No caso de bombas não afogadas, devem-se prever o emprego de válvula de pé na extremidade do tubo de sucção e o enchimento desta e da bomba com água adicionada pela parte superior da bomba.

- *Instrumentos de controle*: incluem-se, nesta categoria, as chaves de partida e a proteção dos motores, os quadros de controle e, eventualmente, os transformadores.

Os instrumentos de controle são voltímetros e amperímetros ligados a cada fase da corrente e, às vezes, o frequencímetro. São montados sobre painel ou em cabina metálica, que abrigam também as chaves de partida, as chaves para seccionamento e outros dispositivos auxiliares.

2.5 Tratamento de água para consumo humano

A expressão *água pura* é usada como sinônimo de água potável, para exprimir que uma água tem qualidade satisfatória para o uso doméstico. No entanto, é válido ressaltar que água quimicamente pura não existe à superfície terrestre.

É importante, assim, diferenciar os termos *água contaminada* e *água poluída*.

Diz-se que uma água está contaminada quando ela contém organismos potencialmente patogênicos ou substâncias tóxicas que a tornam perigosa e, portanto, imprópria para o consumo humano.

Diz-se que uma água está poluída quando ela contém determinadas substâncias e em tal quantidade, que sua qualidade é alterada, inviabilizando a sua utilização ou a tornando ofensiva aos sentidos de visão, paladar e olfato.

As substâncias que, por suas características ou por teores elevados, causam a poluição da água são chamadas de *impurezas da água*.

Obviamente, o conceito de *impurezas da água* tem um significado muito relativo, dependendo, inteiramente, das características próprias da substância poluidora e do seu teor, diante do uso específico ao qual a água se destina.

Alguns compostos químicos são, inclusive, indispensáveis à água destinada ao consumo humano, sendo de grande importância fisiológica.

Assim, o tratamento da água para consumo humano é a adequação da água aos padrões de potabilidade, empregando, para isso, processos e operações unitárias.

2.5.1 Noções básicas sobre o tratamento de água

O tratamento da água tem como objetivo melhorar a sua qualidade sob os seguintes aspectos fundamentais:

- a) *Higiênicos*: eliminação ou redução de bactérias, substâncias venenosas, mineralização, teor de matéria orgânica, algas, protozoários e outros microrganismos.
- b) *Estéticos*: remoção ou redução de cor, turbidez, odor e sabor.
- c) *Econômicos*: remoção ou redução de corrosividade, dureza, cor, turbidez, manganês, odor, sabor etc.

Nem toda água requer tratamento para abastecimento público. Tudo vai depender da sua qualidade, em comparação com os padrões de potabilidade, e também da aceitação dos usuários. A cidade do Rio de Janeiro iniciou o tratamento de água só em 1955, quando começaram a ser aduzidas as águas do rio Guan- du. Cidades como Nova Iorque, Natal e Ribeirão Preto dispensam o tratamento de suas águas, procedendo, apenas, à cloração e à fluoretação. A primeira aproveita as de bacias protegidas e as outras se abastecem com águas de poços.

No entanto, segundo a Portaria nº 2.914, de 12 de dezembro de 2011, do Ministério da Saúde, toda água destinada ao consumo humano deve ser clorada, para a melhoria da qualidade bacteriológica e para a garantia da segurança sanitária.

2.5.1.1 Processos e operações de tratamento

As principais ações normalmente empregadas para o tratamento de água destinada ao consumo humano são:

- a) *Remoção de substâncias grosseiras, em flutuação ou em suspensão*: é feita por meio de grades, crivos e telas.
- b) *Remoção de substâncias finas, em suspensão ou em solução, e de gases dissolvidos*: é feita por meio de aeração (gases), sedimentação simples e sedimentação precedida de coagulação e filtração (lenta e rápida).

- c) *Remoção parcial ou total de bactérias e outros microrganismos*: é feita por meio da desinfecção (remoção seletiva) e esterilização (destruição total da atividade microbiana).
- d) *Correção do odor e sabor*: é feita por meio de tratamentos químicos e leitos de contato de carvão ativado.

Dessa maneira, entre os principais processos de purificação da água, tem-se:

- a) *Aeração*: por gravidade, por aspersão, por outros processos (difusão de ar e aeração forçada).
- b) *Sedimentação ou Decantação*: simples ou após coagulação.
- c) *Coagulação*: aplicação de coagulante (sulfato de alumínio ou compostos de ferro) e substâncias auxiliares.
- d) *Filtração*: lenta, rápida, fluxo ascendente, direta.
- e) *Tratamento por Contato*: leitos de coque, de pedra ou de pedrisco para remoção do ferro; carvão ativado para remoção de odor e sabor.
- f) *Troca Iônica*: processos da cal-carbonato de sódio e dos zeólitos para a correção da dureza.
- g) *Desinfecção*: cloro e seus compostos (hipocloritos, cal clorada) ozônio, raios ultravioletas e outros processos.
- h) *Controle da corrosão*: Uso de cal, carbonato de sódio, metafosfato, silicato e outros.

2.5.1.2 Características dos principais processos de tratamento

1. *Aeração*: processo pelo qual uma fase gasosa, normalmente o ar, e a água são colocadas em contato estreitado, com a finalidade de transferir substâncias solúveis da água para o ar, de forma a obter, assim, o equilíbrio satisfatório entre o teor dos elementos.

A aeração das águas pode ser realizada com os seguintes objetivos:

- a) Remoção de gases dissolvidos em excesso nas águas e também de substâncias voláteis, dentre eles:
 - Gás carbônico em teores elevados, o que torna a água agressiva
 - Ácido sulfúrico, que turva a água

- Substâncias aromáticas voláteis causadoras de odor e sabor
- Excesso de cloro e metano, pelos mesmos motivos.

b) Introdução de gases nas águas:

- Oxigênio para oxidação de compostos ferrosos e manganosos
- Aumento do teor de oxigênio e nitrogênio dissolvidos na água.

A aeração só se justifica nos casos em que as águas apresentem carência ou excesso de gases e substâncias voláteis intercambiáveis. Geralmente, o processo aplica-se em águas que não estejam em contato com o ar, como:

- Águas subterrâneas (de poços)
- Águas captadas em galerias de infiltração
- Águas provenientes de partes profundas de grandes represas.

2. *Sedimentação ou decantação*: processo dinâmico de separação de partículas sólidas suspensas nas águas. Essas partículas, sendo mais pesadas do que a água, tendem a se sedimentar com uma certa velocidade (velocidade de sedimentação).

Na técnica de tratamento das águas de abastecimento, empregam-se os processos de sedimentação, com as seguintes finalidades:

a) *Remoção de areia*: a areia em suspensão, em quantidades excessivas, pode causar prejuízos às instalações (erosão, depósitos e entupimentos) e danificar bombas e instalações mecânicas.

Os canais ou tanques de remoção de areia, denominados *caixas de areia*, geralmente são construídos junto à tomada de água, antes do bombeamento ou da adução.

b) *Remoção de partículas sedimentares finas, sem coagulação*: quando são aproveitadas águas contendo quantidade elevada de partículas finas, ou seja, com turbidez muito alta, podem-se tornar vantajosas uma pré-sedimentação ou uma sedimentação simples, a fim de reduzir a turbidez, antes de qualquer outro processo.

A sedimentação simples é feita sem o emprego de coagulantes. Sua adoção como processo prévio deve ser determinada depois de ensaios de laboratório, para demonstrar a conveniência do processo, em cada caso.

c) *Retenção de flocos (decantação após coagulação)*: quando se tem água com muita cor e turbidez, ou água contendo material coloidal, ou águas que exigem a floculação química, o caso mais frequente de

retenção de flocos, observado em estações de tratamento de águas, emprega os processos de coagulação, decantação e filtração.

A Figura 2.41 apresenta decantadores empregados no tratamento de água de ciclo completo.

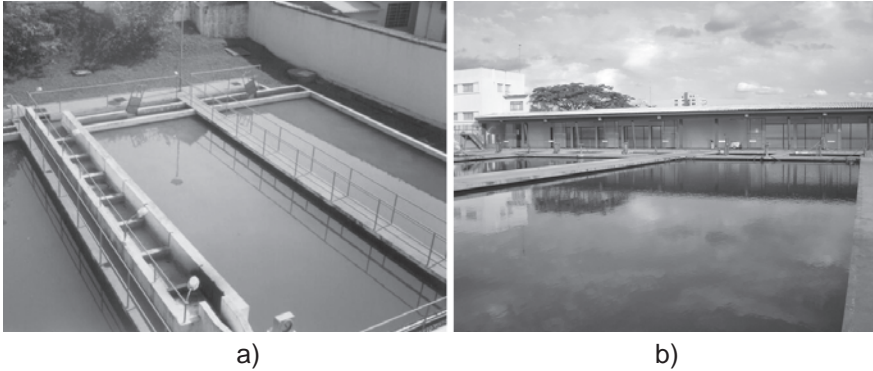


Figura 2.41 Decantadores: a) ETA São Manuel (SP); b) ETA de São Carlos (SP).

Os decantadores podem ser classificados em função do escoamento da água em seu interior e de acordo com seu funcionamento, sendo:

a) *Em função do escoamento da água:*

- Decantadores de escoamento horizontal: a água entra em uma extremidade, move-se na direção longitudinal e sai pela outra extremidade.
- Decantadores de escoamento vertical: a água é dirigida para a parte inferior, elevando-se, a seguir, em movimento ascendente, até a superfície dos tanques.

b) *De acordo com as condições de funcionamento:*

- Decantadores do tipo clássico ou convencional: recebem a água já floculada, nos quais se processa, apenas, a sedimentação.
 - Decantadores com contato de sólidos, do tipo dinâmico compacto, ou acelerado: são unidades mecanizadas que promovem, simultaneamente, a agitação, a floculação e a decantação. Há vários tipos patenteados.
 - Decantadores com escoamento laminar (tubulares ou de placas): são do tipo mais recente, de maior eficiência.
3. *Coagulação e floculação:* têm por finalidade a transformação de impurezas que se encontrem em suspensão fina, em estado coloidal ou em solução, de bactérias, de protozoários e/ou de plâncton, em partículas maiores (flocos), para que possam ser removidas por sedimentação e/ou filtração, ou, em alguns casos, por flotação.

A coagulação e a floculação constituem a parte mais delicada do tratamento convencional de água para abastecimento, pois qualquer falha nessa fase pode acarretar grandes prejuízos para a qualidade e para o custo do produto distribuído à população.

Coagulação é o processo unitário que consiste na formação de coágulos, por meio da reação coagulante, de modo a promover um estado geral de equilíbrio eletrostaticamente instável das partículas, no seio da massa líquida. O termo *coagulação* define as mudanças físico-químicas produzidas pela dispersão, na água, de um coagulante solúvel que se hidrolisa em partículas carregadas positivamente, aumentando as cargas negativas dos coloides e formando, com estes, os chamados *coágulos*.

No tratamento de água para consumo humano, os produtos mais utilizados como coagulantes são:

- a) *Coagulantes primários*: sulfato de alumínio, sulfato ferroso, sulfato ferroso clorado, sulfato férrico, cloreto férrico etc.
 - b) *Álcalis*, para promover e manter a alcalinidade: cal virgem, cal hidratada, barrilha, bicarbonato de sódio.
4. *Mistura rápida*: é uma operação unitária de grande importância para o bom desempenho dos processos de coagulação e floculação e, conseqüentemente, dos demais processos de tratamento. Trata-se de um procedimento puramente físico que tem a finalidade de garantir a uniformidade do tratamento de toda a massa de água, antes que as reações químicas se completem.

Normalmente, a mistura rápida é feita por um dos métodos:

- a) *Mecânico*: consiste em introduzir energia em quantidade suficiente, por meio de agitadores, na massa de água, para a promoção de uma mistura adequada.
 - b) *Hidráulico*: o mais indicado é o da *calha Parshall*, que, além de proporcionar boas condições de mistura, ainda permite a medição da vazão.
5. *Mistura lenta ou floculação*: é o processo pelo qual as partículas em estado de equilíbrio eletrostaticamente instável presentes na massa líquida são forçadas a se movimentar, a fim de que sejam atraídas entre si, formando flocos. Com a continuidade da agitação, esses flocos tendem a aderir uns aos outros, de modo a formar partículas maiores, suscetíveis de serem removidas por decantação, flotação e filtração.

Existem dois sistemas básicos de floculação:

- a) O *sistema hidráulico*: que utiliza a energia hidráulica disponível, sendo dissipada pela água em câmaras com chicanas. A água efetua

um movimento sinuoso dentro da unidade. A Figura 2.42 ilustra dois tipos de floculador hidráulico.

- b) O *sistema mecânico*: que utiliza a energia mecânica externa, dissipada pela água em tanques apropriados. A Figura 2.43 ilustra um floculador mecanizado com paletas paralelas ao eixo.

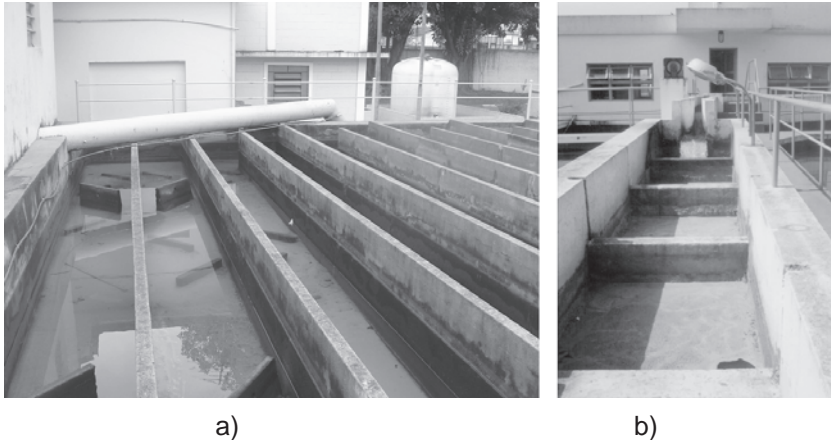


Figura 2.42 Floculadores hidráulicos: a) Floculador horizontal – ETA de Guarará (Santo André/SP); b) Floculador vertical – ETA (São Manuel/SP).



Figura 2.43: Floculadores mecânicos: (a) vista geral; (b) paletas paralelas ao eixo – ETA (Bebedouro – SP)

6. *Filtração*: constitui a etapa final de clarificação das águas num sistema de tratamento. Trata-se do processo de separação sólido-líquido, envolvendo fenômenos físicos, químicos e, às vezes, biológicos. Visa à remoção das impurezas em suspensão e em estado coloidal que não tenham sido removidas nas unidades precedentes, fazendo que a água passe através de um meio poroso.

A Figura 2.44 ilustra um filtro rápido por gravidade com escoamento descendente. Os filtros, de maneira geral, formam uma importante barreira sanitária capaz de reter microrganismos patogênicos que tenham resistido aos demais processos de tratamento.

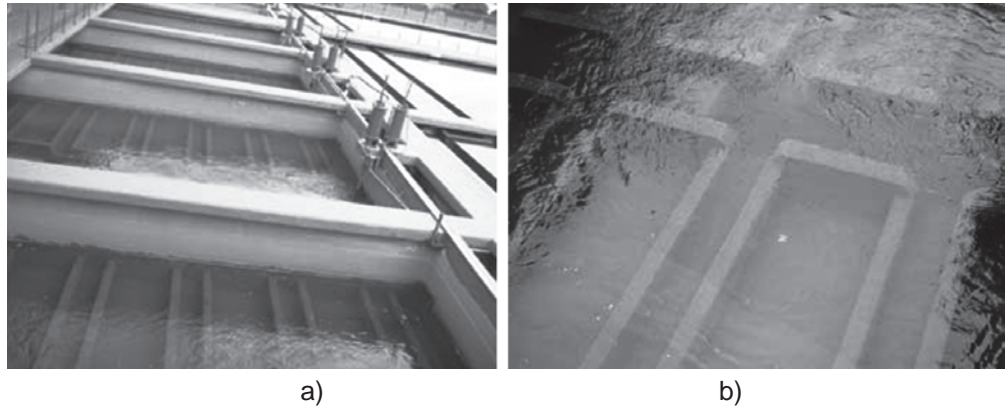


Figura 2.44 Filtros rápidos por gravidade com escoamento descendente.

7. *Desinfecção*: é o processo de tratamento que visa à eliminação dos microrganismos patogênicos eventualmente presentes na água.

Para que um agente desinfetante seja aplicável à desinfecção das águas destinadas a abastecimento, ele deve apresentar as seguintes características:

- a) ser eficiente na destruição dos germes patogênicos de transmissão hídrica, eventualmente presentes na ocasião da aplicação;
- b) não constituir por si e nem vir a formar, com impurezas presentes na água, substâncias prejudiciais à saúde;
- c) não alterar os aspectos que condicionam a potabilidade da água, como cor, sabor etc.;
- d) manter um poder de desinfecção em relação a germes patogênicos de transmissão hídrica que, porventura, ocorram na água, posteriormente à aplicação do tratamento (ação residual);
- e) ser de aplicação fácil, segura e econômica.

A *cloração* é o processo de desinfecção mais usado no tratamento das águas de abastecimento público, sendo o cloro o agente desinfetante que mais se aproxima das características desejáveis, mencionadas acima.

2.5.2 Algumas tecnologias empregadas no tratamento de água

Segundo Di Bernardo e Sabogal (2009), as Estações de Tratamento de Água (ETAs) foram criadas para remover os riscos presentes nas águas das fontes de abastecimento, por meio de uma combinação de processos e operações de tratamento. De acordo com esses autores, a seleção da tecnologia empregada no tratamento da água bruta deve satisfazer três conceitos fundamentais: múltiplas barreiras, tratamento integrado e tratamento por objetivo.

O conceito de múltiplas barreiras sugere a necessidade de haver mais de uma etapa de tratamento para alcançar condições de baixo risco. Por sua vez, o tratamento integrado sugere que as barreiras devam ser combinadas de forma a produzir o efeito esperado. Já o tratamento por objetivo considera que cada etapa do tratamento possui uma meta específica para a remoção de algum poluente.

De modo geral, as principais condicionantes para a escolha dos processos unitários são a natureza da água bruta e a qualidade desejada para a água tratada. Nesse sentido, Di Bernardo e Sabogal (2009) recomendam enfaticamente a necessidade de estudos de tratabilidade da água e de pesquisas em instalações-piloto, a fim de considerar, a princípio, algumas técnicas e descartar outras.

Segundo Di Bernardo e Sabogal (2009) as tecnologias empregadas no tratamento de água podem ser resumidas em dois grupos: sem coagulação e com coagulação química.

Para Richter (2009) as estações de tratamento de água atualmente utilizadas no Brasil podem ser classificadas em três categorias básicas: Estações convencionais de ciclo completo, Estações de Filtração direta, Estações de Floto-Filtração.

A Figura 2.45 apresenta, na forma de diagrama de blocos, as principais alternativas empregadas no tratamento de água para consumo humano, com seus processos e operações de tratamento.

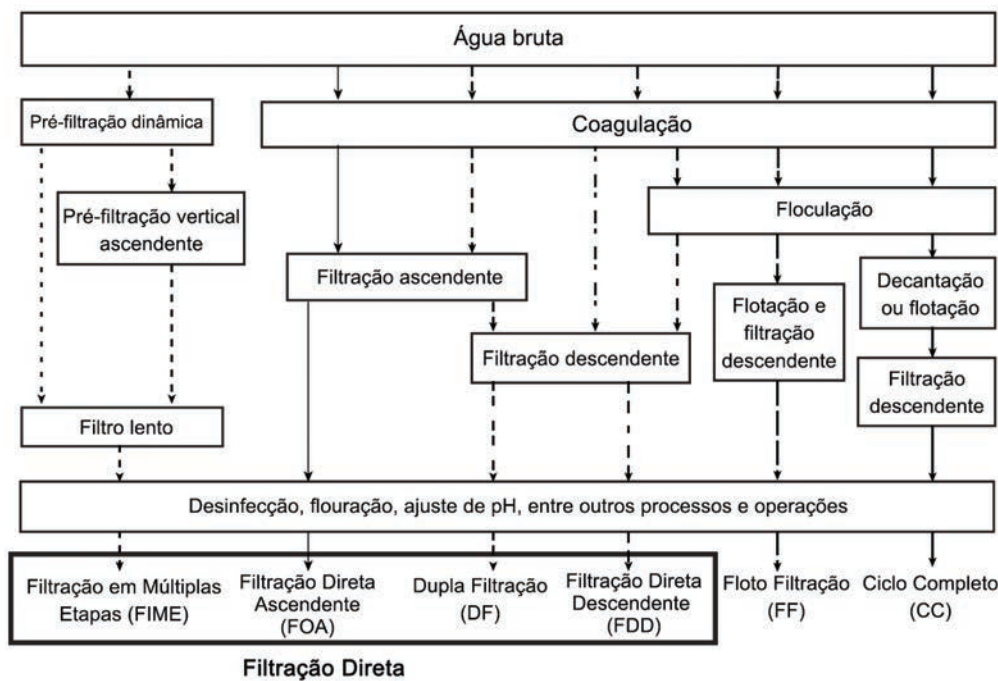


Figura 2.45: Principais alternativas de tratamento de água para consumo humano

Fonte: adaptado de Di Bernardo e Sabogal (2009)

Tabela 2.26 Possíveis alternativas para o tratamento da água bruta em função das características de Turbidez e Densidade de Algas.

Possível Alternativa para o Tratamento da Água	Turbidez da água bruta (uT)	Densidade de algas (UPA/100mL)	Taxa média de Filtração (m ³ /m ² .dia)
Filtração em Múltiplas Etapas - FME	>50	----	12 a 48
Filtração Direta Descendente - FDD	<25	<500	200 a 300
Filtração Direta Ascendente - FDA	<20	<500	120 a 200
Dupla filtração - DF	<50	<1000	FAP: 80 a 180 FRD:120 A 240
Floto-Filtração - FF	<25	<2500	150 A 300
Ciclo Completo - CC	>50		

Nota: FAP – Filtro Ascendente com Pedregulho

FRD – Filtro Rápido Descendente

Fonte: Adaptado de Richter (2009) e Dibernardo e Sabogal (2009)

2.5.2.1 ETA convencional – Tecnologia de Ciclo Completo (CC)

As Estações de Tratamento de Água que empregam o ciclo completo são as que se apresentam em maior número no país (RICHTER, 2009), daí chamadas, ainda que erroneamente, de ETAs Convencionais.

São adequadas para águas turvas, de turbidez média a elevada, suportando cargas de até 1.000 uT.

Um sistema convencional de tratamento de água com ciclo completo é constituído da(s)

- unidades de mistura rápida
- unidades de mistura lenta ou floculação
- unidades de decantação
- unidades de filtração
- unidades de desinfecção
- unidade de condicionamento químico da água, para que se evitem corrosão ou incrustação nos elementos posteriores.

Depois de completado o ciclo do tratamento, a água é encaminhada à EEAT e, em seguida, ao sistema de reservação.

A Figura 2.46 ilustra uma Estação de Tratamento de Água (ETA) convencional de ciclo completo:

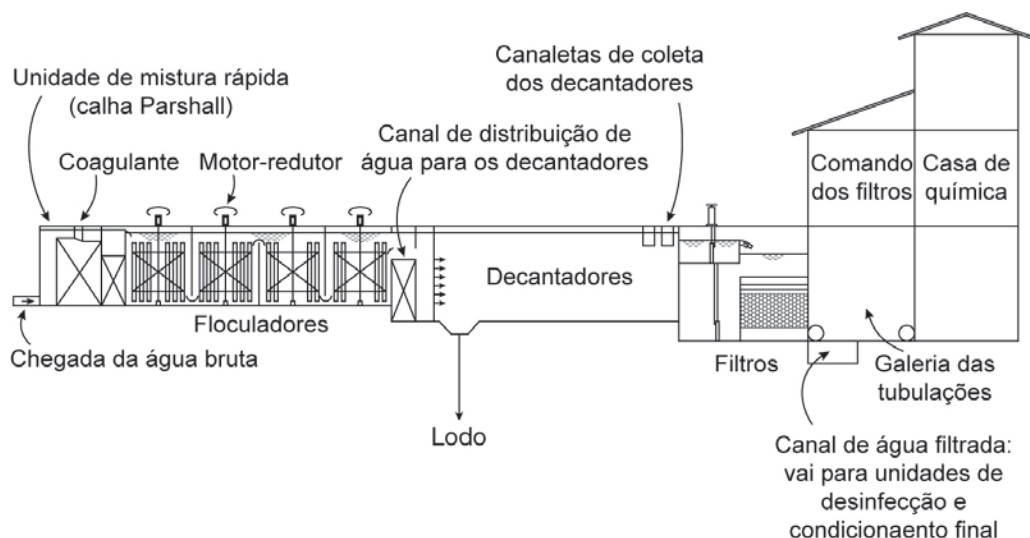


Figura 2.46 Esquema geral de uma ETA de ciclo completo.

2.5.2.2 ETA baseada em Filtração Direta (FD)

A filtração direta é um processo no qual somente os filtros são capazes de eliminar a turbidez e a cor presente na água.

Na sequência do tratamento, elimina-se a decantação, ficando

- unidade de mistura rápida
- unidade de mistura lenta ou floculação
- unidade de filtração (ascendente ou descendente)
- unidade de desinfecção.

De maneira geral, a filtração direta suporta cargas de turbidez de até 50-60 UNT. Além disso, a filtração direta não é recomendável quando o índice de coliformes do manancial supera 1.000 NMP/100 mL de coliformes termotolerantes e quando a presença de algas excede 1.000 UPA/mL (RICHTER, 2009).

A Figura 2.47 mostra um esquema de filtro ascendente com meio filtrante em areia, normalmente empregado em ETA baseada na filtração direta, já a Figura 2.48 ilustra uma ETA com filtração direta ascendente.

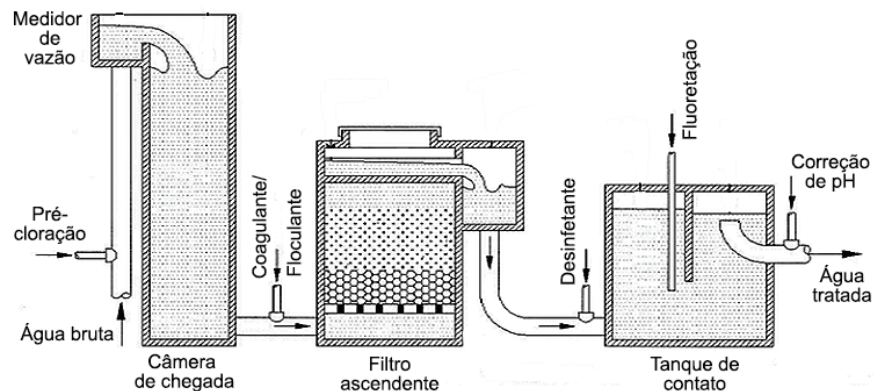


Figura 2.47: Esquema de um filtro ascendente normalmente empregado na Filtração Direta (FD)



Figura 2.48: ETA baseada em Filtração Direta (Ascendente) – Descalvado (SP)

2.5.2.3 ETA baseada em Dupla Filtração (DF)

A dupla filtração é a tecnologia de tratamento de água para abastecimento que emprega a filtração direta ascendente seguida da filtração rápida descendente, conforme apresentado nas Figuras 2.49 e 2.50.

Segundo Di Bernardo (1993), o sistema de dupla filtração é recomendado para os casos nos quais, embora a água bruta apresente valores de turbidez, cor verdadeira ou concentração algal adequados à aplicação da filtração direta ascendente, o NMP de coliformes totais é elevado ou existe risco da presença de outros organismos altamente resistentes à desinfecção com cloro. A dupla filtração pode também ser aplicada com sucesso para a água bruta que apresente

picos temporários de turbidez, cor verdadeira ou concentração algal superiores àqueles que tornariam possível seu tratamento apenas por meio da filtração direta ascendente.

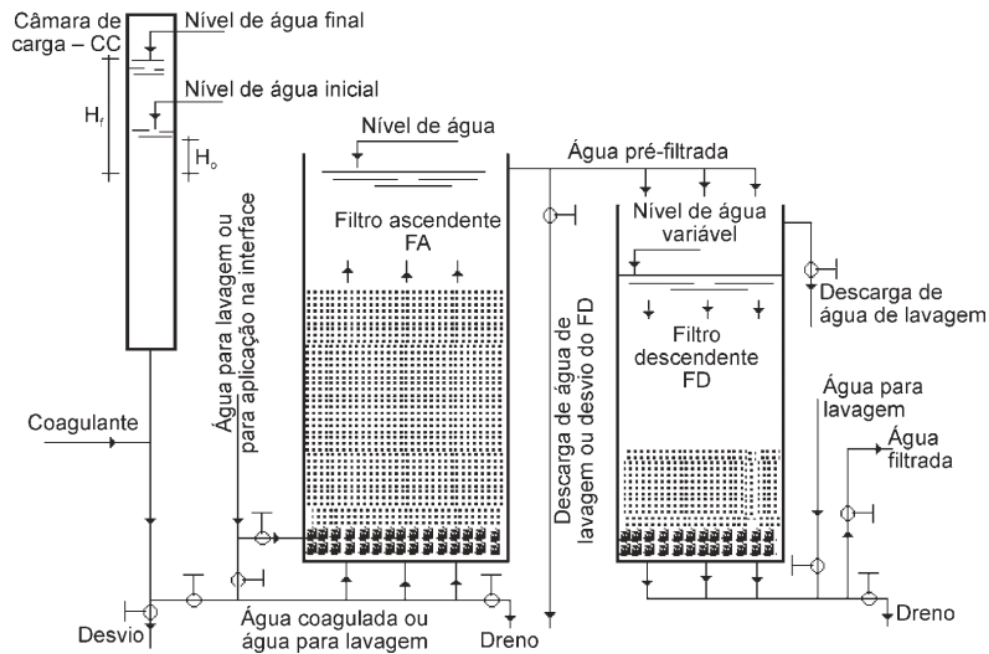


Figura 2.49: Esquema de instalação de uma ETA baseada em Dupla Filtração (DF)



Figura 2.50: ETA baseada em Dupla Filtração – São Carlos (SP)

2.5.2.4 ETA baseada em Filtração em Múltiplas Etapas (FME)

A filtração em múltiplas etapas é um sistema de simples construção, com instalações de baixo custo, nas quais a instrumentação pode ser praticamente eliminada. Além disso, trata-se de uma tecnologia adequada às zonas rurais e aos pequenos e médios municípios.

A FME é uma sucessão de barreiras dispostas de maneira conveniente que retira, antes de tudo, o material maior e mais pesado e, gradualmente, separa e inativa as impurezas menores.

Em geral, o processo baseado na FME contém duas etapas: pré-tratamento e filtração lenta. Na primeira delas, dá-se a separação dos sólidos grosseiros através de filtros de areia grossa ou de pedregulho. Em seguida, ocorre a remoção de partículas finas e de microrganismos remanescentes, em que a filtração lenta e a cloração são os processos comumente utilizados.

A Figura 2.51 ilustra o esquema geral de uma ETA baseada na filtração em múltiplas etapas.

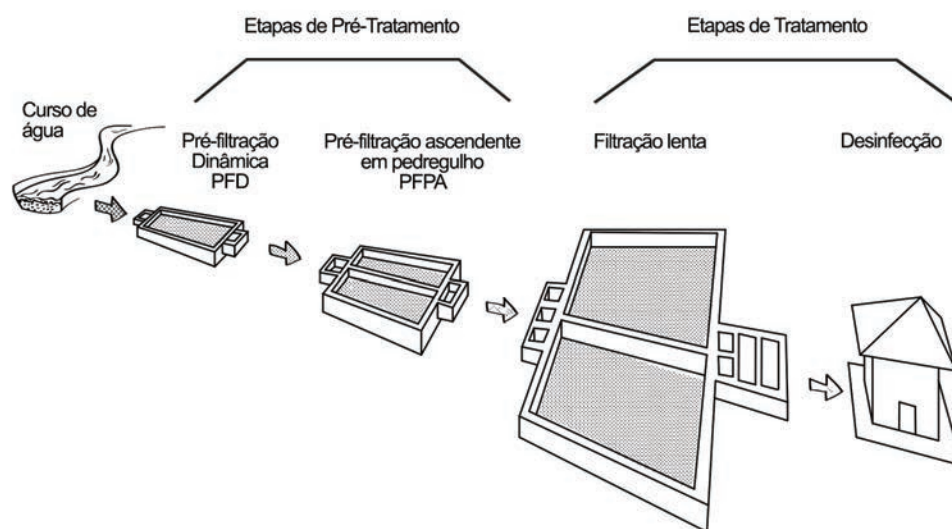


Figura 2.51: Esquema geral de uma ETA baseada em FME

Fonte: Di Bernardo e Sabogal (2009).

2.5.2.5 ETA baseada em Floto-Filtração (FF)

O campo de aplicação de uma ETA baseada em Floto-Filtração (FF) é, praticamente, o mesmo das ETAs de ciclo completo (RICHTER, 2009).

Esse sistema difere do sistema de Ciclo Completo (CC) pela substituição dos decantadores por flotoadores. Geralmente, a flotação e a filtração ocorrem na mesma unidade, conforme a Figura 2.52.

Essas estações são especialmente adequadas ao tratamento de águas com baixa turbidez, altos valores de cor e presença de algas, onde se mostram muito eficientes em sua remoção.

A Figura 2.53 ilustra uma ETA baseada na Floto-Filtração (FF).

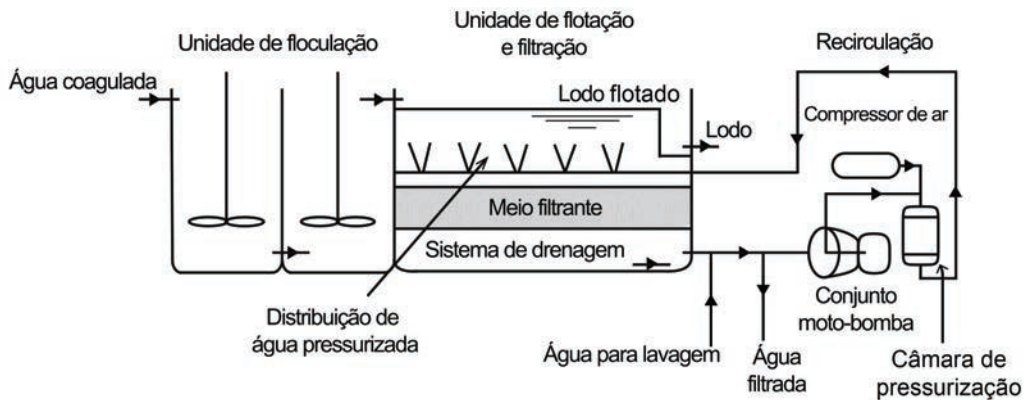


Figura 2.52: Esquema de uma ETA baseada em Floto-Filtração

Fonte: Di Bernardo e Sabogal (2009)



Figura 2.53: ETA baseada em Floto-Filtração – Jaú (SP)

2.6 Reservação

Os *reservatórios de distribuição* são elementos do sistema de abastecimento de água destinados a regularizar as variações entre as vazões de adução e de distribuição e a condicionar as pressões na rede de distribuição.

A reservação da água tem como principais objetivos:

- compensar as variações horárias da vazão de distribuição;
- evitar interrupções no fornecimento de água no caso de acidentes no sistema de adução, na estação de tratamento de água, ou mesmo em certos trechos do sistema de distribuição;
- alimentar a rede de distribuição em casos de emergência, fornecendo água necessária à manutenção de pressões na rede;
- permitir uma melhor distribuição de pressões sobre a rede de distribuição;
- garantir uma altura manométrica constante às bombas, permitindo o seu dimensionamento na eficiência máxima, quando alimentado diretamente pela adutora de recalque.

2.6.1 Classificação

Os reservatórios são classificados em função de sua localização quanto ao sistema de abastecimento, em relação a sua localização no terreno e em função do material de sua construção, sendo:

- a) De acordo com a localização no sistema de abastecimento,
- Reservatório de montante: reservatório que sempre fornece água à rede de distribuição.
 - Reservatório de jusante ou de sobras: reservatório que pode fornecer água à rede de distribuição ou dela receber água.

A Figura 2.54 ilustra o posicionamento dos reservatórios de montante e de jusante:

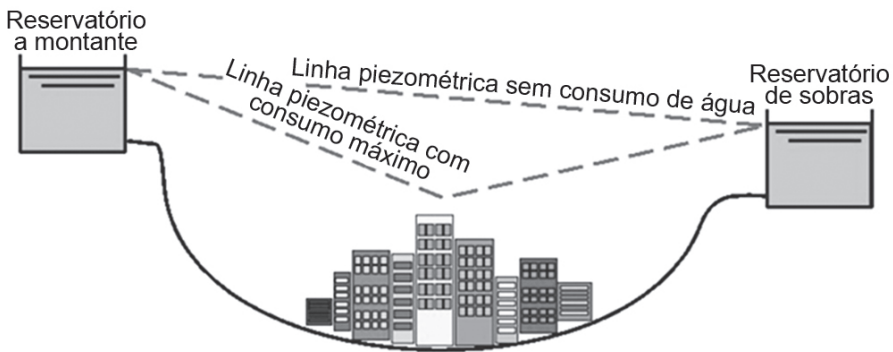


Figura 2.54 Reservatório de montante e de jusante.

Fonte: Tsutiya (2006).

b) De acordo com a localização no terreno,

- Reservatório elevado: sua principal função é condicionar as pressões às áreas de cotas topográficas mais altas, que não podem ser abastecidas pelo reservatório de sobra.
- Reservatório enterrado.
- Reservatório semienterrado.
- Reservatório apoiado.



a)



b)

Figura 2.55 Reservatórios: a) apoiado, metálico; b) elevado, concreto.

c) De acordo com o material de construção,

- Reservatório de concreto armado.
- Reservatório de alvenaria.
- Reservatório de aço.

2.6.2 Volume de reservação

A capacidade total de reservação de um reservatório é o somatório dos volumes específicos, ou seja, o volume para promover a compensação entre a variação das vazões do consumo ao longo das horas do dia (V_1), o volume necessário para manter a continuidade do abastecimento por ocasião de paralisação da produção (V_2) e o volume necessário à eventual demanda para combate a incêndios (V_3).

Os volumes V_1 e V_2 compõem o denominado *volume útil do reservatório*, cuja cota do nível mínimo deve atender às condições mínimas estabelecidas para a rede de distribuição.

De maneira geral, Azevedo Neto (1982) menciona que a capacidade total de reservação deve corresponder a 1/3 do volume diário distribuído em 24 horas, tomando como referência o dia de maior consumo.

2.6.2.1 Determinação do volume para promover a compensação entre a variação das vazões do consumo ao longo do dia (V_1)

Para a determinação desse volume, há duas situações a serem consideradas:

a) *A cidade ou o setor de abastecimento contam com sistema de abastecimento adequado e sistema de medição do consumo de água bom.*

Neste caso, o volume V_1 pode ser determinado pela curva de *variação diária do consumo* (Figura 2.56) ou pela do *diagrama de massas* (Figura 2.57) de áreas semelhantes já existentes.

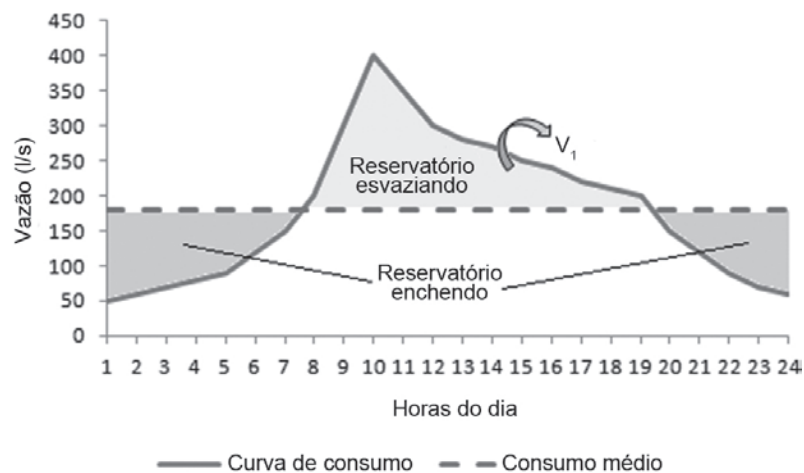


Figura 2.56 Curva da demanda diária.

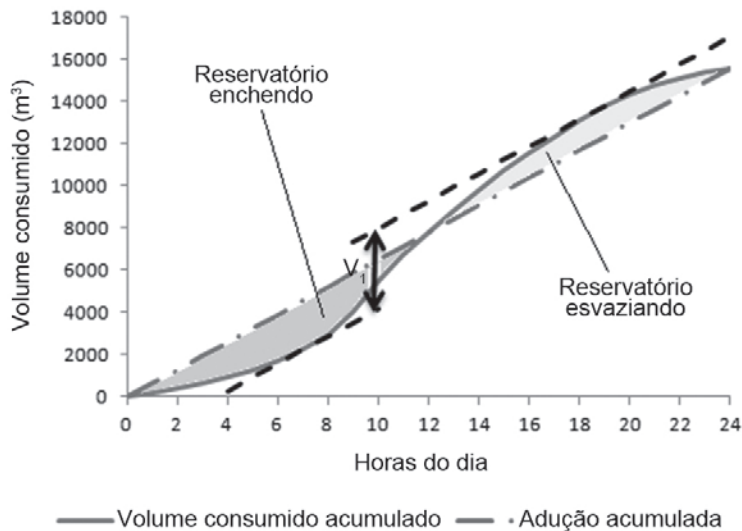


Figura 2.57 Curva dos volumes acumulados.

Segundo a NBR 12217/1994, o volume necessário para atender às variações de consumo deve ser avaliado a partir dos dados de consumo diário e do regime de alimentação previsto do reservatório, aplicando-se o fator 1,2 ao volume assim calculado, para levar em conta incertezas dos dados utilizados.

b) *Na cidade, não se dispõe de dados para a determinação da capacidade do reservatório, procedendo-se da seguinte forma:*

Inexistindo dados confiáveis para a avaliação de V_1 , a NBR 12217/1994 recomenda que se proceda a estudo técnico-econômico específico que justifique o valor adotado.

Nesse caso, pode-se aplicar o método baseado em curva sintética de consumo senoidal, proposta pelo engenheiro Toledo Malta. Esse método estabelece, de maneira geral, que o volume de consumo para reservação é função do coeficiente da hora de maior consumo (K_2), conforme a Equação (2.60).

$$V_1 = \frac{K_2 - 1}{\pi} \cdot V_{24h} \quad (2.60)$$

Sendo V_1 o volume do reservatório para compensar as variações no consumo (m^3); K_2 o coeficiente da hora de maior consumo (adimensional); V_{24h} o volume de água consumido nas 24 horas do dia de maior consumo (m^3).

De acordo com Azevedo Neto (1982), para atender à variação horária de consumo, os reservatórios devem ter capacidade superior a 1/6 do volume consumido em 24 horas no dia de maior consumo.

2.6.2.2 Determinação do volume de emergência (V_2)

Para que não ocorra a interrupção do fornecimento de água pelo reservatório nos intervalos de tempo em que ele não recebe água, por causa de acidentes em outros órgãos, é necessário que, no cálculo da sua capacidade, esteja previsto um volume correspondente ao consumo da cidade durante o período de tempo correspondente à interrupção.

Embora o volume de emergência dependa muito das condições locais e dos critérios estabelecidos pelas concessionárias, Azevedo Neto (1982) menciona que esse volume de emergência é da ordem de $1/3$ do volume diário consumido referente ao dia de maior consumo.

2.6.2.3 Determinação do volume para combate a incêndio (V_3)

O volume de reservação destinado ao combate a incêndio depende dos critérios estabelecidos entre as concessionárias e o corpo de bombeiros, não havendo um valor ou um critério determinados pela NBR 12217/1994.

No entanto, Azevedo Neto (1982) recomenda que haja reservação de, pelo menos, 250 m^3 para a região abastecida pelo reservatório.

2.6.3 Dimensões econômicas

Delimitados o tipo, a forma e a capacidade do reservatório, é possível estudar dimensões que o tornem de mínimo custo, particularmente para reservatórios de concreto armado.

Um reservatório enterrado para o qual tenham sido fixadas a capacidade e altura terá o menor comprimento das paredes em planta, inclusive a parede divisória, se for de seção horizontal circular.

Um reservatório elevado será mais econômico se sua seção horizontal for circular. As torres com forma cilíndrica terão dimensões econômicas quando a relação entre a altura do reservatório, propriamente dita, e o seu diâmetro estiver na relação 1:2.

O custo da construção pode aumentar quando se adotam reservatórios elevados de cuja obra se pretenda tirar partido estético, realizando, dessa forma, um empreendimento que contribua para embelezar a cidade.

2.6.4 Recomendações gerais e detalhes sobre o projeto de reservatório

- Entrada de água
 - a) No dimensionamento da canalização de entrada de cada unidade, deve ser considerado o acréscimo de vazão decorrente do isolamento de uma delas.
 - b) A velocidade de água na canalização de entrada não deve exceder ao dobro da velocidade na adutora que alimenta o reservatório.
 - c) A entrada de água deve ser dotada de sistema de fechamento por válvula, comporta ou adufa manobradas por dispositivo situado na parte externa do reservatório.
 - d) No caso de entrada afogada em reservatório a montante, a canalização de entrada deve ser dotada de dispositivo destinado a impedir o retorno da água.

- Saída de água
 - a) A velocidade da água na canalização de saída não deve exceder a uma vez e meia a velocidade na tubulação da rede principal imediatamente a jusante.
 - b) A saída de água deve ser dotada de sistema de fechamento por válvula, comporta ou adufa manobradas por dispositivo situado na parte externa do reservatório.
 - c) A saída de água deve impedir a formação de vórtice (Figura 2.58) e de submergência mínima (Figura 2.59), a fim de evitar a entrada de ar na canalização.

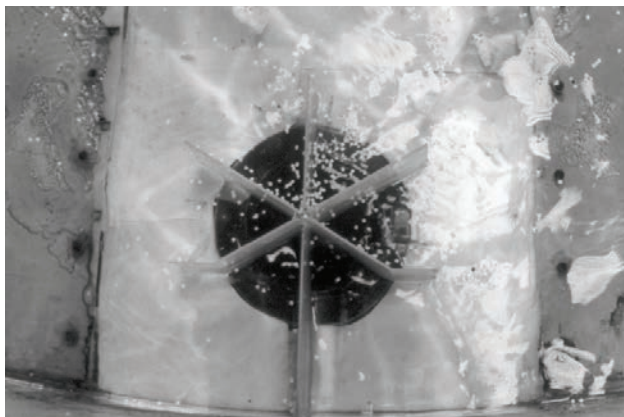


Figura 2.58 Dispositivo antivórtice instalado na saída de fundo de um reservatório.

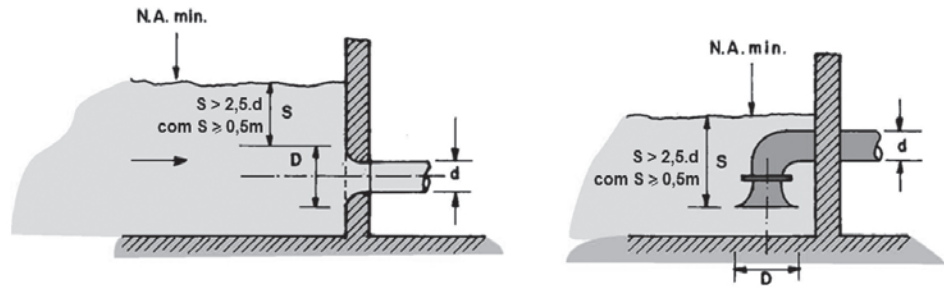


Figura 2.59 Submersão mínima (S) na saída dos reservatórios.

Fonte: adaptada de Tsutiya (2006).

- d) A saída de água deve ser protegida por crivo ou grade com abertura máxima de 50 mm e com área de passagem, pelo menos, 50% maior que a da seção de saída.

- Ventilação

- a) O reservatório deve possuir ventilação para entrada e saída de ar feita por dutos protegidos com tela e com cobertura que impeça a entrada de água de chuva e limite a entrada de poeira (Figura 2.60).

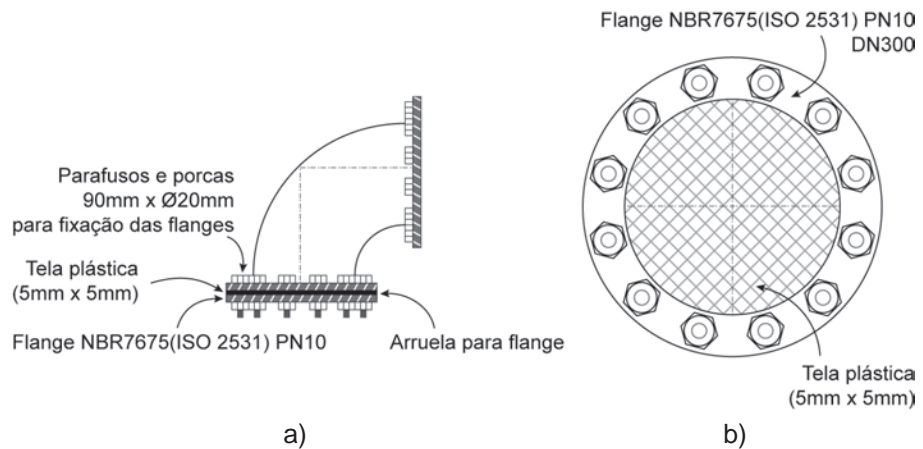


Figura 2.60 Detalhe do duto de respiração de ferro fundido: a) Perfil; b) Vista inferior.

- Extravasão

- a) O extravasor deve ser dimensionado para uma vazão máxima capaz de alimentar o reservatório em condições normais ou excepcionais de operação.
- b) A água de extravasão deve ser coletada por um tubo vertical que a descarregue livremente em uma caixa e, assim, encaminhada, por conduto livre, a um corpo receptor adequado.
- c) A folga mínima entre a cobertura do reservatório e o nível máximo atingido pela água em extravasão é de 0,30 m.

- d) Deve ser previsto dispositivo limitador ou controlador do nível máximo, para que se evite a perda de água pelo extravasor.

A Figura 2.61 mostra a descarga de um extravasor em uma caixa:

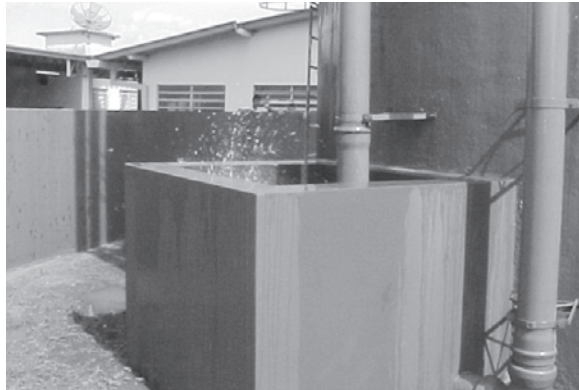


Figura 2.61 Descarga livre de um extravasor.

A Figura 2.62 mostra o detalhe de um extravasor-tipo projetado para reservatório de concreto:

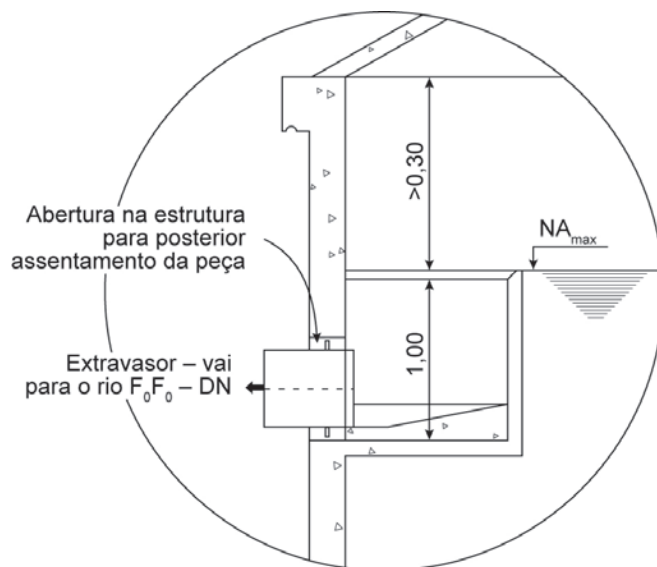


Figura 2.62 Detalhe de um extravasor-tipo em reservatório de concreto.

- Inspeção
 - a) Cada câmara de reservação deve ter, pelo menos, uma abertura de inspeção com dimensão mínima de 0,60 m, fechada com tampa inteira e dotada de dispositivo de travamento.
 - b) A abertura de inspeção deve ficar junto a uma parede, de preferência na mesma vertical da área dos equipamentos internos do reservatório.

A Figura 2.63 ilustra o detalhe de uma inspeção de reservatório com cobertura em forma de abóbada:

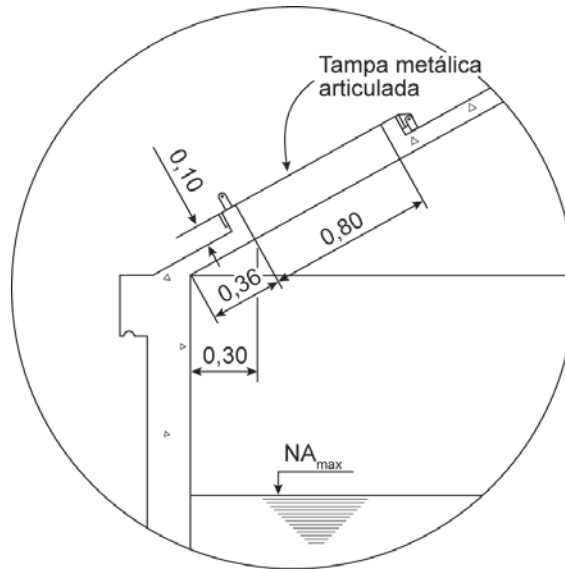


Figura 2.63 Detalhe de uma abertura para inspeção em reservatório de concreto.

- Geral
 - a) É conveniente que o fundo dos reservatórios tenha uma declividade mínima de 0,5% em direção à abertura de descarga, a fim de facilitar o refúgio das águas após as limpezas.
 - b) A cobertura nos reservatórios é importante, pois se destina a proteger, de qualquer perigo de poluição, a água potável que haverá no reservatório. Além do mais, impedindo a penetração dos raios solares, a cobertura impossibilita o desenvolvimento de algas na água, que poderiam provocar odor e sabor desagradáveis.
 - c) Deve haver uma canalização de saída para cada compartimento provida de registro para isolamento de cada unidade. Existindo, no interior do reservatório, áreas rebaixadas com profundidade superior a 1,00 m, devem ser protegidas por grade de material à prova de corrosão, com aberturas menores que 0,01 m².
 - d) Os reservatórios elevados, normalmente, apresentam um único compartimento. Um sistema de válvulas deve permitir o isolamento do reservatório sem interrupção do abastecimento, o que se consegue por meio de uma canalização de passagem direta (*by pass*). Nos reservatórios de jusante, a entrada e a saída se fazem, na maioria das vezes, por uma única tubulação.
 - e) Devem-se garantir a impermeabilidade das paredes e o fundo do reservatório.

- f) No topo do reservatório elevado, devem ser previstos para-raios e luz de sinalização de obstáculo elevado, conforme padrões do Ministério da Aeronáutica¹(ver Figura 2.64).

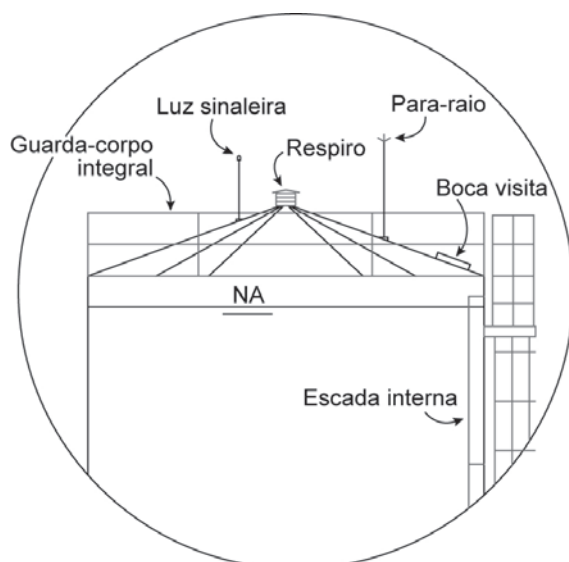


Figura 2.64 Dispositivos de segurança em um reservatório.

2.7 Rede de distribuição de água

A *rede de distribuição de água* é a parte do sistema de abastecimento formada de tubulações e órgãos acessórios e destinada a pôr água potável à disposição dos consumidores, de forma contínua, em quantidade e pressão recomendadas (NBR 12218/1994).

Segundo Tsutiya (2006), a rede de distribuição é, em geral, o componente de maior custo do sistema de abastecimento, podendo variar de 50% a 75% do custo total, se consideradas todas as obras de saneamento.

Os condutos que formam a rede de distribuição podem ser classificados em:

- *Condutos principais*: são as canalizações de maior diâmetro, responsáveis pela alimentação dos condutos secundários.
- *Condutos secundários*: são formados pelas canalizações que estão diretamente em contato com as edificações a serem abastecidas cuja alimentação depende deles, dos condutos secundários.

1

O Ministério da Aeronáutica (Maer), que a Norma menciona, passou, no governo Fernando Henrique, a se chamar Comando da Aeronáutica (Comaer), ficando subordinado ao Ministério da Defesa.

De maneira geral, a NBR 12218/1994 orienta sobre o traçado dos condutos principais e secundários, de maneira a obter melhores condições hidráulicas, podendo destacar que:

- Os condutos principais devem estar localizados em vias públicas, formando, preferencialmente, circuitos fechados.
- Os condutos secundários devem formar rede malhada, podendo ou não ser interligados nos pontos de cruzamento.
- Ao longo de condutos principais, com diâmetro superior a 300 mm, devem ser previstos condutos secundários de distribuição.
- A rede deve ser dupla em ruas principais de tráfego intenso, ou quando estudo demonstrar que a rede dupla seja mais econômica se comparada à rede simples.

2.7.1 Tipos de traçados das redes de distribuição

De acordo com a disposição e o traçado das tubulações principais e o sentido de escoamento nas tubulações secundárias, pode-se dizer que há, basicamente, dois tipos de traçado para as redes de distribuição:

- *Rede ramificada*: quando o abastecimento se faz a partir de uma tubulação-tronco alimentada por um reservatório ou por uma EEAT, sendo a distribuição de água feita diretamente para os condutos secundários e sendo conhecidos os sentidos e as vazões em qualquer trecho. Esse traçado é típico de áreas que apresentam desenvolvimento linear pronunciado e em que as ruas não se conectam, por impedimentos topográficos ou pelo traçado urbanístico (ver Figura 2.65a).
- *Rede malhada*: típica de áreas urbanas com ruas desenhando malhas viárias, permite que as tubulações se interliguem pelas extremidades, formando, assim, anéis ou blocos. A princípio, não se pode estabelecer o sentido do escoamento da água (ver Figura 2.65b).

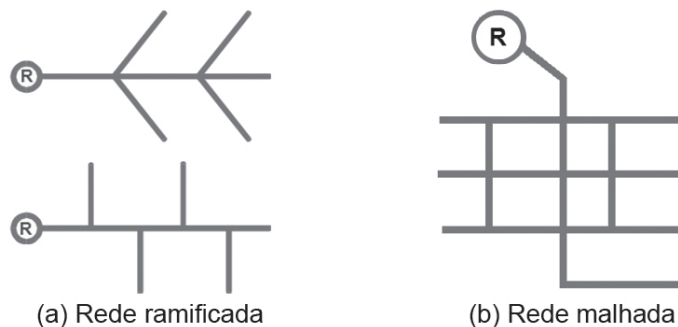


Figura 2.65 Tipos básicos de traçado de redes de distribuição de água: a) Rede ramificada; b) Rede malhada.

Para ambas as redes, a intercessão das redes (os pontos de interligação) denomina-se *nós*.

Para o traçado das redes de distribuição de água, utiliza-se planta baixa com levantamento planialtimétrico (curvas de nível de metro em metro), com locação dos lotes e áreas de expansão, incluindo loteamentos aprovados ou previstos. Nessa mesma planta, indicam-se os consumidores especiais e singulares.

Normalmente, para o projetos de pequenos e médios empreendimentos, a escala indicada para a confecção dos desenhos ou é de 1:1000, ou é de 1:2000. Para análises de setores de abastecimento, por exemplo, pode ser conveniente o uso da escala 1:5000.

Além disso, ao estabelecer o traçado da rede de distribuição, deve-se limitar a área abastecível, assim como as zonas de pressão.

2.7.2 Estabelecimento das zonas de pressão

Em termos de pressão, a rede de distribuição de água deve operar entre uma pressão mínima e uma pressão máxima. À região atendida por uma rede de distribuição que opera entre os limites máximo e mínimo dá-se o nome de *zona de pressão*.

A pressão mínima deve garantir as perdas de carga, devido aos desníveis topográficos e às perdas de carga nas tubulações, de modo a garantir que a água chegue até a ligação predial com pressão tal, que possa, por exemplo, abastecer um reservatório predial assentado no máximo dois pavimentos acima do nível da rua. Essa pressão mínima é a *pressão dinâmica*, definida como aquela pressão, no nível do eixo da via pública, em determinado ponto da rede, sob condição de consumo não nulo (NBR 12218/1994).

Já a não superação da pressão máxima tem por objetivo garantir a integridade dos tubos, conexões, válvulas e equipamentos utilizados nas instalações prediais e que estejam diretamente ligados ao ramal predial. Nesse caso, a pressão de interesse é a *pressão estática*, definida como a pressão, no nível do eixo da via pública, sob a condição de consumo nulo e com a ocorrência do nível máximo de água no respectivo reservatório de distribuição (NBR 12218/1994).

A Figura 2.66 mostra a ocorrência das pressões máxima e mínima, que delimitam uma zona de pressão:

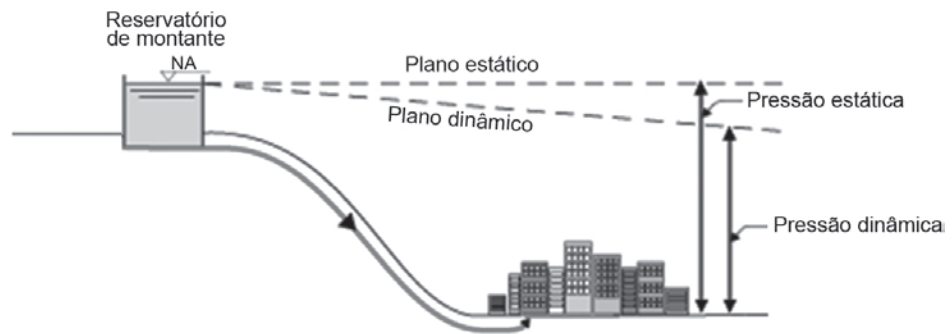


Figura 2.66 Indicação da pressão estática (máxima) e da pressão dinâmica (mínima), obtidas da alimentação da rede por um reservatório de montante.

Fonte: Tsutiya (2006).

A NBR 12218/1994 estabelece em 100 kPa (10 mH₂O) a pressão dinâmica mínima em redes de distribuição de água e em 500 kPa (50 mH₂O) a pressão estática máxima, considerando:

- Os valores da pressão estática superiores à máxima e os da pressão dinâmica inferiores à mínima podem ser aceitos, desde que justificados técnica e economicamente.
- Trechos de condutos principais que não abastecem consumidores ou tubulações secundárias não estão sujeitos aos limites de pressão (50 mH₂O e 10 mH₂O), mas devem ser verificados quanto à estabilidade estrutural e à segurança sanitária.

Tais ressalvas, constantes da NBR 12218/1994, devem ser tidas como exceção, cabendo ao projetista fixar as condições para que toda a rede de distribuição opere dentro dos limites de 10 a 50 mH₂O.

Uma regra para a delimitação da zona de pressão é que, com base em uma planta topográfica da área de projeto, com curvas de nível de metro em metro, se verifique a diferença de cota altimétrica entre o local destinado à reservação e um determinado ponto da rede de distribuição. Caso essa diferença seja superior a 40 m, haverá duas ou mais zonas de pressão (ver Figura 2.67).

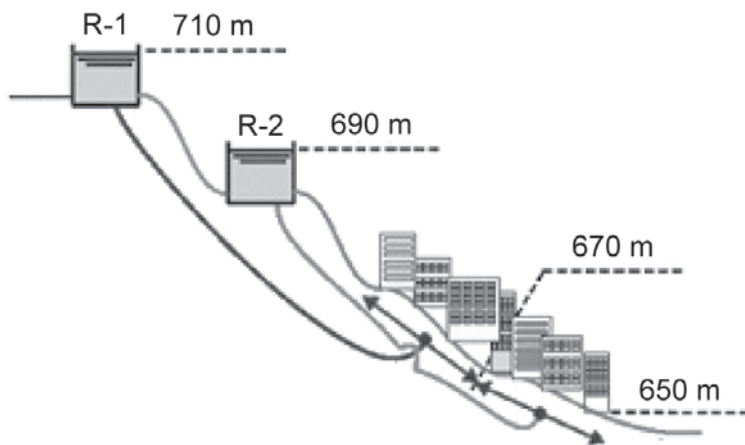


Figura 2.67 Escalonamento de reservatórios para delimitação das zonas de pressão.

Fonte: Tsutiya (2006).

A partir da observação do esquema apresentado na Figura 2.67, pode-se perceber que a localização dos reservatórios está intimamente relacionada às delimitações das zonas de pressão. Além disso, não necessariamente, diferentes zonas de pressão precisam estar definidas pela mesma amplitude.

2.7.3 Vazões para dimensionamento

Conforme já apresentado na seção 2.1.4, a rede de distribuição de água deve ser dimensionada para uma vazão denominada *vazão de distribuição* e calculada pela equação (2.61):

$$Q_D = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot P \cdot q}{86400} \quad (2.61)$$

Sendo Q_D a vazão de distribuição (l/s); P a população da área abastecida, de acordo com previsão, para o fim de plano (hab.); q o consumo *per capita* de água (l/hab.dia); K_1 o coeficiente do dia de maior consumo (adim.); K_2 o coeficiente da hora de maior consumo (adim.).

Dividindo-se a vazão de distribuição pela área a ser abastecida ou pela extensão da rede de distribuição, obtém-se a vazão específica relativa, conforme equações (2.62) e (2.63):

- *Vazão específica relativa à área abastecida*

$$q_a = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot P \cdot q}{86400 \cdot A} = \frac{Q_D}{A} \quad (2.62)$$

Em que q_a é a vazão específica relativa à área de abastecimento (l/s.hab); A , a área a ser abastecida (ha).

- *Vazão específica relativa à extensão da rede de distribuição*

$$q_m = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot P \cdot q}{86400 \cdot L} = \frac{Q_D}{L} \quad (2.63)$$

Em que q_m é a vazão específica relativa à extensão da rede de distribuição (l/s.m); L , a extensão da rede de distribuição (m).

A NBR 12218/1994 estabelece algumas recomendações para as vazões de dimensionamento da rede de distribuição:

- Devem ser estabelecidas vazões de áreas específicas, ou seja, área de característica própria de ocupação, concentração demográfica e categoria de consumidor.
- Devem ser consideradas as vazões para as áreas de expansão.
- Devem ser identificados os consumidores singulares e os respectivos consumos, mediante levantamento de campo ou outro procedimento devidamente justificado.
- Não devem ser previstas demandas especiais para combate a incêndios em condições operacionais normais da rede.

Deve-se ressaltar que, embora a NBR 12218/1994 não considere, para efeito de dimensionamento das redes de distribuição, demandas especiais para combate a incêndio, não significa que essas redes não devam ser dotadas de condições mínimas para atender a essa necessidade, pois a mesma norma técnica prevê condições para a instalação e funcionamento de hidrantes, estabelecendo que a rede seja calculada hidráulicamente, com o funcionamento de um hidrante por vez, e verificando-se as vazões nos hidrantes.

A NBR 12218/1994 estabelece que os hidrantes devem ser de 10 l/s de capacidade nas áreas residenciais e de menor risco de incêndio e de 20 l/s de capacidade em áreas comerciais, industriais, com edifícios públicos e de uso público e com edifícios cuja preservação seja de interesse da comunidade. No entanto, o projetista deve estar atento, pois, normalmente, o corpo de bombeiros de cada Estado fixa *instruções técnicas*, especificando outras vazões.

2.7.4 Dimensionamento das redes de distribuição

O dimensionamento de uma rede de distribuição consiste, basicamente, em determinar as pressões nos nós e as vazões nos trechos da rede, verificando a velocidade do escoamento em cada um deles. Independentemente do método de cálculo utilizado, para isso, aplicam-se a equação da continuidade em cada nó da rede e uma equação de perda de carga na forma $hf_d = r \cdot Q^n$ nos trechos da rede.

Normalmente, as cargas cinéticas e as perdas de carga localizadas são desprezadas no cálculo de rede (PORTO, 1988).

A NBR 12218/1994 recomenda que, preferencialmente, o cálculo da perda de carga distribuída seja feito pela fórmula de Darcy-Weisbach (Universal), considerando o efeito do envelhecimento do material das tubulações da rede.

2.7.4.1 Velocidades-limite e diâmetros mínimos nas redes de distribuição

As limitações de velocidade estão associadas à segurança e à durabilidade das tubulações, assim como ao custo de implantação e operação (TSUTIYA, 2006).

Embora as baixas velocidades minimizem os efeitos dos transientes hidráulicos ocasionados pelas variações de pressão, elas facilitam o depósito de materiais existentes na água. Já velocidades altas resultam em diâmetros menores e, conseqüentemente, em menores custos de material, porém ocasionam o aumento da perda de carga, o que pode acarretar aumento da altura do reservatório ou maior gasto de energia elétrica.

A NBR 12218/1994 estabelece que a velocidade mínima nas tubulações deva ser de 0,6 m/s e a máxima, de 3,5m/s, referindo-se às vazões máximas para início e fim de plano. Para velocidades máximas admissíveis em projetos, Porto (1998) recomenda a utilização da equação empírica (2.64):

$$V_{m\acute{a}x} = 0,60 + 1,5 \cdot D \quad \text{e} \quad V_{m\acute{a}x} = 2,0 \text{ m/s} \quad (2.64)$$

Em que $V_{m\acute{a}x}$ é a velocidade máxima do escoamento (m/s); D , o diâmetro da tubulação (m)

A Tabela 2.27 apresenta a vazão máxima estimada para tubos cuja velocidade máxima atende à equação empírica proposta por Porto (1998).

Tabela 2.27 Capacidade de escoamento em função do Diâmetro Nominal (DN).

DN (mm)	$V_{m\acute{a}x}$ (m/s)	$Q_{m\acute{a}x}$ (l/s)
50	0,68	1,3
75	0,71	3,1
100	0,75	5,9
150	0,83	14,6
200	0,90	28,3
250	0,98	47,9
300	1,05	74,2
400	1,13	108,2

A NBR 12218/1994 recomenda o diâmetro mínimo de 50 mm para as tubulações secundárias, não havendo, porém, nenhuma menção ao diâmetro mínimo para as tubulações principais.

2.7.4.2 Métodos de dimensionamento das redes

Os métodos empregados no dimensionamento de redes de distribuição de água dependem da sua configuração, seja ela ramificada ou malhada.

O método para cálculo de redes ramificadas, também conhecido como *trecho a trecho*, é aplicável a pequenas áreas. Já os métodos de dimensionamento de redes malhadas são métodos de cálculos iterativos, soluções aproximadas ou por tentativas.

Nesta seção serão abordados alguns dos métodos empregados no dimensionamento das redes de distribuição, ficando como sugestão a consulta às obras de Mays (2000), LNEC (2004), Tsutiya (2006) e Prince (2006).

2.7.4.2.1 Dimensionamento das redes ramificadas

No dimensionamento das redes de água, admite-se que a distribuição será feita uniformemente ao longo do comprimento de cada trecho, empregando-se, para isso, a vazão específica relativa à extensão da rede (q_m).

Iniciam-se os cálculos pelos trechos mais extremos – aqueles que possuem vazão de jusante (Q_j) nula – denominados trechos de *ponta seca*.

A vazão de demanda de cada trecho, denominada *vazão em marcha* (Q_{Marcha}) é obtida pela equação (2.65):

$$Q_{Marcha} = q_m \cdot L \quad (2.65)$$

Em que q_m é a vazão específica relativa à extensão da rede (l/s.m); L é o comprimento do trecho (m).

A vazão de montante ($Q_{Montante}$) de cada trecho é calculada somando-se a vazão de jusante (Q_j) à vazão do trecho (Q_{Marcha}), conforme equação (2.66):

$$Q_{Montante} = Q_{Marcha} + Q_j \quad (2.66)$$

A vazão de dimensionamento, também chamada de *fictícia* (Q_{Fic}) é calculada conforme equação (2.67):

$$Q_{Fic} = \begin{cases} \frac{Q_{Montante} + Q_j}{2} & \text{se } Q_j \neq 0 \\ \frac{Q_{Montante}}{\sqrt{3}} & \text{se } Q_j = 0 \end{cases} \quad (2.67)$$

Com base na vazão fictícia (Q_{Fic}) e consultando a Tabela 2.27, adota-se o diâmetro (D) do trecho, sendo possível, então, calcular a velocidade do escoamento no trecho (V) a partir da equação da continuidade modificada (2.68):

$$V = \frac{4 \cdot Q_{Fic}}{\pi \cdot D^2} \quad (2.68)$$

Em que V é a velocidade do escoamento (m/s); Q_{Fic} é a vazão fictícia do trecho (m³/s); D é o diâmetro da tubulação (m).

Conhecendo-se a velocidade (V), o diâmetro da tubulação (D), o comprimento de cada trecho (L), e a altura média da rugosidade da tubulação (ϵ) (parâmetro característico do material da tubulação), é possível calcular a perda de carga pela equação de Darcy-Weisbach (Universal), conforme apresentado na seção 2.3.4.2.1.

Partindo-se agora do reservatório de alimentação (cuja altura do nível de água mínimo é X) calcula-se a cota do plano de carga efetivo mínimo, que é a cota piezométrica mínima no reservatório de alimentação, conforme equação (2.69):

$$CP_{Reservatório} = CG_{Reservatório} + X \quad (2.69)$$

Em que $CP_{Reservatório}$ é a cota piezométrica mínima do reservatório de alimentação (m); $CG_{Reservatório}$ é a cota geométrica de assentamento do reservatório (m); X é a altura do reservatório (m).

Conhecida a cota piezométrica mínima do reservatório (e a partir dele), todas as cotas piezométricas dos nós podem ser calculadas em função de X.

A carga de pressão disponível em cada nó (P_i) pode ser calculada pela equação (2.70):

$$P_i = CP_i - CG_i \quad (2.70)$$

Em que CP_i é a cota piezométrica do nó i (m); CG_i é a cota geométrica do nó i ; P_i é a carga de pressão do nó i (m).

Para o ponto mais desfavorável, iguala-se ao valor de 10 mH₂O, que é a mínima carga de pressão dinâmica disponível, obtendo-se daí a altura mínima do reservatório (X).

Definida a cota máxima do nível de água do reservatório, verifica-se a pressão estática no nó mais desfavorável.

Uma tabela, como a Tabela 2.28, auxilia na tabulação e no acompanhamento dos resultados obtidos.

Tabela 2.28 Modelo de tabela para o cálculo de rede de distribuição do tipo ramificada.

Trecho	Extensão (m)	Vazão (l/s)				Diâmetro (mm)	Velocidade (m/s)	Cota piezométrica montante (m)	Perda de carga (m)	Cota piezométrica jusante (m)	Cota do terreno (m)		Pressão disponível (mca)	
		Jusante	Marcha	Montante	Fictícia						Montante	Jusante	Montante	Jusante

2.7.4.2.2 Dimensionamento das redes malhadas

O dimensionamento de redes malhadas é um problema complexo, pois não se conhece, inicialmente, o sentido do escoamento da água nas tubulações que compõem a rede de distribuição. A indeterminação desse problema pode ser resolvida, por exemplo, introduzindo condições alheias à hidráulica, como condições de custo mínimo da rede. Trata-se de um processo de otimização econômica da rede, o que requer o uso de programas de computador específicos, entre eles o EPANET (LNEC, 2004).

Quando se tem redes malhadas relativamente pequenas, uma das soluções práticas ainda utilizada é seccionar ficticiamente a rede, convertendo-a em uma grande rede ramificada.

Os métodos de cálculos apresentados nesta seção serão o de *seccionamento fictício* e o de *cálculos iterativos* (Hardy Cross).

a) *Método do seccionamento fictício*

Por suas características, esse método é particularmente utilizado para o dimensionamento de pequenas redes de distribuição e para a verificação das linhas secundárias das redes malhadas.

Para efeito de cálculo, a malha é decomposta em ramificações, supondo-se que para cada anel haja um trecho seccionado, transformando a rede malhada em uma rede ramificada fictícia.

A Figura 2.68 apresenta um exemplo de seccionamento fictício de uma rede malhada e a conseqüente determinação dos sentidos dos escoamentos.

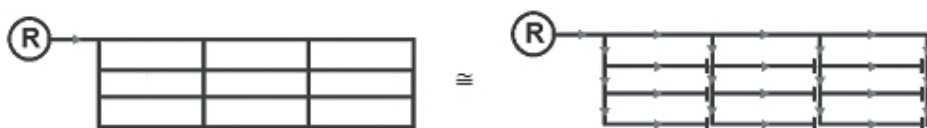


Figura 2.68 Exemplo de seccionamento fictício de uma rede malhada.

Nos pontos seccionados, impõe-se a condição de vazão de jusante nula ($Q_j = 0$), fixando-se os trajetos que a água deverá seguir para atingir os diferentes pontos da rede.

O dimensionamento é então feito de forma semelhante ao dimensionamento das redes ramificadas, conforme apresentado na seção 2.7.4.2.1. Verifica-se, porém, a hipótese dos seccionamentos adotados comparando os valores calculados com a seguinte condição: as pressões resultantes nos pontos de seccionamento pelos trajetos possíveis da água da rede ramificada fictícia devem ser praticamente iguais. Na prática, consideram-se toleráveis diferenças de pressão que não excedam 5% da pressão média do nó seccionado.

Caso essa diferença seja superior a 5%, altera-se o traçado da rede inicialmente adotado mudando-se o nó seccionado ou o diâmetro de alguns trechos. Feitas as alterações, recalcula-se a rede, e assim sucessivamente, até chegar a uma solução satisfatória.

É possível perceber que é um método arbitrário e impreciso, podendo resultar, muitas vezes, em soluções que não são as mais econômicas.

b) *Método iterativo* (Hardy Cross)

O cálculo de uma rede malhada pelo método iterativo inicia-se pela delimitação do anel, formado pela rede primária.

Considere uma rede malhada na qual os trechos estão distanciados de L_h na horizontal e L_v na vertical, conforme mostrado na Figura 2.69.

O traçado e a dimensão do anel são definidos, observando a distância máxima entre as tubulações tronco ($d_{m\acute{a}x}$) que formam o anel, bem como as distâncias máximas entre as tubulações tronco e o perímetro da malha (d_v e d_h).

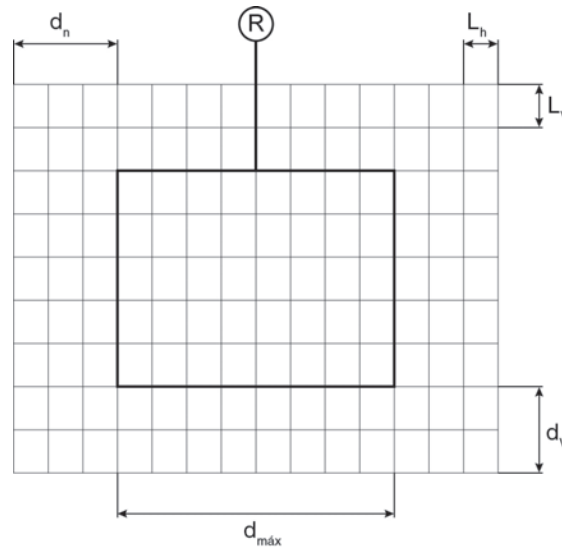


Figura 2.69 Dimensões máximas para configuração do anel tronco.

As distâncias máximas $d_{m\acute{a}x}$, d_v e d_h podem ser calculadas pelas equações (2.71), (2.72) e (2.73), propostas por Prince (2006).

$$\frac{q_a}{2 \cdot Q_s} \cdot d_{m\acute{a}x}^2 - \frac{L_v + L_h}{L_v \cdot L_h} \cdot d_{m\acute{a}x} + 2 = 0 \quad (2.71)$$

$$d_v = \frac{Q_s}{q_a \cdot L_h} \quad (2.72)$$

$$d_h = \frac{Q_s}{q_a \cdot L_v} \quad (2.73)$$

Em que Q_s é a vazão máxima que pode ser veiculada pela tubulação secundária (obtida na Tabela 2.27) para o diâmetro da tubulação secundária (l/s); $d_{m\acute{a}x}$ é a distância máxima à tubulação tronco (hm)¹; q_a é a vazão específica relativa a área de distribuição (l/s.ha); L_h e L_v são as dimensões horizontal e vertical dos trechos (m).

1 Nota: 1 hectômetro (hm) = 100 m.

Para a definição de Q_s deve-se ter em mente que, normalmente, para regiões cuja densidade habitacional é menor que 300 hab/ha, a tubulação secundária costuma ser de 50 mm.

Segundo Tsutiya (2006), para redes de pequeno porte, é comum ter-se como distância máxima entre os condutos principais um comprimento da ordem de 300 a 500 m.

Definidas as dimensões do anel formado pela tubulação principal, calculam-se as vazões que serão aplicadas nos nós, conforme mostrado na Figura 2.70. As tubulações secundárias terão, como diâmetro, aquele definido para a tubulação secundária, sendo que a verificação das pressões pode ser feita pelo método do seccionamento fictício.

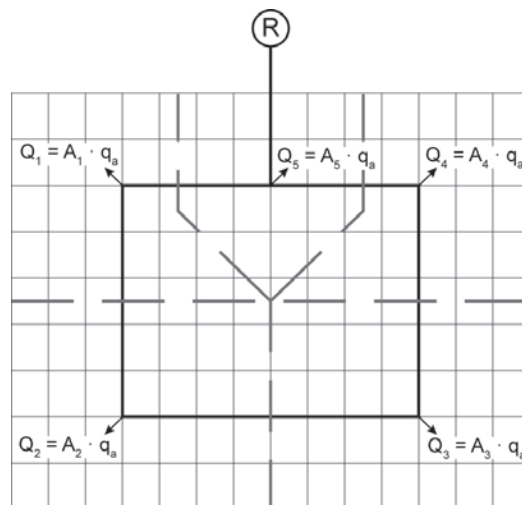


Figura 2.70 Definição das vazões nos nós do anel tronco.

O método de Hardy Cross é aplicado aos condutos principais de uma rede malhada, sendo a modalidade mais comumente empregada a de compensação de vazão.

Essa modalidade prevê a admissão de vazões concentradas nos nós, em substituição à distribuição em marcha da rede.

As condições necessárias e suficientes para que a distribuição de vazões admitidas seja correta são:

- em qualquer nó, a soma algébrica das vazões é igual a zero, como pode ser visualizado na Figura 2.71 e representado matematicamente pela equação (2.74).

$$\sum Q = 0$$

(2.74)

Em que Q são as vazões afluentes e efluentes em um determinado nó do anel.

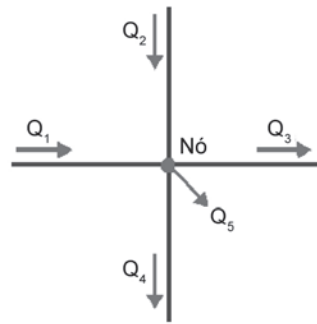


Figura 2.71 Vazões afluentes e efluentes a um nó.

- Em um anel qualquer da rede, a soma algébrica das perdas de carga é igual a zero. A Figura 2.72 mostra dois anéis, para os quais convencionou-se, como sentido positivo de percurso, o sentido horário, de modo que as vazões e, conseqüentemente, as perdas de carga, serão positivas se coincidirem com o sentido do escoamento predeterminado.

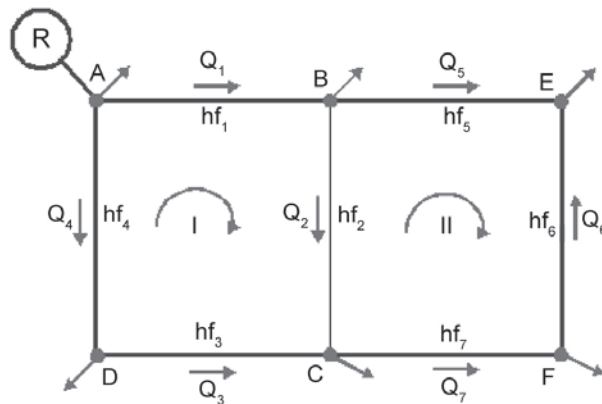


Figura 2.72 Convenções utilizadas para as equações de perda de carga.

Dessa maneira, a perda de carga de cada anel pode ser representada pelas equações (2.75) e (2.76), para os anéis I e II, respectivamente.

$$\begin{aligned} & \text{Anel I} \\ \sum hf &= hf_1 + hf_2 - hf_3 - hf_4 = 0 \end{aligned} \tag{2.75}$$

$$\begin{aligned} & \text{Anel II} \\ \sum hf &= hf_5 - hf_6 - hf_7 - hf_2 = 0 \end{aligned} \tag{2.76}$$

A NBR 12218/1994 recomenda que as perdas de carga sejam calculadas pela Equação de Darcy-Weisbach (Universal), conforme apresentado na seção 2.3.4.2.1.

Caso a rede não esteja equilibrada, isto é, $\sum hf \neq 0$, as vazões admitidas deverão ser corrigidas conforme a equação (2.77), somando-se algebricamente um valor de correção ΔQ à vazão de cada trecho.

$$\Delta Q = - \frac{\sum hf}{n \cdot \sum \frac{hf}{Q}} \quad (2.77)$$

Em que n é a potência da Equação de perda de carga utilizada ($hf = r \cdot Q^2$); hf é a perda de carga de cada trecho (m); Q é a vazão de cada trecho (l/s).

Com as novas vazões obtidas em cada anel, recalculam-se as perdas de carga e prossegue-se com o método até que se obtenham, em todos os anéis, valores pequenos ou nulos para ΔQ . No caso da modalidade por compensação de vazão, a NBR 12218/1994 fixa esse residual em 0,1 l/s.

O número de aproximações sucessivas depende não somente do tamanho da rede, como também das estimativas iniciais das vazões.

2.7.5 Órgãos e acessórios

Os órgãos e acessórios presentes nas redes de distribuição de água são compostos de válvulas, hidrantes, ventosas, válvulas redutoras de pressão e conexões, a saber:

a) *Válvulas (registros) de manobra e de descarga*

- Quando três ou mais trechos de tubulações se interligarem em um ponto, deverá ser prevista uma válvula para fechamento de cada trecho;
- nos condutos secundários, deverão ser previstas uma válvula junto ao ponto de ligação ao conduto principal;
- deverão ser previstas válvulas de descarga nos pontos baixos da rede;
- o diâmetro nominal das válvulas de descarga instaladas em tubulações com diâmetro igual ou menor que 75 mm será igual ao da própria tubulação. Para tubulações com diâmetro maior ou igual a 100 mm, o diâmetro da válvula será de 100 mm;
- todas as válvulas serão instaladas em caixas de proteção, conforme modelo e dimensões adequadas e definidas de comum acordo com

a concessionária. A Figura 2.73 mostra um exemplo de caixa de proteção de registro.

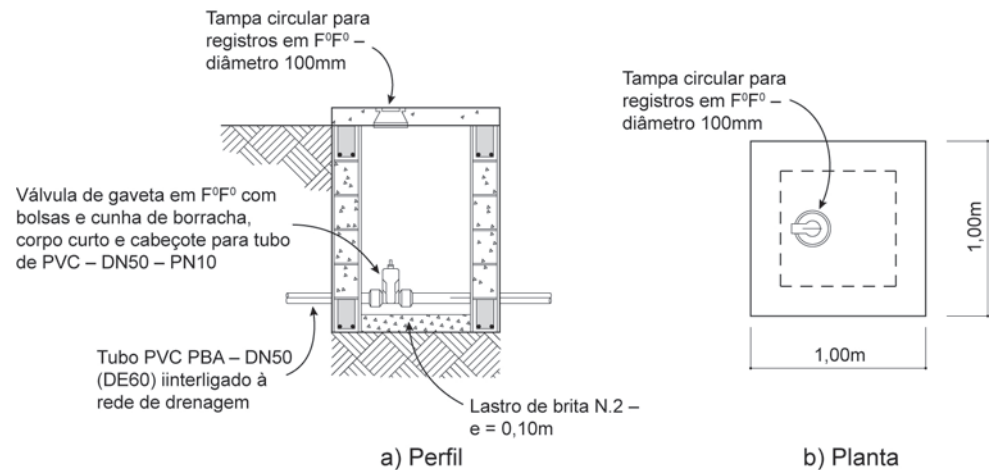


Figura 2.73 Detalhes de caixa de proteção de registro de descarga.

b) Hidrantes

Com relação aos hidrantes, a NBR 12218/1994 estabelece que:

- em comunidades com demanda total inferior a 50 l/s, pode-se dispensar a instalação de hidrantes na rede, devendo existir um ponto de tomada junto ao reservatório para alimentar carros-pipa para combate a incêndio;
- em comunidades com demanda total superior a 50 l/s, devem-se definir pontos significativos para combate a incêndio (mediante consulta ao corpo de bombeiros) e localizar as áreas de maior risco;
- os hidrantes devem ser separados pela distância máxima de 600 m, contada ao longo dos eixos das ruas;
- eles devem ser de 10 l/s de capacidade nas áreas residenciais e de menor risco de incêndio, e de 20 l/s de capacidade em áreas comerciais, industriais, com edifícios públicos e de uso público, e com edifícios cuja preservação é de interesse da comunidade;
- eles devem, ainda, ser ligados à tubulação da rede de diâmetro mínimo de 150 mm, podendo ser de coluna ou subterrâneo com orifício de entrada de 100 mm – para as áreas de maior risco – ou do tipo subterrâneo com orifício de entrada de 75 mm – para áreas de menor risco.

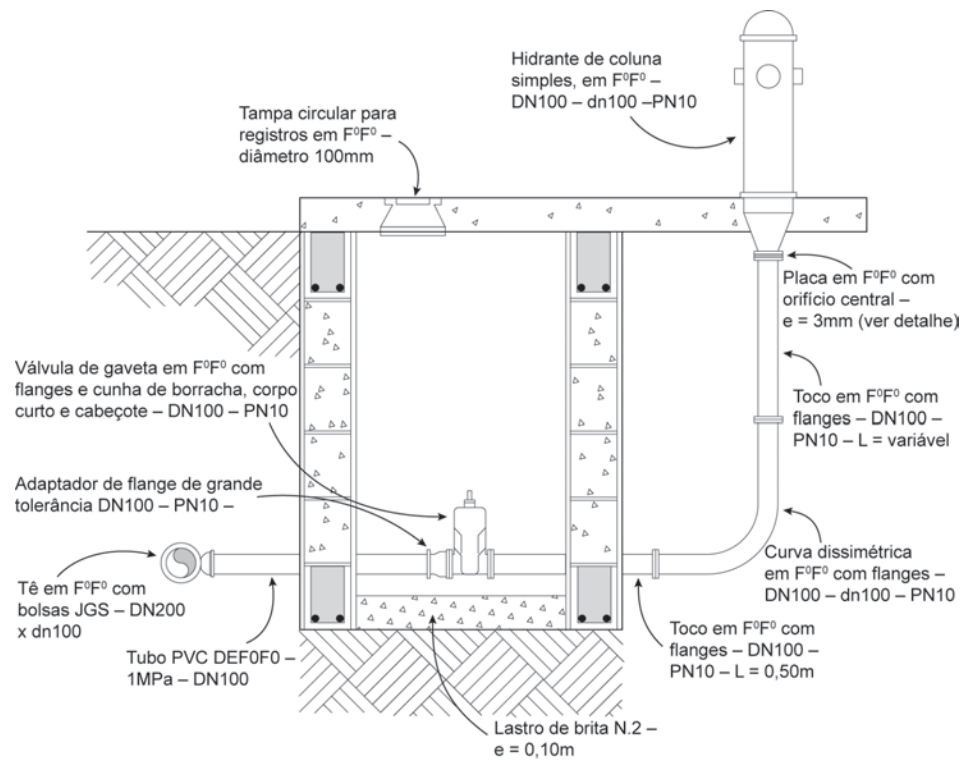
No Estado de São Paulo, a Instrução Técnica 34/2011 do Corpo de Bombeiros (SÃO PAULO, 2011) estabelece que,

- nos loteamentos industriais e demais loteamentos e nos condomínios, deve haver no mínimo dois hidrantes urbanos;
- nos loteamentos industriais, o hidrante urbano mais desfavorável deve fornecer vazão mínima de 2.000 L/min (33,3 L/s), enquanto os hidrantes mais desfavoráveis nos demais loteamentos e condomínios devem fornecer vazão entre 1.000 L/min (16,7 L/s) e 2.000 L/min (33,3 L/s).

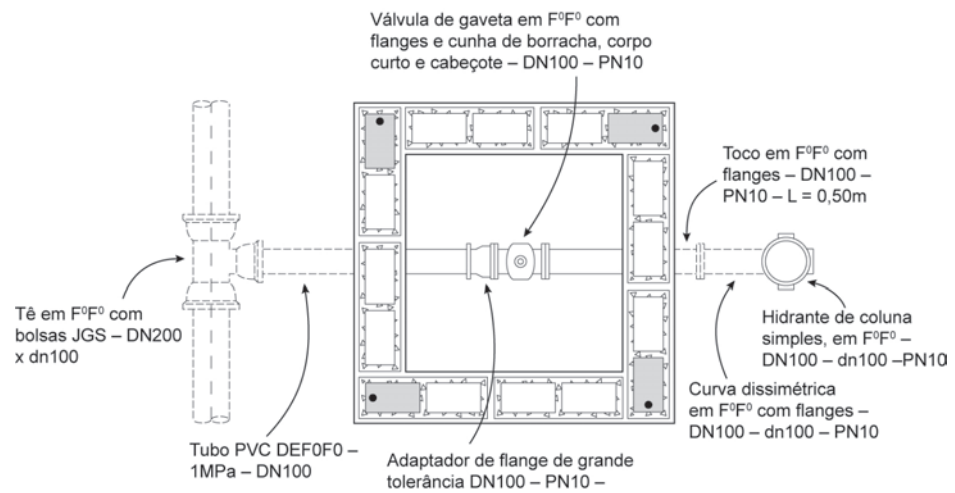
As Figuras 2.74 e 2.75 ilustram hidrantes urbanos de coluna, conforme o estabelecido pela Instrução Técnica 34/2011 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo (SÃO PAULO, 2011).



Figura 2.74 Hidrante de coluna.



a) Perfil



b) Planta

Figura 2.75 Detalhe da instalação de um hidrante de coluna à rede de distribuição.

c) Conexões

Todas as conexões devem ser indicadas no projeto e detalhadas em cada nó, a fim de facilitar a especificação e execução da rede, devendo o projetista seguir as orientações dos fabricantes.

Elas devem ser, ainda, ancoradas a fim de protegê-las contra os esforços. Tsutiya (2006) relata que, para conexões de PVC, tem sido utilizada ancoragem com pontaltes de peroba.

d) Ramal predial

O ramal predial deve seguir as orientações da concessionária de serviços, para efeito de especificação e estimativas de custo.

A Figura 2.76 ilustra um exemplo de ligação predial à rede de distribuição de água.

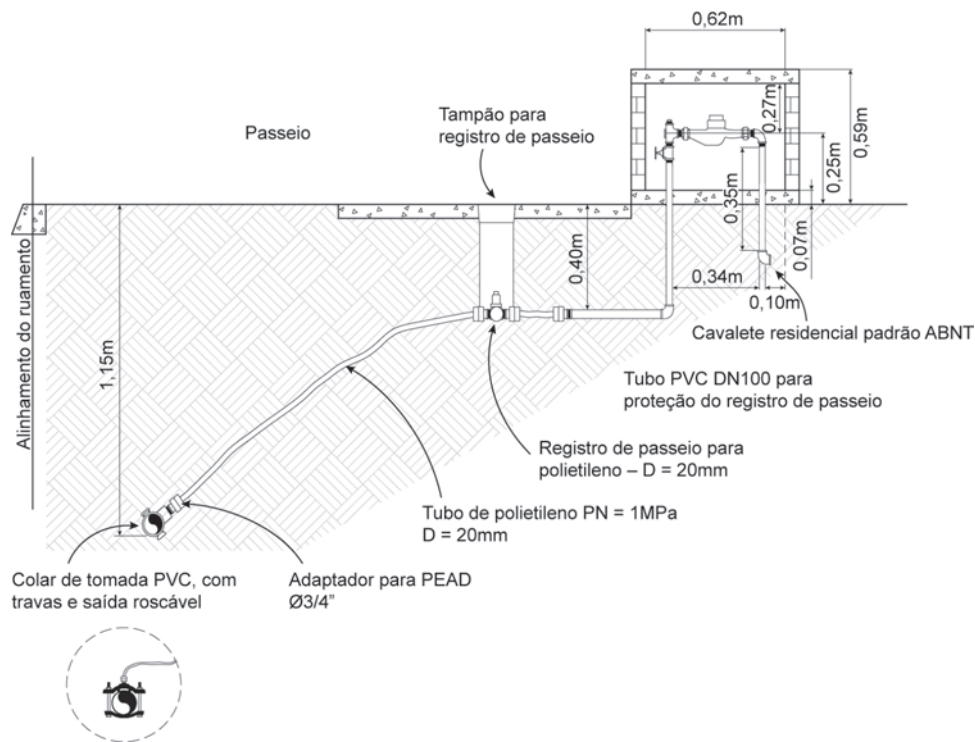


Figura 2.76 Detalhe da ligação predial à rede de distribuição de água.

e) Ventosa

As ventosas são peças de funcionamento automático, instaladas em pontos elevados da tubulação com pelo menos uma das seguintes funções:

- expulsão de ar durante a operação de enchimento da linha;
- expulsão de ar durante o funcionamento normal da tubulação;
- admissão de ar sempre que ocorrer um vácuo parcial internamente, evitando o colapso de tubos de parede fina.

Segundo Azevedo Netto (1998), em uma tubulação deverão ser examinados os seguintes pontos para se verificar a necessidade de instalação de ventosas:

- todos os pontos altos;
- os pontos de mudança acentuada de inclinação em trechos ascendentes e descendentes;

- os pontos intermediários de trechos muito longos, sejam eles ascendentes, horizontais ou descendentes;
- os pontos iniciais e finais de trechos horizontais;
- os pontos iniciais e finais de trechos paralelos à linha piezométrica.

As ventosas podem ser classificadas em *simples função* e em *tríplice função*, a saber:

- Válvula ventosa de simples função

As válvulas ventosas de simples função ou ventosas simples (ver Figura 2.77a) são utilizadas somente para expelir o ar do interior das tubulações, a fim de evitar perturbações no escoamento, como a interrupção parcial ou total da vazão por um bolsão de ar aprisionado em ponto alto da tubulação.

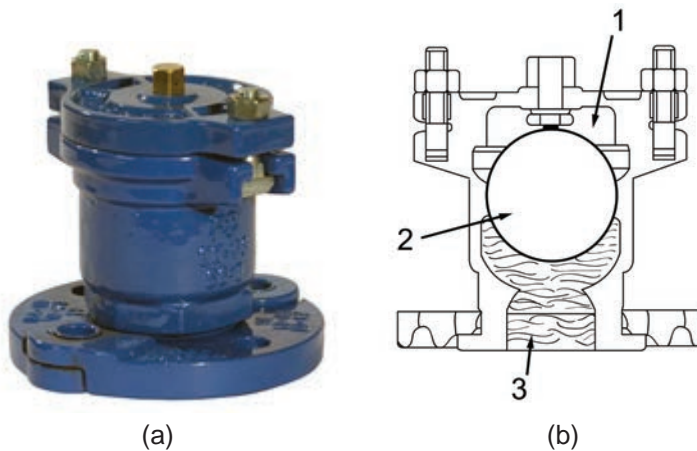


Figura 2.77 : Detalhe de uma ventosa de simples função – (a) vista geral – (b) corte esquemático

Fonte: http://www.saint-gobain-canalizacao.com.br/ln_valvulas/vscf02.asp

O funcionamento de uma ventosa de simples função (ver Figura 2.77b) dá-se da seguinte maneira: com a câmara cheia de líquido (3), o flutuador (2) é empurrado para cima pelo empuxo exercido pela água e obtura o orifício existente no topo da válvula. Durante o funcionamento da rede, o ar acumula-se no interior da ventosa (1), o empuxo diminui, o flutuador (2) desce e o ar acumulado é eliminado pelo orifício localizado no topo da válvula.

- Válvula ventosa de tríplice função

As ventosas de tríplice função (ver Figura 2.78a) têm a finalidade de expelir o ar deslocado pela água durante o enchimento da linha, de admitir quantidade suficiente de ar durante o esvaziamento da linha, a fim de evitar depressões e

um conseqüente colapso da rede, e de expelir o ar proveniente das bombas em operação e difuso na água, funcionando como uma ventosa simples.



Figura 2.78 : Detalhe de uma ventosa de tríplex função (a) vista geral – (b) corte esquemático

Fonte: http://www.saint-gobain-canalizacao.com.br/ln_valvulas/vscf02.asp

Uma ventosa de tríplex função constitui-se de duas câmaras (ver Figura 2.78b): uma com um grande orifício (A), que permite intensas vazões de ar e trabalha com baixas pressões, e uma com um pequeno orifício (B), que trabalha como uma ventosa simples ao realizar a eliminação do ar presente na tubulação. Para essas válvulas, há três situações de atuação:

- Durante o enchimento da canalização, o volume de água cresce lentamente. O ar (a) escapa pelo orifício (A) com um volume equivalente à quantidade de água que entra na canalização.
- Durante a operação das bombas, o ar (a) que se acumula na canalização é eliminado pelo orifício B, como na ventosa simples.
- Durante o esvaziamento ou a ocorrência de uma depressão na canalização, o flutuador (1) desce sob ação do próprio peso, liberando a entrada de ar (a) pelo orifício (A).

A Figura 2.79 apresenta o ábaco para auxiliar na escolha das ventosas de tríplex função. Em geral, o diferencial de pressão (inserir imagem) entre o interior da ventosa e a atmosférica pode ser assumido como 3,0 mH₂O.

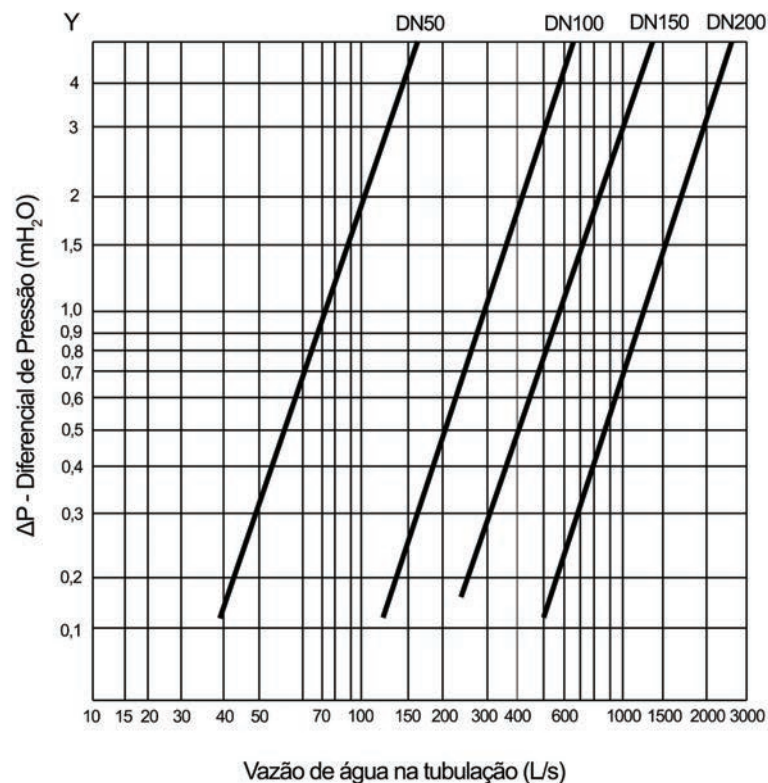


Figura 2.79: Ábaco para escolha de ventosa de tríple função

Fonte: http://www.saint-gobain-canalizacao.com.br/ln_valvulas/vtf02.asp

A Figura 2.80 ilustra uma ventosa instalada em uma travessia aérea de uma adutora por gravidade de água tratada.

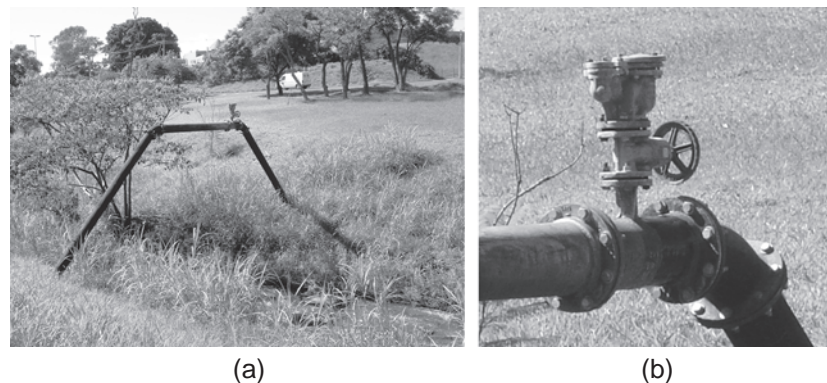


Figura 2.80 Ventosa instalada em uma travessia aérea de uma adutora por gravidade. a) Travessia de adutora de água sobre córrego; b) Detalhe da ventosa de tríple função.

Azevedo Netto (1998) recomenda o uso de uma fórmula prática para dimensionar uma ventosa para admissão e expulsão de ar, dada pela equação (2.78) e baseada no diâmetro da adutora.

$$d_v = \frac{D}{8} \quad (2.78)$$

Em que d_v é o diâmetro da ventosa (mm); D é o diâmetro da autora (mm).

f) *Válvula Redutora de Pressão (VRP)*

As Válvulas Redutoras de Pressão têm por objetivo reduzir a pressão de jusante em uma rede de distribuição de água.

Em termos gerais, o diâmetro da VRP é determinado em função da variação de pressão que se deseja obter entre montante e jusante da válvula, e da vazão de jusante.

A Figura 2.81 ilustra o emprego de uma VRP na interligação de duas zonas de pressão.

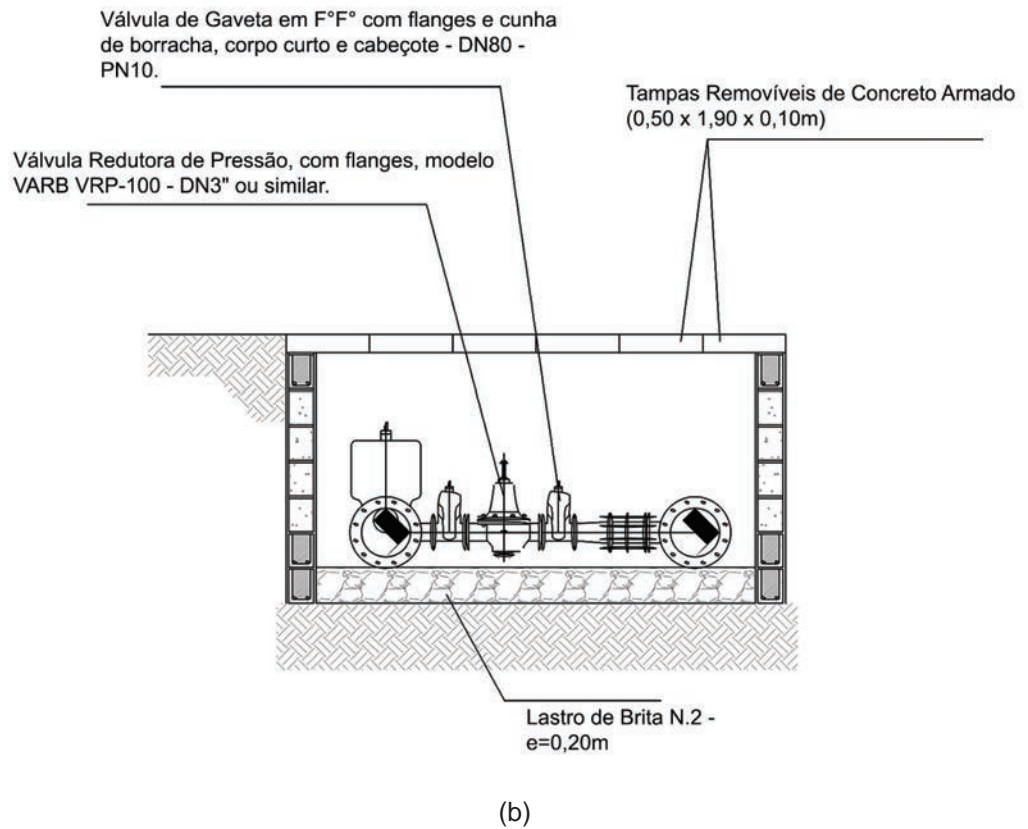
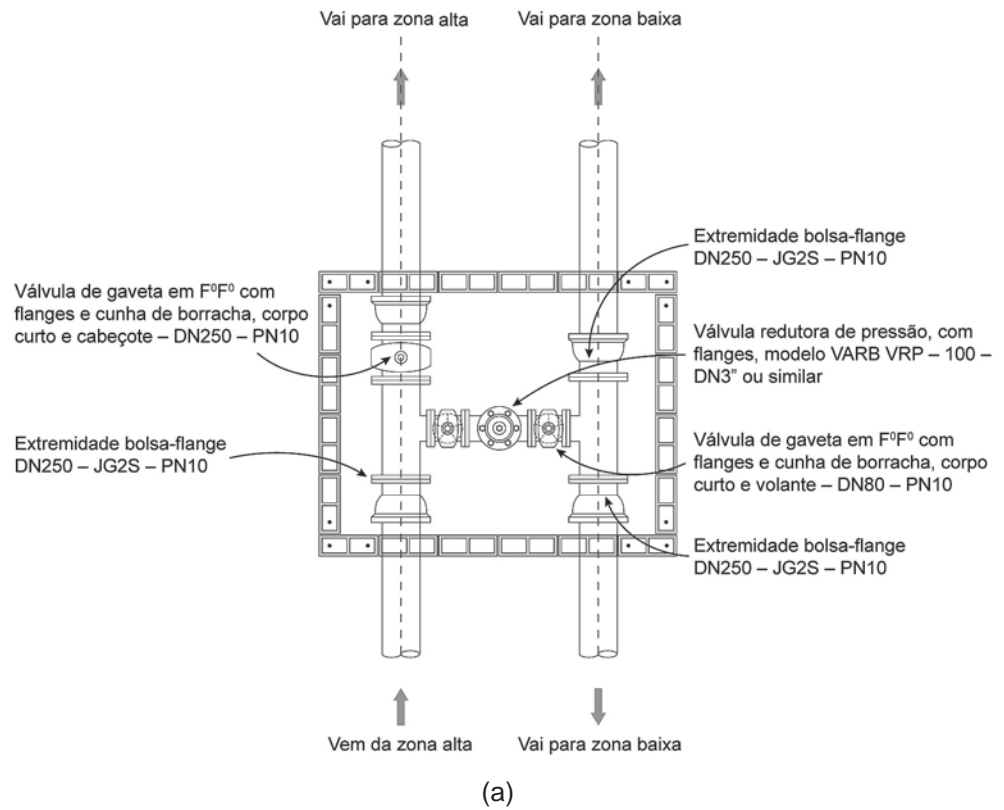


Figura 2.81 Detalhe de uma interligação entre Zonas de Pressão usando VRP: (a) Planta; (b) Perfil.

2.7.6 Roteiro básico para a elaboração do projeto básico de rede de distribuição de água

Para a elaboração do projeto da rede de distribuição de água, recomendam-se os seguintes passos:

- a) Delimitação da área a ser atendida;
- b) Estudo demográfico da área a ser atendida;
- c) Concepção do sistema de distribuição: nessa etapa, devem-se estudar as zonas de pressão, lançar o traçado da rede e verificar possíveis setorizações;
- d) Seleção dos pontos de concentração de vazões;
- e) Determinação das extensões dos trechos, bem como das cotas geométricas dos nós;
- f) Determinação da área de influência dos nós (para o caso de rede malhada);
- g) Cálculo das vazões específicas: no caso de rede ramificada ou empregando-se o seccionamento fictício em uma rede malhada, deve-se calcular a vazão específica relativa ao comprimento (q_m). Porém, se a aplicação tratar-se do método de Hardy Cross, deve-se calcular a vazão específica relativa à área (q_a).
- h) Vazões nos hidrantes: deve-se determinar o número e a vazão dos hidrantes previstos;
- i) Determinação das vazões: para redes malhadas nas quais se empregará o método de Hardy Cross, deve-se calcular as vazões concentradas nos nós. Para as redes ramificadas, deve-se calcular as vazões fictícias.
- j) Projeto de rede de distribuição de água: a Figura 2.82 ilustra detalhes de um projeto de rede de distribuição de água. Deve-se reparar que, na peça gráfica da rede de distribuição de água, deve constar a numeração dos nós, bem como a cota geométrica dos mesmos, a especificação das conexões e o comprimento dos trechos.



Figura 2.82 Detalhe do projeto de uma rede de distribuição de água.

UNIDADE 3

Sistema de esgotos sanitários

3.1 Introdução

Em 1842 ocorreu um incêndio em Hamburgo, na Alemanha, que destruiu parte da cidade. Após o incêndio, ela teve que ser reprojeta, sendo então implantado, pela primeira vez, um sistema de coleta e transporte de esgotos com águas pluviais e domésticas, denominado *sistema unitário de esgotamento*. Embora esse sistema tenha sido implantado em Boston em 1833, no Rio de Janeiro em 1857, e em outras localidades, pode-se dizer que foi bem sucedido apenas nas regiões frias com baixo índice pluviosidade.

Em 1879, nos Estados Unidos, o engenheiro George Waring, após concluir que o sistema de esgotamento da cidade de Memphis teria um custo de implantação muito elevado, propôs um sistema no qual os esgotos urbanos fossem coletados e transportados totalmente independentes das águas pluviais. Este sistema foi chamado de *sistema separador absoluto*, e permitia o esgotamento em vazões bem menores resultando, assim, em obras de menor porte e, conseqüentemente, de menor custo (TSUTIYA & ALEM SOBRINHO, 1999).

Atualmente no Brasil, se utiliza, basicamente, o sistema separador absoluto, determinado pela NBR 9648/1986 como condição de projeto para toda e qualquer parte do Sistema de Esgotos Sanitários.

3.2 Características dos esgotos

Os esgotos são normalmente classificados em dois grupos: os *esgotos sanitários* e os *esgotos industriais*. Os primeiros são constituídos por despejos de esgotos domésticos e industriais, água de infiltração e contribuição pluvial parasitária, tendo características bem definidas (NBR 9648/1996).

O esgoto doméstico provém de residências, escolas, edifícios comerciais etc, que utilizam da água para fins domésticos, sendo essencialmente composto pelo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas.

Já o esgoto industrial possui as mais diversas características, pois provém da água empregada para fins industriais e que adquiriram características próprias do processo a que foram submetidas.

As características dos esgotos sanitários variam em função de diversos aspectos, desde o clima até hábitos culturais. Por outro lado, variam também ao longo do tempo, o que torna complexa sua caracterização.

Nesta seção foi apresentada uma sucinta revisão das principais características dos esgotos domésticos. Para maiores detalhes, é aconselhável a consulta às obras de Metcalf & Eddy (1991), Jordão & Pessoa (1995) e von Sperling (2005).

Metcalf & Eddy (1991) classificam os esgotos em *forte*, *médio* e *fraco*, conforme as características apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Características físico-químicas típicas dos esgotos domésticos.

Característica	Concentração		
	Fraco	Médio	Forte
Sólidos totais (mg/l)	350	720	1200
Sólidos dissolvidos totais (mg/l)	250	500	850
Sólidos dissolvidos fixos (mg/l)	145	300	525
Sólidos dissolvidos voláteis (mg/l)	105	200	325
Sólidos suspensos (mg/l)	100	220	350
Sólidos suspensos fixos (mg/l)	20	55	75
Sólidos suspensos voláteis (mg/l)	80	165	275
Sólidos sedimentáveis (ml/l)	5	10	20
DBO _{5,20} (mg/l)	110	220	400
DQO (mg/l)	250	500	1000
Carbono Orgânico Total (COT) (mg/l)	80	160	290
Nitrogênio Total (NTK) (mg/l)	20	40	85
Nitrogênio orgânico (mg/l)	8	15	35
Nitrogênio amoniacal (mg/l)	12	25	50
Fósforo total (mg/l)	4	8	15
Fósforo orgânico (mg/l)	1	3	5
Fósforo inorgânico (mg/l)	3	5	10
Cloreto (mg/l)	30	50	100
Sulfato (mg/l)	20	30	50
Óleos e graxas (mg/l)	50	100	150

Fonte: adaptada de Metcalf & Eddy (1991).

Nos procedimentos que necessitam quantificar a carga orgânica, é comum adotar contribuições *per capita* de 54 g/hab.dia e 100 g/hab.dia para DBO_{5,20} (Demanda Bioquímica de Oxigênio) e DQO (Demanda Química de Oxigênio), respectivamente, para os esgotos sanitários.

Com relação à vazão, pode-se afirmar que os esgotos estão sujeitos às mesmas variações relativas ao consumo de água, e sujeitas às condições climáticas, regionais e econômicas, como serão abordadas na seção 4.4.2. Além disso, as características dos esgotos são afetadas também pela infiltração de água subterrânea na rede coletora e pela possível presença de contribuições específicas, como indústrias com efluentes líquidos ligados à rede coletora de esgoto, por exemplo.

Os esgotos sanitários possuem significativas quantidades de nitrogênio e fósforo, fazendo com que, ao serem submetidos ao tratamento biológico, ocorra a incorporação desses macronutrientes nas células dos microrganismos, resultando em quantidades significativas na fase líquida.

Isso requer atenção em termos de tratamento dos esgotos, uma vez que pode exigir um tratamento avançado quando se tem condições restritivas no corpo receptor, principalmente quando se trata de ambientes lênticos utilizados como manancial de água potável.

Das características biológicas, a Tabela 3.2 apresenta alguns tipos e números de microrganismos tipicamente encontrados nos esgotos domésticos antes de serem submetidos a tratamento.

Tabela 3.2 Tipos e números de microrganismos tipicamente encontrados nos esgotos domésticos.

Organismo	Concentração (NMP/100 ml)
Bactérias totais	10^9 - 10^{10}
Coliformes totais	10^7 - 10^8
<i>Escherichia coli</i> ou coliformes termotolerantes	10^6 - 10^7
Estreptococos fecais	10^5 - 10^6
Salmonella typhosa	10^1 - 10^4
Cistos de protozoários	10^2 - 10^5
Vírus	10^3 - 10^4
Ovos de helmintos	10^1 - 10^3

Fonte: adaptada de Metcalf & Eddy (1991).

3.3 Concepção de Sistema de Esgotos Sanitários

A concepção de um *Sistema de Esgoto Sanitário* (SES) é entendida como o conjunto de estudos e conclusões referentes ao estabelecimento das diretrizes, parâmetros e definições necessários e suficientes para a caracterização completa do sistema a ser projetado.

A NBR 9648/1996 fixa as condições exigíveis para o estudo de concepção de Sistemas de Esgotos Sanitários, de maneira a permitir o desenvolvimento do projeto de qualquer das partes que o constituem.

De maneira geral, a concepção de um Sistema de Esgotos Sanitários tem como objetivo:

- identificação e quantificação dos fatores que interferem no sistema;
- estabelecimento dos parâmetros básicos do sistema;
- localização e pré-dimensionamento das obras e instalações componentes do sistema, para as diversas alternativas viáveis;
- escolha do sistema definitivo mediante comparação técnica e econômica entre as alternativas.

3.3.1 Partes constituintes do Sistema de Esgotos Sanitário

O objetivo principal de um Sistema de Esgotos Sanitários é coletar o esgoto, afastá-lo, tratá-lo e devolvê-lo ao meio ambiente com qualidade e em condições compatíveis com àquelas exigidas pelos padrões de emissão.

As principais partes constituintes do Sistema de Esgotos Sanitários são:

- *Rede coletora*: formada pelo conjunto de canalizações destinadas a receber e conduzir os esgotos dos edifícios através dos coletores prediais. A rede coletora é composta pelos *coletores secundários* (aqueles que recebem diretamente as ligações prediais), e pelo *coletor principal*, denominado coletor tronco. Os coletores-tronco recebem as contribuições dos coletores secundários de uma determinada bacia de esgotamento e os conduz até o interceptor ou até o emissário.
- *Interceptor*: é a canalização que recebe os coletores ao longo de seu comprimento, não recebendo, diretamente, as ligações prediais.
- *Emissário*: é a canalização que conduz os esgotos a uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE), não recebendo contribuições em marcha.
- *Estação Elevatória de Esgoto (EEE)*: é o conjunto de instalações destinadas a transferir os esgotos de uma cota mais baixa para outra mais alta.
- *Sifões invertidos*: são obras destinadas à transposição de obstáculos pelas tubulações de esgoto, funcionamento como condutos forçados;
- *Estação de Tratamento de Esgoto (ETE)*: é o conjunto de instalações destinadas à depuração dos esgotos antes do seu lançamento em um corpo receptor;
- *Corpo receptor*: é o corpo-d'água no qual são lançados os esgotos tratados.

A Figura 3.1 mostra os principais componentes de um Sistema de Esgotos Sanitários (SES).

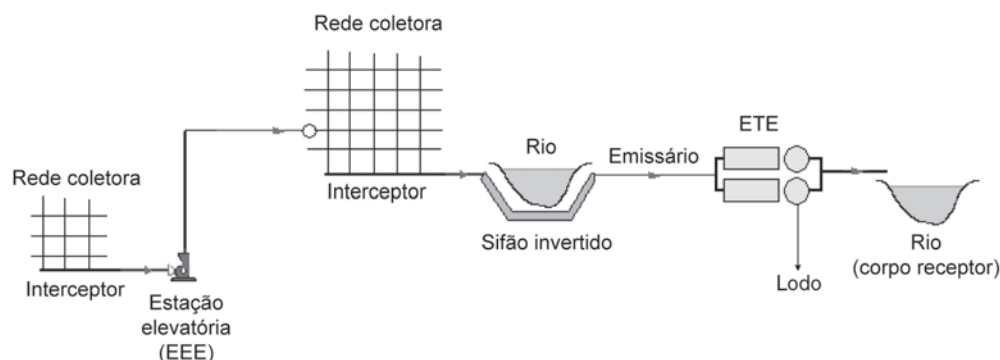


Figura 3.1 Desenho esquemático dos principais constituintes de um SES.

3.3.2 Normas técnicas aplicáveis

Na etapa de concepção e projeto dos constituintes do Sistema de Esgotos Sanitários, empregam-se, de maneira mais ou menos direta, as seguintes normas da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas):

- NBR 9648/1986: Estudo de concepção de Sistemas de Esgotos Sanitários;
- NBR 9649/1986: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário;
- NBR 9800/1987: Critérios para lançamento de efluentes líquidos industriais no sistema coletor público de esgoto sanitário;
- NBR 12207/1992: Projeto de interceptores de esgoto sanitário;
- NBR 12208/1992: Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto sanitário;
- NBR 12209/2011: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de Estações de Tratamento de Esgotos;
- NBR 13969/1997: Tanques sépticos (unidades de tratamento complementar) e disposição final dos efluentes líquidos – projeto, construção e operação;
- NBR 14486/2000: Sistemas enterrados para condução de esgoto sanitário – projeto de redes coletoras com tubos de PVC.

3.4 Rede coletora de esgoto

Segundo a NBR 9649/1986, *rede coletora de esgoto* ou, simplesmente, *coletor de esgoto*, é a tubulação que recebe contribuição de esgoto dos coletores prediais em qualquer ponto ao longo de seu comprimento.

De modo geral, a concepção da rede de coletores secundários é desenvolvida na fase de projeto propriamente dita, constituindo-se, basicamente, no traçado de rede coletora.

Para o estudo do traçado, há necessidade de planta topográfica planialtimétrica, em escala 1:1000 ou 1:2000, com curvas de nível de metro em metro.

Com isso, as atividades a serem desenvolvidas são:

- delimitação das bacias e sub-bacias de contribuição;
- localização, em planta, dos órgãos acessórios da rede;
- localização da rede coletora, unindo os órgãos acessórios com a indicação do sentido de escoamento feita por uma seta no traçado da tubulação.

3.4.1 Traçado da rede coletora de esgoto

O traçado da rede coletora de esgotos é dependente da topografia da área onde ela será implantada, uma vez que o escoamento ocorre segundo a declividade do terreno.

Dessa maneira, os traçados são os mais variados possíveis, podendo-se agrupá-los em três tipos:

- *Traçado perpendicular*: característicos de cidades ou áreas atravessadas ou circundadas por cursos-d'água. A rede coletora é composta por vários coletores-tronco, com traçados mais ou menos perpendiculares ao curso-d'água. Um interceptor marginal recebe esses coletores-tronco, conduzindo os esgotos até o destino final. A Figura 3.2 ilustra o traçado de uma rede coletora com traçado do tipo perpendicular.

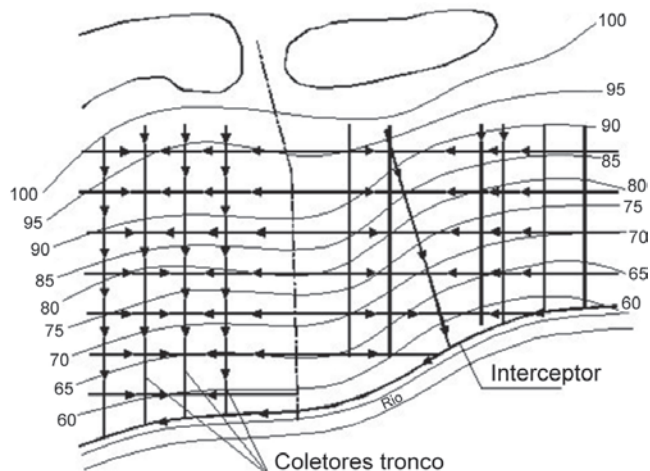


Figura 3.2 Traçado da rede coletora do tipo perpendicular.

- *Traçado em leque:* característicos de áreas acidentadas. O coletor tronco corre pelo fundo dos vales e nele incidem os coletores secundários. A Figura 3.3 ilustra uma rede coletora com traçado do tipo leque.

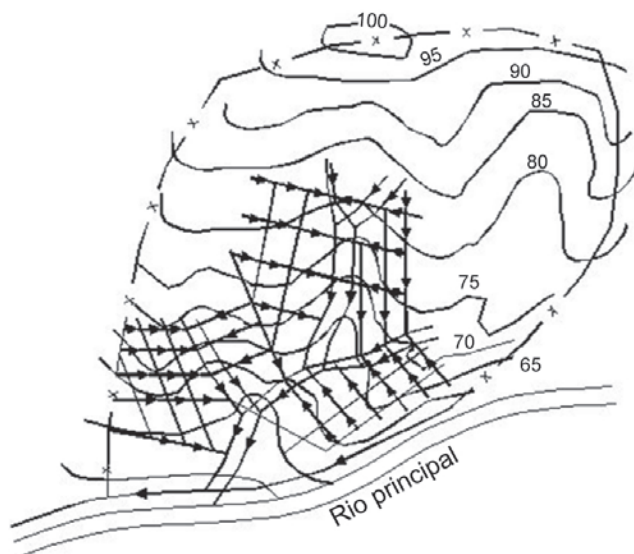


Figura 3.3 Traçado da rede coletora do tipo leque.

- *Traçado radial ou distrital:* característicos de áreas planas, em especial cidades litorâneas. A cidade é dividida em setores independentes. Em cada setor, criam-se pontos baixos para onde são direcionados os esgotos, sendo então recalcados para o setor adjacente ou encaminhado ao destino final. A Figura 3.4 ilustra uma rede coletora com traçado do tipo radial.

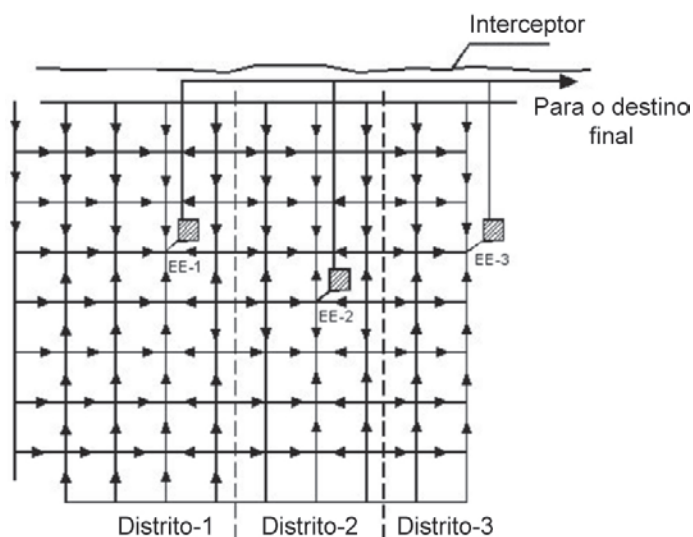


Figura 3.4 Traçado de rede coletora característica do tipo radial.

3.4.1.1 Localização da rede coletora na via pública

Normalmente, quando o diâmetro da rede coletora é de até 300 mm, e não há Galerias de Águas Pluviais (GAPs), costuma-se lançá-la no eixo do leito carroçável. Porém, havendo (ou estando prevista) a implantação de Galerias de Águas Pluviais, a rede coletora é assentada lateralmente, distando 1/3 da largura entre o eixo e o meio-fio.

A Figura 3.5 indica uma rede coletora de esgoto e o sentido do escoamento do esgoto, enquanto que a Figura 3.6 mostra uma seção transversal da rua.

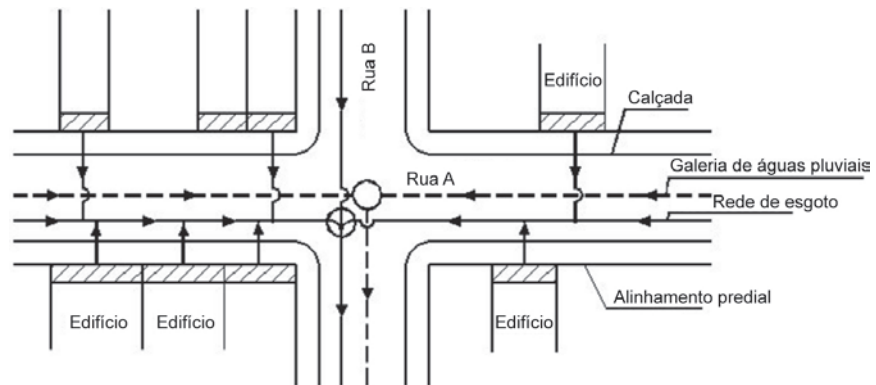


Figura 3.5 Localização da rede coletora de esgoto na via pública.

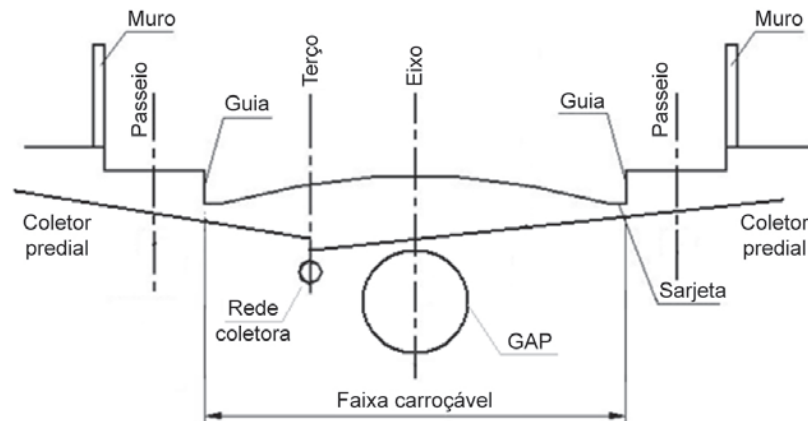


Figura 3.6 Seção transversal com a localização da rede coletora de esgoto.

Há casos em que é interessante a implantação de duas redes coletoras de esgoto na via pública passa pelos passeios. Normalmente essa situação ocorre em:

- ruas com largura superior a 15 m;
- ruas com tráfego intenso;

- quando existirem Galerias de Águas Pluviais que impeçam as ligações prediais;
- quando coletores possuem grandes diâmetros ($\phi > 400$ mm).

3.4.1.2 Fatores que interferem no traçado das redes coletoras de esgoto

Na fase de concepção da rede coletora, alguns fatores devem ser considerados:

- *Interferências*: uma das principais interferências nas redes coletoras de esgoto – e que devem ser consideradas – referem-se às canalizações de drenagem urbana e cursos-d'água que atravessam as áreas urbanas.
- *Aproveitamento de canalizações existentes*: a utilização das canalizações existentes deve ser considerada sempre que possível. No entanto, um dos grandes problemas é a obtenção de um cadastro com informações suficientes para que, na fase de planejamento, possa-se considerar o aproveitamento das tubulações existentes.
- *Planos diretores de urbanização*: A concepção da rede coletora de esgoto deve considerar os planos diretores de urbanização, os quais, geralmente, estabelecem as densidades demográficas, o sistema viário principal, além de preverem as zonas de expansão da malha urbana.
- *Profundidades*: em função da maior ou menor dificuldade de escavação, deve ser estabelecida a profundidade máxima e mínima a serem empregadas no projeto. Quando a rede é projetada no passeio, Tsutiya (2006) recomenda que a profundidade varie de 0,65 e 2 m; já quando a rede é projetada no leito carroçável, a profundidade pode variar de 0,90 m a 3 m.

Embora a NBR 9649/1986 mencione que a rede coletora não deve ser aprofundada (para atendimento de economia com cota de soleira abaixo do nível da rua), o projetista deve analisar técnica e economicamente a possibilidade do aprofundamento, devendo considerar seus efeitos nos trechos subsequentes e comparando-o com outras situações.

A Figura 3.7 ilustra a ocorrência de edificações cujas soleiras estão abaixo do nível do leito carroçável.

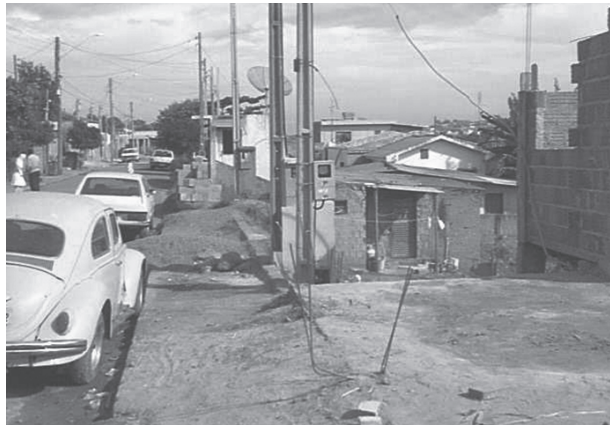


Figura 3.7 Moradias com soleira abaixo do nível do leito carroçável – Bairro Jardim Gonzaga – São Carlos (SP).

A profundidade mínima é estabelecida para atender as condições mínimas de recobrimento para proteger a tubulação e permitir que a ligação predial seja executada adequadamente, podendo ser obtida pela equação (3.1):

$$p = a + i \cdot L + h + 0,50 \quad (3.1)$$

Em que p é a profundidade da geratriz inferior do coletor público (m); a é a distância entre a geratriz inferior interna do coletor público até a geratriz inferior interna do ramal predial (m); i é a declividade do ramal predial (m/m); L é a distância entre o coletor público e a caixa de inspeção (m); h é o desnível entre o leito da via pública onde passa o coletor público e o compartimento a ser esgotado (m).

A Figura 3.8 ilustra os parâmetros característicos necessários para determinação da profundidade mínima dos coletores públicos de esgoto.

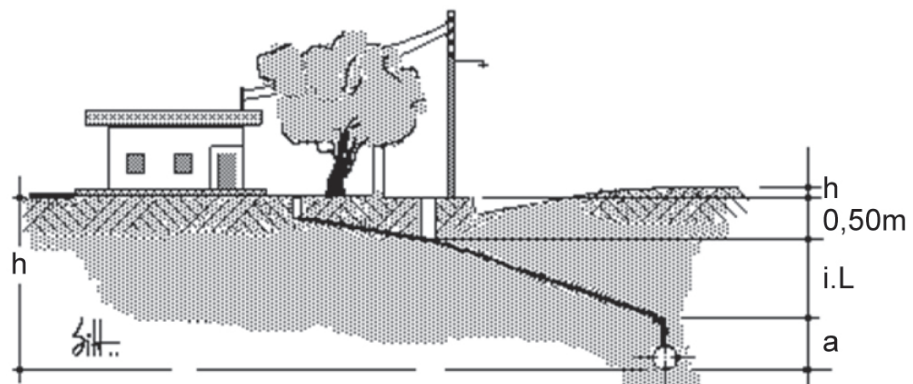


Figura 3.8 Parâmetros característicos empregados na determinação da profundidade mínima dos coletores públicos de esgoto.

3.4.2 Vazões de projeto

Normalmente, a contribuição de esgotos depende do abastecimento de água, havendo significativa correlação entre o consumo de água e a contribuição para a rede coletora de esgoto.

Conforme apresentado na seção 2.1.3, no Brasil utiliza-se o consumo *per capita* de água (usado em projetos de abastecimento de água) para se projetar o sistema de esgoto. Vale ressaltar que o consumo *per capita* refere-se ao consumo doméstico, ao consumo comercial, ao consumo público, ao consumo das indústrias que não utilizam água em seus processos produtivos e às perdas.

Como as perdas de água no sistema de distribuição de água são relativamente elevadas, Tsutiya & Alem Sobrinho (1999) e Magalhães, Moreno & Galvão Jr. (2001) recomendam que, para o dimensionamento do sistema de esgoto, deve ser utilizado o consumo de água efetivo *per capita*, não incluindo as perdas de água.

Magalhães, Moreno & Galvão Jr. (2001) analisaram 83 sistemas de abastecimento de água, no período de 1998 e 2000, com população atendida variando de 80.000 a 113.000 habitantes. Os autores calcularam o consumo médio efetivo *per capita* e obtiveram o valor de 129 l/hab.dia, enquanto que o consumo médio *per capita* foi de 199 l/hab.dia.

3.4.2.1 Coeficiente de retorno (C)

Do total da água consumida, somente uma parcela retorna para o esgoto, sendo o restante utilizado para rega de jardins, lavagem de quintal etc.

À relação entre o volume de esgotos recebido na rede coletora de esgoto e o volume de água efetivamente fornecido à população dá-se o nome de *coeficiente de retorno (C)*.

Tsutiya & Alem Sobrinho (1999) mencionam que, geralmente, o coeficiente de retorno situa-se na faixa de 0,5 a 0,9.

A NBR 9649/1986 refere que, inexistindo dados locais comprovados (oriundos de pesquisas), pode ser adotado o valor de 0,8 para o coeficiente de retorno.

3.4.2.2 Coeficiente de variação de vazão

Uma vez conhecida a população, o consumo de água efetivo *per capita* e o coeficiente de retorno, pode-se calcular a vazão média de esgoto sanitário, conforme a equação (3.2):

$$\bar{Q} = \frac{P \cdot q_e \cdot C}{86400} \quad (3.2)$$

Em que \bar{Q} é a vazão média de esgoto (l/s); q_e é o consumo médio efetivo *per capita* de água (l/hab.dia); C é o coeficiente de retorno (adimensional).

Além dos fatores de majoração referentes ao dia de maior consumo de água (K_1) e à hora de maior consumo de água (K_2), discutidos na seção 2.1.3.3, para o projeto de Sistemas de Esgotos Sanitários (SES) é também importante o *coeficiente de mínima vazão horária* (K_3), tida como a relação entre a vazão mínima e a vazão média anual. Na falta de valores medidos, a NBR 9649/1986 recomenda o uso de $K_1 = 1,2$, $K_2 = 1,5$, e $K_3 = 0,5$, sendo considerados constantes ao longo do tempo para qualquer que seja a população existente na área.

3.4.2.3 Infiltrações

As águas de infiltração são águas subterrâneas originárias do subsolo que penetram indesejavelmente nas canalizações da rede coletora de esgotos pelas paredes das tubulações, juntas mal executadas, tubulações defeituosas, estruturas dos Poços de Visita, pelas estações elevatórias etc.

A quantidade de infiltração contribuinte ao sistema de esgotos depende da qualidade e do tipo de construção das tubulações e das juntas (tipos de materiais empregados, estado de conservação, condições de assentamento destas tubulações e juntas), e também das características relativas terreno (como nível de água do lençol freático, composição do solo, permeabilidade, vegetação etc.).

Em princípio, as águas pluviais não deveriam chegar aos coletores de esgoto, uma vez que se tem o sistema separador absoluto. No entanto, não é isso que se percebe. Essas contribuições indevidas nas redes coletoras de esgoto podem ter origem no encaminhamento acidental ou clandestino de águas pluviais. Para o seu controle, deve manter-se uma fiscalização efetiva e vigilância constante da rede coletora de esgoto.

Tsutiya & Alem Sobrinho (1999) relacionaram as taxas de infiltração sugeridas por vários autores, que variaram de 0,013 a 1,4 l/s.km.

A NBR 9649/1986 recomenda que, na inexistência de dados concretos, pode-se empregar taxa de infiltração (I) entre 0,05 a 1,0 l/s.km, devendo ser justificado o valor adotado.

3.4.2.4 Contribuições industriais

O dimensionamento de um Sistema de Esgotos Sanitários pressupõe o conhecimento das indústrias contribuintes, seus portes e características.

O recebimento dos despejos industriais na rede coletora deve ser precedido de certos cuidados, principalmente no que se refere à quantidade e qualidade dos efluentes.

A NBR 9800/1997 estabelece alguns critérios para o lançamento de efluentes líquidos industriais no sistema coletor público do esgoto sanitário. De modo geral, essa norma técnica estabelece que não se deve permitir o lançamento, sem pré-tratamento, os despejos industriais:

- a) que possuam substâncias que, em razão de sua qualidade ou quantidade, sejam capazes de causar incêndio ou explosão, ou sejam nocivas de qualquer outra maneira na operação e manutenção dos sistemas de esgotos (como, por exemplo, gasolina, óleos, solventes e tintas);
- b) que possuam substâncias que, por si ou por interação com outros despejos, causem prejuízo público, risco à vida ou prejudiquem a operação e manutenção dos sistemas de esgotos;
- c) substâncias tóxicas em quantidades que interfiram em processos biológicos de tratamento de esgotos, quando existirem, ou que causem danos ao corpo receptor;
- d) materiais que causem obstrução na rede coletora ou outra interferência com a própria operação do sistema de esgotos (como, por exemplo, cinzas, areia, metais, vidro, madeira, pano, lixo, asfalto, cera e estopa).

No entanto, os Estados possuem legislação própria e, algumas vezes, mais restritiva para o lançamento de efluentes industriais nas redes coletoras de esgoto. No Estado de São Paulo, o Decreto Estadual nº 8.468, de 8 de setembro de 1976, atualizado com redação dada pelo Decreto nº 54.487, de 26 de junho de 2009, estabelece, entre outros, o padrão de lançamento dos efluentes industriais na rede coletora de esgoto.

No que se refere à quantidade de despejos, podem ser considerados dois tipos de indústrias:

- as que lançam na rede pública quantidade pequena de resíduos e que, sob o ponto de vista de contribuição à rede, não constituem caso de especial atenção;

- e as que lançam na rede pública quantidade considerável de despejo, merecendo atenção especial.

Braile & Cavalcanti (1993) apresentam as principais características qualitativas e quantitativas dos efluentes de algumas indústrias, e que podem servir de base para a estimativa das contribuições industriais.

3.4.2.4.1 Padrões de lançamento na rede coletora de esgoto

No Estado de São Paulo, o Decreto Estadual nº 8.468, de 8 de setembro de 1976, atualizado com redação dada pelo Decreto nº 54.487, de 26 de junho de 2009, em especial os artigos 19-A a 19-F, estabelecem condições para que o efluente industrial possa ser lançado na rede coletora de esgoto:

Art. 19-A - Os efluentes de qualquer fonte poluidora somente poderão ser lançados em sistema de esgotos, provido de tratamento com capacidade e de tipo adequados, conforme previsto no § 4º deste artigo se obedecerem às seguintes condições:

I - pH entre 6,0 (seis inteiros) e 10,0 (dez inteiros);

II - temperatura inferior a 40º C (quarenta graus Celsius);

III - materiais sedimentáveis até 20 ml/l (vinte mililitros por litro) em teste de 1 (uma) hora em “cone Imhoff”;

IV - ausência de óleo e graxas visíveis e concentração máxima de 150 mg/l (cento e cinquenta miligramas por litro) de substâncias solúveis em hexano;

V - ausência de solventes, gasolina, óleos leves e substâncias explosivas ou inflamáveis em geral;

VI - ausência de despejos que causem ou possam causar obstrução das canalizações ou qualquer interferência na operação do sistema de esgotos;

VII - ausência de qualquer substância em concentração potencialmente tóxicas a processos biológicos de tratamento de esgotos;

VIII - concentrações máximas dos seguintes elementos, conjuntos de elementos ou substâncias:

a) arsênico, cádmio, chumbo, cobre, cromo hexavalente, mercúrio, prata e selênio - 1,5 mg/l (um e meio miligrama)

por litro) de cada elemento sujeitas à restrição da alínea e deste inciso;

b) cromo total e zinco 5,0 mg/l (cinco miligramas por litro) de cada elemento, sujeitas ainda à restrição da alínea e deste inciso;

c) estanho - 4,0 mg/l (quatro miligramas por litro) sujeita ainda à restrição da alínea e deste inciso;

d) níquel - 2,0 mg/l (dois miligramas por litro), sujeita ainda à restrição da alínea e deste inciso;

e) todos os elementos constantes das alíneas “a” a “d” deste inciso, excetuando o cromo hexavalente - total de 5,0 mg/l (cinco miligramas por litro);

f) cianeto - 0,2 mg/l (dois décimos de miligramas por litro);

g) fenol - 5,0 mg/l (cinco miligramas por litro);

h) ferro solúvel - (Fe²⁺) - 15,0 mg/l (quinze miligramas por litro);

i) fluoreto - 10,0 mg/l (dez miligramas por litro);

j) sulfeto - 1,0 mg/l (um miligrama por litro);

k) sulfato - 1.000 mg/l (mil miligrama por litro);

IX - regime de lançamento contínuo de 24 (vinte e quatro) horas por dia, com vazão máxima de até 1,5 (uma vez e meia) a vazão diária;

X - ausência de águas pluviais em qualquer quantidade.

§ 1º - Desde que não seja afetado o bom funcionamento dos elementos do sistema de esgotos, a entidade responsável pela sua operação poderá, em casos específicos, admitir a alteração dos valores fixados nos incisos IV e VIII, deste artigo, devendo comunicar tal fato à Cetesb.

§ 2º - Se a concentração de qualquer elemento ou substância puder atingir valores prejudiciais ao bom funcionamento do sistema, à entidade responsável por sua operação será facultado, em casos específicos, reduzir os limites fixados nos incisos IV e VIII deste artigo, bem como estabelecer concentrações máximas de outras substâncias potencialmente prejudiciais, devendo comunicar tal fato à Cetesb.

§ 3º - Se o lançamento dos efluentes se der em sistema público de esgotos, desprovido de tratamento com capacidade e de tipos adequados, serão aplicáveis os padrões de emissão previstos no artigo 18 e nos incisos V, VI, VIII, alíneas “j” e “l” e X, deste artigo, e, ainda, nas normas decorrentes deste Regulamento.

§ 4º - Para efeito de aplicação do disposto neste artigo, considera-se o sistema público de esgotos provido de tratamento com capacidade e de tipo adequados quando, a critério da Cetesb, tal tratamento atender às finalidades pretendidas, ou existir plano e cronograma de obras já aprovados pelo Governo Federal ou Estadual.

Art. 19-B - Os efluentes líquidos, excetuados os de origem sanitária, lançados nos sistemas públicos de coleta de esgotos, estão sujeitos a pré-tratamento que os enquadre nos padrões estabelecidos no artigo 19-A deste Regulamento.

Parágrafo único - O lodo proveniente de sistemas de tratamento das fontes de poluição industrial, bem como o material proveniente da limpeza de fossas sépticas, poderá, a critério e mediante autorização expressa da entidade responsável pela operação do sistema, ser recebido pelo sistema público de esgotos, proibida sua disposição em galerias de águas pluviais ou em corpo-d'água.

Art. 19-C - Os efluentes líquidos provenientes de indústrias deverão ser coletados separadamente, através de sistemas próprios independentes, conforme sua origem e natureza, assim destinados:

- I - à coleta e disposição final das águas pluviais;
- II - à coleta de despejos sanitários e indústrias, conjunta ou separadamente;
- III - às águas de refrigeração.

§ 1º - Os despejos referidos no inciso II deste artigo, deverão ser lançados à rede pública através de ligação única, cabendo à entidade responsável pelo sistema público admitir, em casos excepcionais, o recebimento dos efluentes por mais de uma ligação.

§ 2º - A incorporação de águas de refrigeração dos despejos industriais só poderá ser feita mediante autorização expressa

da entidade responsável pelo sistema público de esgotos, após verificação da possibilidade técnica do recebimento daquelas águas e o estabelecimento das condições para tal, vedada a utilização de água de qualquer origem com a finalidade de diluir efluentes líquidos industriais.

Art. 19-D - O lançamento de efluentes em sistemas públicos de esgotos será sempre feito por gravidade e, se houver necessidade de recalque, os efluentes deverão ser lançados em caixa de “quebra-pressão”, da qual partirão por gravidade para a rede coletora.

Art. 19-E - O lançamento de despejos industriais à rede pública de esgotos será provido de dispositivos de amostragem e/ou medição na forma estabelecida em normas editadas pela entidade responsável pelo sistema.

Art. 19-F - Para efeito de aplicação das sanções cabíveis, as entidades responsáveis pelos sistemas públicos de esgotos comunicarão à Cetesb as infrações constatadas, no tocante ao lançamento de despejos em suas respectivas redes em desconformidade com o estatuído neste Regulamento.

3.4.2.5 Cálculo das vazões de esgoto sanitário

Para o efeito do dimensionamento da rede coletora, esgoto sanitário é o despejo líquido constituído de esgoto doméstico e industrial e água de infiltração.

No dimensionamento das redes coletoras, é necessário o conhecimento da vazão máxima de final de plano, a qual define a capacidade que deve atender o coletor, e a vazão máxima horária de um dia qualquer no início de plano, que não considera o coeficiente K_1 , uma vez que não se refere ao dia de maior contribuição, a fim de ser verificar as condições de autolimpeza do coletor, que deve ocorrer uma vez ao dia.

Dessa maneira, as vazões de dimensionamento, para início e final de plano são determinadas pela aplicação das equações (3.3) e (3.4).

- **Para início de plano:**

$$Q_i = K_2 \cdot \bar{Q}_i + I \cdot L_i + Q_{ci} \quad (3.3)$$

Em que Q_i é a vazão máxima horária de um dia qualquer (l/s); K_2 é o coeficiente da hora de maior contribuição (adimensional); \bar{Q}_i é a vazão média de

esgoto para início de plano (l/s); I é a taxa de infiltração (l/s.km); L_i é o comprimento da rede coletora para início de plano (km); Q_{c_i} é a vazão concentrada para início de plano (l/s).

- **Para final de plano:**

$$Q_f = K_1 \cdot K_2 \cdot \bar{Q}_f + I \cdot L_f + Q_{c_f} \quad (3.4)$$

Em que Q_f é a vazão máxima para final de plano (l/s); K_1 é o coeficiente do dia de maior contribuição (adimensional); K_2 é o coeficiente da hora de maior contribuição (adimensional); \bar{Q}_f é a vazão média de esgoto para final de plano (l/s); I é a taxa de infiltração (l/s.km); L_f é o comprimento da rede coletora para final de plano (km); Q_{c_f} é a vazão concentrada para final de plano (l/s).

A contribuição singular (Q_s) geralmente provém de indústrias, hospitais, escolas, quartéis e também de áreas de expansão previstas nos projetos.

Normalmente, para o cálculo da rede coletora de esgotos, são consideradas taxas referidas à unidade de comprimento dos trechos de coletores ou à unidade de área esgotada.

As taxas referidas à área são normalmente utilizadas na estimativa de vazões em áreas previstas para expansão; já as taxas referidas ao comprimento da rede coletora são empregadas no dimensionamento dos coletores.

- **Taxa de contribuição linear para início de plano:**

A taxa de contribuição linear para início de plano (T_{X_i}) pode ser calculada pela equação (3.5):

$$T_{X_i} = \frac{K_2 \cdot \bar{Q}_i}{L_i} + I \quad (3.5)$$

Em que T_{X_i} é a taxa de contribuição linear para início de plano (l/s.m); K_2 é o coeficiente da hora de maior contribuição (adimensional); \bar{Q}_i é a vazão média de esgoto para início de plano; L_i é o comprimento inicial da rede coletora de esgoto (m); I é a taxa de infiltração (l/s.m).

- **Taxa de contribuição linear para final de plano:**

A taxa de contribuição linear para final de plano (T_{X_f}) pode ser calculada pela equação (3.6):

$$T_{X_f} = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot \bar{Q}_f}{L_f} + I \quad (3.6)$$

Em que T_{X_f} é a taxa de contribuição linear para final de plano (l/s.m); K_1 é o coeficiente do dia de maior contribuição (adimensional); K_2 é o coeficiente da hora de maior contribuição (adimensional); \bar{Q}_f é a vazão média de esgoto para final de plano; L_f é o comprimento final da rede coletora de esgoto (m); I é a taxa de infiltração (l/s.m).

- **Taxa de contribuição referente à unidade de área para início de plano:**

A taxa de contribuição referente à unidade de área para início de plano pode ser calculada pela equação (3.7).

$$T_{A_i} = \frac{K_2 \cdot \bar{Q}_i}{A_i} + I \quad (3.7)$$

Em que T_{A_i} é a taxa de contribuição referente à unidade de área para início de plano (l/s.ha); K_1 é o coeficiente do dia de maior contribuição (adimensional); K_2 é o coeficiente da hora de maior contribuição (adimensional); \bar{Q}_f é a vazão média de esgoto para final de plano; A_f é a área de abrangência para final de plano (ha); I é a taxa de infiltração (l/s.m).

- **Taxa de contribuição referente à unidade de área para final de plano:**

A taxa de contribuição referente à unidade de área para final de plano pode ser calculada pela equação (3.8).

$$T_{A_f} = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot \bar{Q}_f}{A_f} + I \quad (3.8)$$

Em que T_{A_i} é a taxa de contribuição referente à unidade de área para início de plano (l/s.ha); K_2 é o coeficiente da hora de maior contribuição (adimensional); \bar{Q}_i é a vazão média de esgoto para início de plano; A_i é a área de abrangência para início de plano (ha); I é a taxa de infiltração (l/s.m).

Definidas as taxas de contribuição, a contribuição do trecho é calculada multiplicando-se o coeficiente de contribuição pela unidade de referência característica do trecho, isto é, se empregada a taxa linear de contribuição, a vazão do trecho é obtida multiplicando-a pelo comprimento do trecho; porém, se empregada a taxa de contribuição referente à área, a vazão do trecho é obtida multiplicando-a pela área característica àquele trecho.

3.4.3 Critérios hidráulicos para o dimensionamento das redes coletoras de esgoto

As tubulações dos coletores de esgoto são dimensionadas para funcionar como conduto livre em regime permanente e uniforme, de tal maneira que a linha de energia seja equivalente a declividade da tubulação e igual à perda de carga unitária.

Essas são hipóteses nem sempre válidas, principalmente nos trechos iniciais, pois a vazão de escoamento é função das descargas provenientes das ligações prediais. No entanto, à medida que a vazão do trecho aumenta em relação a essas descargas, seus efeitos vão se dissipando.

Segundo Tsutiya & Alem Sobrinho (1999), no Brasil, mesmo admitidas essas simplificações nos cálculos, de um modo geral tem funcionado adequadamente, independente da vazão considerada.

3.4.3.1 Vazão mínima considerada para efeito de cálculo

Segundo a NBR 9649/1986, para qualquer trecho da rede coletora, o menor valor de vazão a ser adotado é de 1,5 l/s, a fim de se considerar o pico instantâneo de vazão decorrente da descarga de vaso sanitário.

Dessa maneira, sempre que a vazão de jusante de um determinado trecho for inferior a 1,5 l/s, para efeito de cálculo, deve-se considerar o valor de 1,5 l/s.

3.4.3.2 Diâmetro mínimo

A NBR 9649/1986 admite o diâmetro de 100 mm (DN100) como o diâmetro mínimo a ser utilizado em redes coletoras de esgoto sanitário. No entanto, no Estado de São Paulo, tem-se como prática a adoção de diâmetro mínimo de 150 mm (DN150).

3.4.3.3 Tensão trativa e declividade mínima

A *tensão trativa* ou *tensão de arraste* teve sua origem nos estudos hidráulicos dos canais (CHOW, 1959). Ela é definida como uma tensão tangencial exercida sobre a parede do conduto pelo líquido escoado.

Os materiais sólidos presentes nos esgotos, cuja densidade é maior que a densidade da água, tendem a depositar-se nas tubulações. A tensão trativa crítica é definida como sendo uma tensão mínima, necessária para o início do movimento das partículas depositadas nessas tubulações de esgoto.

A Figura 3.9 mostra um esquema para o desenvolvimento da tensão trativa.

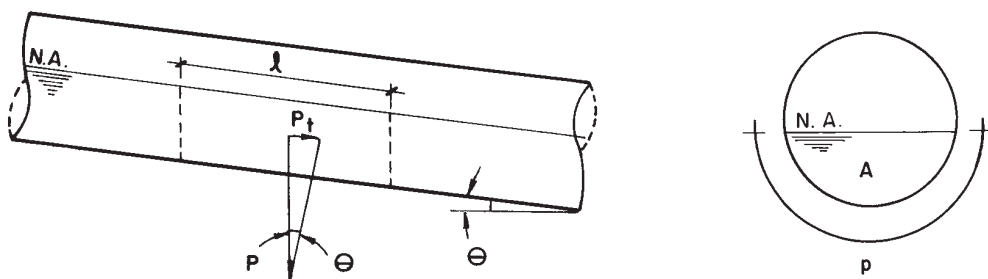


Figura 3.9 Ilustração para o desenvolvimento do conceito de tensão trativa.

Nota: P é o peso de um trecho de comprimento l do líquido que escoia (N); P_t é a componente tangencial de P (N); θ é o ângulo de inclinação do conduto (grau); p é o perímetro molhado (m); A é a área molhada (m^2).

Analisando a Figura 3.9 é possível definir a equação para a tensão trativa (σ), sendo:

$$\sigma = \frac{P_t}{p \cdot l} = \frac{P \cdot \text{sen}\theta}{p \cdot l}$$

$$\sigma = \frac{\gamma \cdot A \cdot l \cdot \text{sen}\theta}{p \cdot l} = \gamma \cdot \frac{A}{p} \cdot \text{sen}\theta$$

Para ângulos (θ) pequenos, tem-se $\text{sen}\theta \cong \tan\theta = I$. Assim, tem-se a equação (3.9) da tensão trativa.

$$\sigma = \gamma \cdot R_H \cdot I \quad (3.9)$$

Em que γ é o peso específico do líquido, sendo 10^4 N/m^3 para o esgoto; R_H o raio hidráulico (m); I a declividade da tubulação (m/m).

Dessa maneira, o valor da tensão trativa para os esgotos é obtido pela equação (3.10):

$$\sigma = 1000 \cdot R_H \cdot I \quad (3.10)$$

Em que σ é a tensão trativa (Pa); R_H o raio hidráulico (m); I a declividade da tubulação (m/m).

A tensão trativa crítica é, normalmente, obtida em trabalhos de campo e observações experimentais.

A NBR 9649/1986 adota, para coletores de esgoto com coeficiente de Manning (n) igual a 0,013 e vazão mínima de 1,5 l/s, a tensão trativa mínima de 1,0 Pa.

Considerando-se a relação existente entre a tensão trativa e a declividade, tem-se que a declividade mínima a fim de se obter tensão trativa de 1,0 Pa, para o escoamento da vazão mínima de 1,5 l/s, e coletor de esgoto com coeficiente de Manning (n) de 0,013, pode ser obtida pela equação (3.11):

$$I_{\min} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47} \quad (3.11)$$

Em que I_{\min} é a declividade mínima do coletor de esgoto (m/m); Q_i é a vazão mínima de início de plano (l/s).

Já a NBR 14486/2000, aplicada a redes coletoras de esgoto em PVC com coeficiente de Manning (n) igual a 0,010 e vazão mínima de 1,5 l/s, adota a tensão trativa mínima de 0,6 Pa.

Para esta situação, a declividade mínima a fim de se obter tensão trativa de 0,6 Pa, para o escoamento da vazão mínima de 1,5 l/s em coletor de esgoto com coeficiente de Manning (n) de 0,010, pode ser obtida pela equação (3.12):

$$I_{\min} = 0,0035 \cdot Q_i^{-0,47} \quad (3.12)$$

Em que I_{\min} é a declividade mínima do coletor de esgoto (m/m); Q_i é a vazão mínima de início de plano (l/s).

Ainda que se consigam pequenas declividades pelas fórmulas de declividade mínima, o projetista deve estar atento para sua exequibilidade diante das condições construtivas impostas.

3.4.3.4 Lâmina líquida mínima

Considerando o critério da tensão trativa, haverá autolimpeza nas tubulações de esgoto desde que, pelo menos uma vez por dia, ocorra a tensão adequada, qualquer que seja a altura da lâmina líquida.

No entanto, Tsutiya & Alem Sobrinho (1999) relatam que, em certas experiências, tem demonstrado ser recomendável que a lâmina líquida mínima seja de 20% do diâmetro da tubulação. As NBRs 9649/1986 e 14486/2000 não fazem qualquer menção à lâmina líquida mínima.

3.4.3.5 Lâmina líquida máxima (Y/D)

Tanto a NBR 9649/1986 quanto a NBR 14486/2000 determinam que as lâminas-d'água devem ser sempre calculadas admitindo o escoamento em regime uniforme e permanente, sendo o seu valor máximo, para vazão final (Q_f), igual ou inferior a 75% do diâmetro do coletor.

O diâmetro que atende à condição $Y/D = 0,75$ e $n = 0,013$ é dado pela equação (3.13):

$$D = \left(0,0463 \cdot \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375} \quad (3.13)$$

Em que D é o diâmetro teórico e resultante da condição $Y/D = 0,75$ e $n = 0,013$ (m); Q_f é a vazão de jusante do trecho para o final de plano (l/s); I é a declividade do trecho (m/m).

Para o uso em planilhas eletrônicas, a equação polinomial (3.14) fornece bons resultados para a determinação de Y/D , quando $Y/D \leq 0,75$, conhecidos o diâmetro (D), o coeficiente de Manning (n) e a declividade (I).

$$\frac{Y}{D} = 0,0207 + 3,4372 \cdot x - 19,887 \cdot x^2 + 69,527 \cdot x^3 - 124,53 \cdot x^4 + 109,09 \cdot x^5 - 37,005 \cdot x^6 \quad (3.14)$$

$$\text{Sendo } x = \frac{Q}{Q_{\text{pleno}}} = \left(\frac{n \cdot Q}{0,312 \cdot D^{2,67} \cdot \sqrt{I}} \right)$$

3.4.3.6 Velocidade crítica

Quando o escoamento torna-se supercrítico ($Fr > 1$), pode ocorrer a entrada de bolhas de ar na massa líquida, ocasionando um aumento na altura da lâmina líquida, fato este que pode conduzir a tubulação de esgoto a não mais operar como conduto livre (TSUTIYA & KANASHIRO, 1987).

Volkart (1980) observou que a mistura ar – água inicia-se quando o número de Boussinesq (B) iguala a 6, resultando: $B = 6 = \frac{V}{\sqrt{g \cdot R_H}}$. Dessa maneira, a *velocidade crítica* (V_c) pode ser estimada pela equação (3.15):

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{g \cdot R_H} \quad (3.15)$$

Em que V_c é a velocidade crítica (m/s); g é a aceleração devido à gravidade (m/s^2); R_H é o raio hidráulico (m).

Dessa maneira, a NBR 9649/1986 estabelece que, quando a velocidade de final de plano é superior à velocidade crítica (V_c), a maior lâmina admissível deve ser 50% do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho.

3.4.3.7 Velocidade e declividade máxima

A NBR 9649/1986 estabelece que a máxima declividade admissível seja aquela para a qual se obtenha velocidade final de 5 m/s.

Assim, considerando $n = 0,013$, obtém-se a equação (3.16) para a declividade máxima.

$$I_{\text{máx}} = 4,55 \cdot Q_f^{-0,67} \quad (3.16)$$

Em que $I_{\text{máx}}$ é a declividade máxima (m/m); Q_f é a vazão máxima para final de plano (l/s).

3.4.4 Elementos hidráulicos e geométricos da seção circular

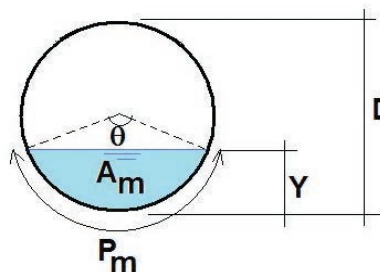
Na seção anterior, foram apresentados os critérios empregados para o dimensionamento das redes coletoras de esgoto. Alguns deles, como tensão trativa, velocidade média de escoamento (V) e velocidade crítica (V_c), dependem de certos elementos hidráulicos e geométricos da seção circular, por exemplo a Área Molhada (A_m), o Raio Hidráulico (R_H) ou mesmo a relação entre a altura da lâmina líquida e o diâmetro da tubulação (Y/D).

Como, na atividade projetual do engenheiro, normalmente é conhecida ou estabelecida a vazão a ser conduzida, é muito comum relacioná-la com a vazão plena que pode escoar por uma determinada tubulação (Q/Q_{pleno}).

Dessa maneira, as relações entre os elementos hidráulicos e os geométricos da seção circular são estabelecidas (ver Figura 3.10 e Equações 3.17, 3.18, 3.19 e 3.20) e, geralmente, apresentadas por gráficos ou tabelas.

$$\theta = 2 \cdot \arccos\left(1 - 2 \cdot \frac{Y}{D}\right)$$

$$A_m = \frac{D^2}{8} \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \theta}{360} - \text{sen}\theta\right)$$



$$P_m = \pi \cdot D \cdot \left(\frac{\theta}{360}\right)$$

$$R_H = \frac{D}{4} \cdot \left(1 - \frac{360 \cdot \text{sen}\theta}{2 \cdot \pi \cdot \theta}\right)$$

Figura 3.10: Elementos hidráulicos e geométricos de uma tubulação de seção circular

Em que é θ o ângulo (graus); D o diâmetro interno da tubulação (m); A_m a área molhada (m^2); P_m o perímetro molhado (m); R_H o raio hidráulico (m).

A Tabela 3.3 apresenta os elementos hidráulicos A_m , R_H e Y de maneira adimensional em função da relação $\frac{Q}{Q_{\text{pleno}}}$

Tabela 3.3: Elementos hidráulicos e geométricos da seção circular

y/D	$\alpha = A_m/D^2$	$\beta = R_H/D$	Q/Q_p	y/D	$\alpha = A_m/D^2$	$\beta = R_H/D$	Q/Q_p
0,01	0,001	0,007	0,0002	0,51	0,403	0,253	0,5170
0,02	0,004	0,013	0,0007	0,52	0,413	0,256	0,5341
0,03	0,007	0,020	0,0016	0,53	0,423	0,259	0,5513
0,04	0,011	0,026	0,0030	0,54	0,433	0,262	0,5685
0,05	0,015	0,033	0,0048	0,55	0,443	0,265	0,5857
0,06	0,019	0,039	0,0071	0,56	0,453	0,268	0,6030
0,07	0,024	0,045	0,0098	0,57	0,462	0,270	0,6202
0,08	0,029	0,051	0,0130	0,58	0,472	0,273	0,6375
0,09	0,035	0,057	0,0167	0,59	0,482	0,275	0,6547
0,10	0,041	0,064	0,0209	0,60	0,492	0,278	0,6718
0,11	0,047	0,070	0,0255	0,61	0,502	0,280	0,6889
0,12	0,053	0,075	0,0306	0,62	0,512	0,282	0,7060
0,13	0,060	0,081	0,0361	0,63	0,521	0,284	0,7229
0,14	0,067	0,087	0,0421	0,64	0,531	0,286	0,7397
0,15	0,074	0,093	0,0486	0,65	0,540	0,288	0,7564
0,16	0,081	0,099	0,0555	0,66	0,550	0,290	0,7729
0,17	0,089	0,104	0,0629	0,67	0,559	0,292	0,7893
0,18	0,096	0,110	0,0707	0,68	0,569	0,293	0,8055
0,19	0,104	0,115	0,0789	0,69	0,578	0,295	0,8215
0,20	0,112	0,121	0,0876	0,70	0,587	0,296	0,8372
0,21	0,120	0,126	0,0966	0,71	0,596	0,298	0,8527

Continuação... Tabela 3.3

y/D	$\alpha = A_m/D^2$	$\beta = R_H/D$	Q/Q _p	y/D	$\alpha = A_m/D^2$	$\beta = R_H/D$	Q/Q _p
0,22	0,128	0,131	0,1061	0,72	0,605	0,299	0,8680
0,23	0,136	0,136	0,1160	0,73	0,614	0,300	0,8829
0,24	0,145	0,142	0,1263	0,74	0,623	0,301	0,8976
0,25	0,154	0,147	0,1370	0,75	0,632	0,302	0,9119
0,26	0,162	0,152	0,1480	0,76	0,640	0,302	0,9258
0,27	0,171	0,157	0,1595	0,77	0,649	0,303	0,9394
0,28	0,180	0,161	0,1712	0,78	0,657	0,304	0,9525
0,29	0,189	0,166	0,1834	0,79	0,666	0,304	0,9652
0,30	0,198	0,171	0,1958	0,80	0,674	0,304	0,9775
0,31	0,207	0,176	0,2086	0,81	0,681	0,304	0,9892
0,32	0,217	0,180	0,2218	0,82	0,689	0,304	1,0004
0,33	0,226	0,185	0,2352	0,83	0,697	0,304	1,0110
0,34	0,235	0,189	0,2489	0,84	0,704	0,304	1,0211
0,35	0,245	0,193	0,2629	0,85	0,712	0,303	1,0304
0,36	0,255	0,198	0,2772	0,86	0,719	0,303	1,0391
0,37	0,264	0,202	0,2918	0,87	0,725	0,302	1,0471
0,38	0,274	0,206	0,3066	0,88	0,732	0,301	1,0542
0,39	0,284	0,210	0,3217	0,89	0,738	0,299	1,0605
0,40	0,293	0,214	0,3370	0,90	0,745	0,298	1,0658
0,41	0,303	0,218	0,3525	0,91	0,750	0,296	1,0701
0,42	0,313	0,222	0,3682	0,92	0,756	0,294	1,0733
0,43	0,323	0,226	0,3842	0,93	0,761	0,292	1,0752
0,44	0,333	0,229	0,4003	0,94	0,766	0,289	1,0757
0,45	0,343	0,233	0,4165	0,95	0,771	0,286	1,0745
0,46	0,353	0,237	0,4330	0,96	0,775	0,283	1,0714
0,47	0,363	0,240	0,4495	0,97	0,779	0,279	1,0657
0,48	0,373	0,243	0,4662	0,98	0,782	0,274	1,0567
0,49	0,383	0,247	0,4831	0,99	0,784	0,267	1,0420
0,50	0,393	0,250	0,5000	1,00	0,785	0,250	1,0000

3.4.5 Órgãos acessórios e disposições construtivas

Tanto a NBR 9649/1986 quanto a NBR 14486/2000 apresentam e definem algumas características construtivas de alguns órgãos acessórios empregados nas redes coletoras de esgoto.

Nesta seção, são apresentados os mais comumente usados nas redes coletoras de esgoto: *Poços de Visita (PVs)*, *Terminais de Limpeza (TLs)* e *Tubos de Inspeção e Limpeza (TILs)*.

O espaçamento entre PVs, TILs ou TLs consecutivos deve ser limitado pelo alcance dos equipamentos de desobstrução. Normalmente adota-se a distância de 100 m entre as singularidades.

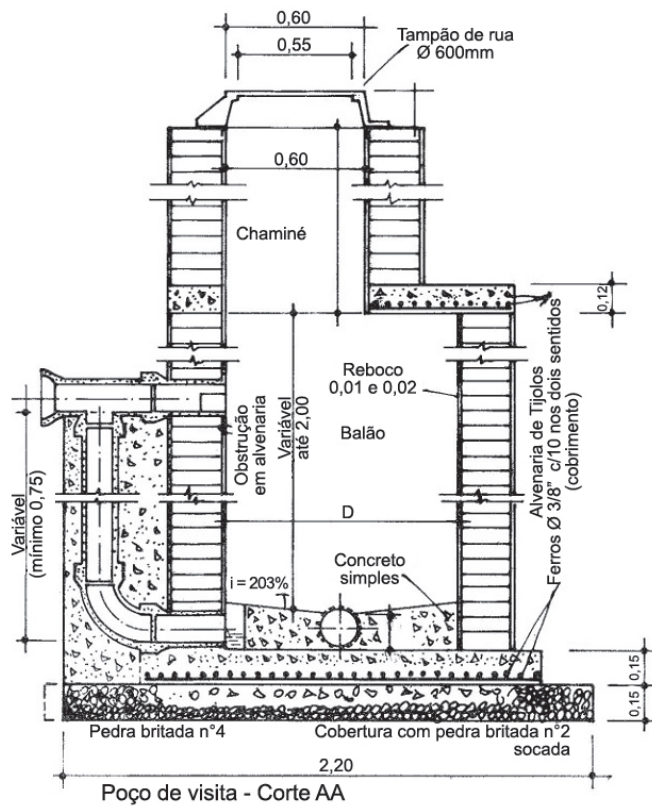
3.4.5.1 Poços de Visita (PVs)

Poço de visita (PV) é uma câmara, visitável através de abertura existente em sua parte superior, destinada à execução de trabalhos de manutenção na rede de coleta e afastamento.

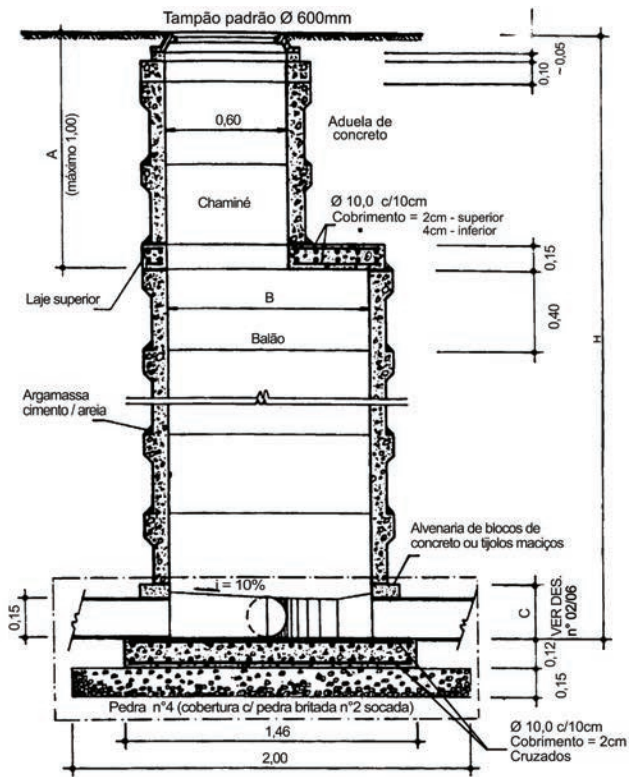
Devem ser construídos Poços de Visita (PVs) em todos os pontos singulares da rede coletora, como no início de coletores, nas mudanças de direção, de declividade, de diâmetro e de material, na reunião de coletores e onde há degraus.

Em alguns casos, o Poço de Visita no início de trechos da rede coletora tem sido substituído por um Terminal de Limpeza (TL).

A Figura 3.11 ilustra poços de visita (PV) em alvenaria de tijolos e em aduelas de concreto.



(a)



(b)

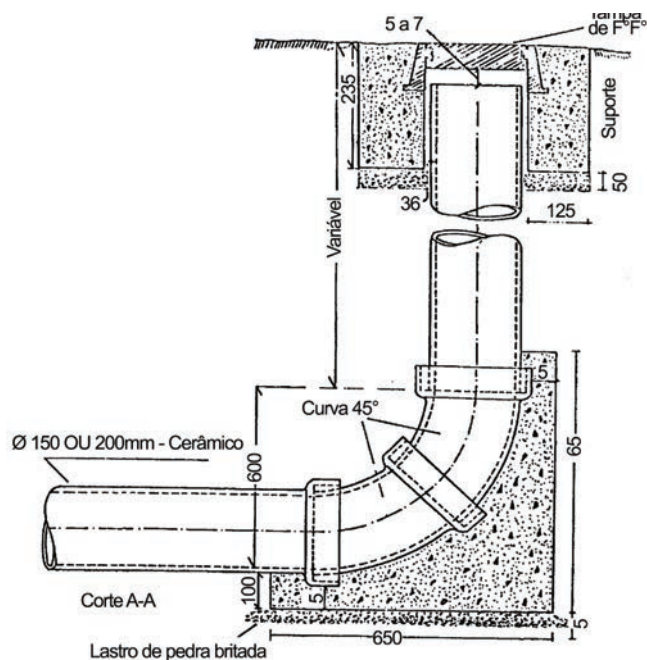
Figura 3.11 Poço de Visita (PV): (a) PV em alvenaria; (b) PV em aduela de concreto.

Nota: para tubulação $\phi < 450$ mm, B = 1 m; para tubulação $500 \leq \phi \leq 800$ mm, B = 1,20 m.

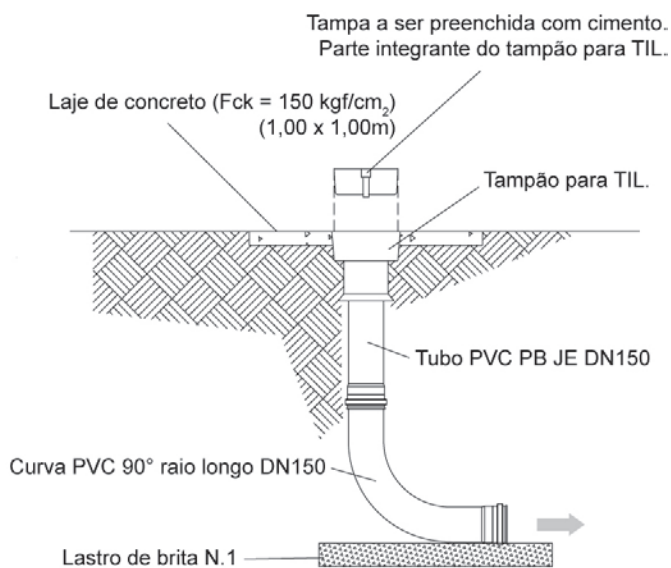
3.4.5.2 Terminal de Limpeza (TL)

Terminal de limpeza (TL) é um dispositivo que permite a introdução de equipamentos de limpeza, localizado na cabeceira de qualquer coletor.

A Figura 3.12 apresenta alguns modelos de Terminal de Limpeza (TL).



(a)



(b)

Figura 3.12 Terminal de Limpeza (TL): (a) TL construído com peças cerâmicas; (b) TL construído em PVC.

3.4.5.3 Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL)

O Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL) é um dispositivo não visitável que permite inspeção e introdução de equipamentos de limpeza.

Tsutiya & Alem Sobrinho (1999) mencionam que os TILs podem substituir os PVs nos seguintes casos:

- na reunião de até dois trechos do coletor, sendo três entradas e uma saída;
- nos pontos com degrau de altura inferior a 0,50 m;
- a jusante de ligações prediais, cujas contribuições podem acarretar problemas de manutenção, tais como postos de gasolina, hotéis, hospitais etc.

A Figura 3.13 mostra alguns tipos de Tubos de Inspeção e Limpeza (TILs).

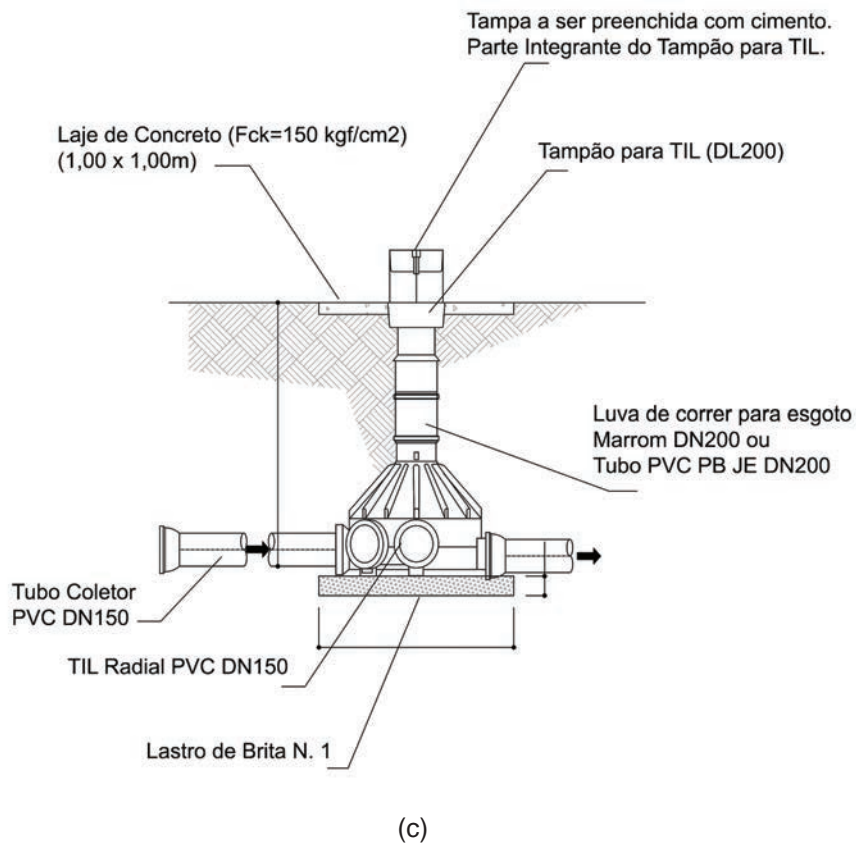
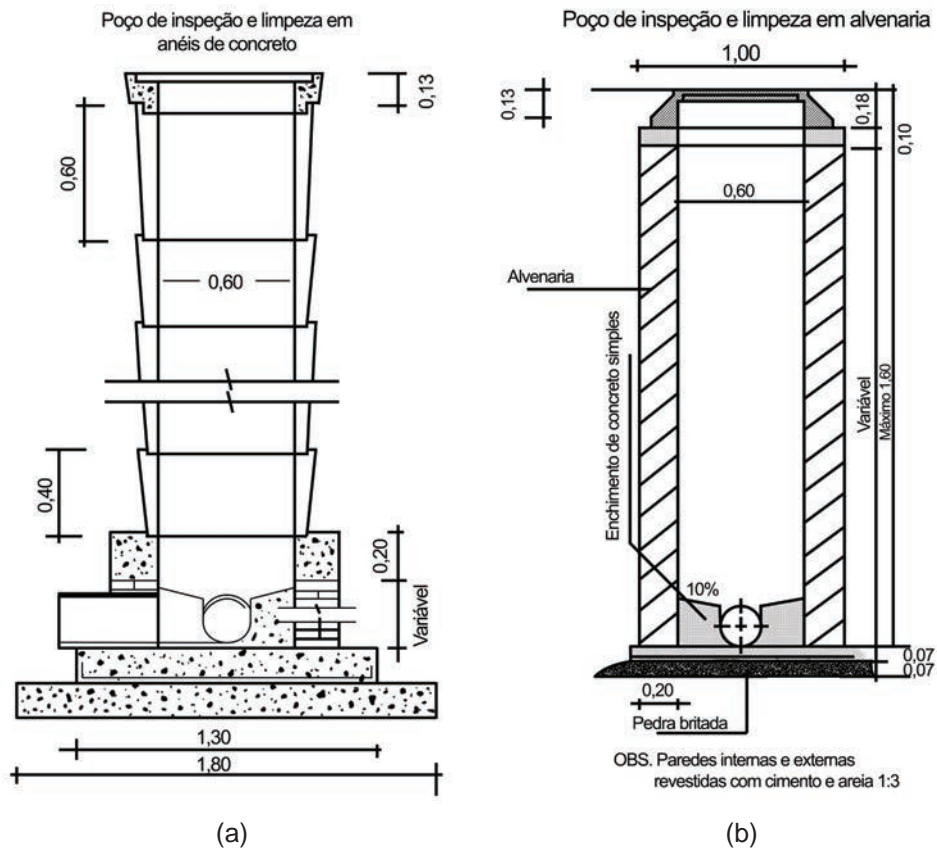


Figura 3.13 Tubos de Inspeção e Limpeza (TILs): (a) TIL em aduela de concreto; (b) TIL em alvenaria; (c) TIL em PVC.

3.4.6 Roteiro básico para a elaboração do projeto básico de rede coletora de esgoto

Para a elaboração do projeto da rede coletora de esgoto, recomendam-se os seguintes passos:

- a) Delimitação da área a ser atendida;
- b) Estudo demográfico da área a ser atendida;
- c) Concepção do Sistema de Esgoto Sanitário: nessa etapa, deve-se estudar o tipo de traçado, as interferências naturais, os pontos baixo da rede, bem como o ponto de lançamento;
- d) Seleção dos pontos de concentração de contribuições específicas;
- e) Determinação das extensões dos trechos, bem como das cotas geométricas dos cruzamentos das vias públicas e das singularidades;
- f) Determinação das contribuições: para efeito de cálculo, consideram-se a contribuição máxima horária, para início de plano, e máxima diária, para final de plano;
- g) Cálculo das contribuições específicas: normalmente, empregam-se as contribuições específicas lineares para o dimensionamento da rede coletora e contribuição específica relativa à área para zonas de expansão consideradas no projeto;
- h) Cálculo das vazões dos trechos: para cada trecho da rede coletora, calcula-se a vazão de montante (assumindo vazão nula para o início do trecho), a contribuição do trecho e a vazão de jusante (lembrando que a vazão mínima para o dimensionamento do trecho é de 1,5 l/s);
- i) Cálculo dos parâmetros hidráulicos: declividade do trecho (I), velocidade do escoamento (V), velocidade crítica (V_c), declividade mínima (I_{\min}), tensão trativa (σ) e relação entre altura da lâmina líquida e o diâmetro do trecho (Y/D). O preenchimento de uma planilha, semelhante à apresentada na Tabela 3.4, auxilia o dimensionamento da rede coletora.

Tabela 3.4 Esquema de planilha de cálculo para o dimensionamento da rede coletora de esgoto.

PLANILHA DE CÁLCULO DA REDE DE ESGOTO						Projeto Técnico da Rede de Esgotos Sanitários							Coef. de Manning:				
						Projeto							Data:				
						Empresa							Folha:				
Trecho	Extensão	Taxa de Contribuição Linear (l/s.km)	Contribuição do Trecho (l/s)	Vazão a montante (l/s)	Vazão a jusante (l/s)	Vazão de Projeto (l/s)	Diâmetro (mm)	Declividade do Trecho (m/m)	Cota do Terreno (m)	Cota do Coletor (m)	Profundidade do Coletor (m)	Lâmina Líquida (Y/D)	Profundidade da Singularidade a Jusante (m)	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade Crítica (m/s)	Declividade Mínima (m/m)
		Inicial	Inicial	Inicial	Inicial	Inicial			Montante	Montante	Montante	Inicial		Inicial			
		Final	Final	Final	Final	Final			Jusante	Jusante	Jusante	Final		Final			

j) Projeto de rede de distribuição de água: A Figura 3.14 ilustra, com detalhes, um projeto de rede coletora de esgoto. Deve-se reparar que, na peça gráfica da rede coletora, tem de constar a numeração dos PVs, TILs e TLs, bem como a cota geométrica do terreno, do fundo, sua profundidade, o sentido do escoamento, o número do trecho, o comprimento, o diâmetro e a declividade de cada trecho.

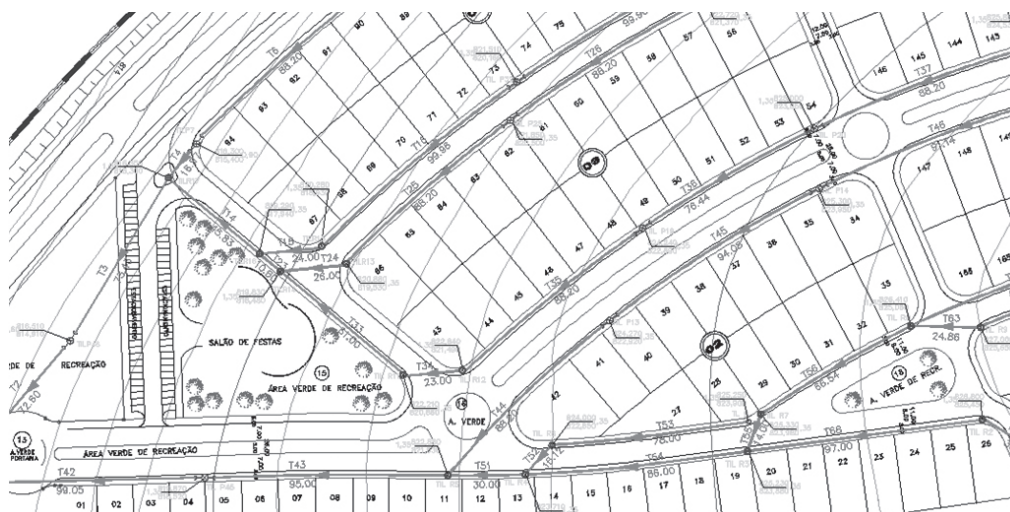


Figura 3.14 Detalhe do projeto de uma rede coletora de esgoto.

3.5 Interceptores de esgotos

Segundo a NBR 12207/1992, *interceptor de esgoto* é a canalização cuja função principal é receber e transportar o esgoto sanitário coletado. Ela é caracterizada pela defasagem das contribuições, da qual resulta o amortecimento das vazões máximas. Em outras palavras, os interceptores recebem a contribuição de esgoto proveniente dos coletores somente nos Poços de Visita, não recebendo, diretamente, as ligações prediais.

Estando definidos o traçado da rede coletora de esgoto e o ponto de lançamento, o traçado do interceptor surge como consequência imediata.

Em várias localidades, os fundos de vale por onde passam os interceptores não são urbanizados. No caso de passar por terrenos particulares, deve-se prever uma faixa de serviço para que a concessionária de esgotos possa ter acesso à manutenção. Dependendo do diâmetro do interceptor, essa faixa pode ter uma largura que varia de 4 a 8 m.

Normalmente, tais faixas são asseguradas por processo de desapropriação ou servidão de passagem, registrado na matrícula do imóvel.

A Figura 3.15 mostra algumas etapas do processo construtivo de um interceptor localizado em via pública.



(a)



(b)

Figura 3.15 Interceptor de esgoto sanitário – São Carlos (SP): (a) Reaterro da vala; (b) Tubulação do interceptor.

3.5.1 Determinação das vazões

A determinação das vazões nos interceptores distingue-se da dos coletores de esgotos em dois aspectos: o amortecimento das vazões de pico para grandes contribuições e a consideração da vazão parasitária.

O amortecimento das vazões nos interceptores pode ocorrer devido a sua contribuição dar-se apenas nos Poços de Visita, gerando, assim, uma defasagem de tempo entre as contribuições.

Embora o sistema de esgotos adotado no Brasil seja do tipo separador absoluto, a NBR 12207/1989 considera, no dimensionamento dos interceptores, a contribuição de água de chuva no interceptor, ou seja, a contribuição pluvial parasitária.

3.5.1.1 Diminuição do coeficiente de pico ($K = K1.K2$)

Ainda que existam vários métodos para a determinação da defasagem em marcha nos interceptores, o método de cálculo aqui apresentado considerou apenas o critério da diminuição do coeficiente de pico. Os interessados pelo assunto podem consultar a obra de Tsutiya & Alem Sobrinho (1999) para que conheçam outros critérios.

Na obra, os autores relatam o critério desenvolvido pela Sabesp (Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo), sucintamente representado pelas equações (3.21) e (3.22):

$$K = 1,20 \cdot \frac{17,485}{\bar{Q}^{0,5090}}, \text{ para } \bar{Q} > 751 \text{ } \ell/\text{s} \quad (3.21)$$

$$K = 1,80, \text{ para } \bar{Q} \leq 751 \text{ } \ell/\text{s} \quad (3.22)$$

Em que \bar{Q} é o somatório das vazões médias de uso predominantemente residencial, comercial e público, incluídas as vazões de infiltração, proveniente da rede coletora (ℓ/s); K é o fator de pico amortecido (adimensional).

3.5.1.2 Contribuição pluvial parasitária

Segundo a NBR 12207/1989, a contribuição pluvial parasitária deve ser adicionada à vazão final para a análise de funcionamento e para o dimensionamento dos extravasores. No entanto, para o dimensionamento propriamente dito, a vazão parasitária não é considerada, sendo utilizada apenas para a verificação da relação Y/D .

É recomendado que a contribuição pluvial parasitária seja determinada considerando-se medições em campo, porém, inexistindo esses dados, a NBR 12207/1989 menciona que pode ser adotada uma taxa, cujo valor deve ser justificado e que não deve superar 6 L/s.km de coletor contribuinte ao trecho em estudo.

Vale ressaltar que essa taxa de contribuição pluvial parasitária deve ser considerada para todos os coletores contribuintes, e não apenas para o interceptor.

3.5.2 Dimensionamento hidráulico

No interceptor, o regime de escoamento é gradualmente variado e não uniforme. No entanto, em seu dimensionamento, considera-se o regime como sendo permanente e uniforme.

3.5.2.1 Vazões

Para cada trecho do interceptor deve-se considerar as vazões de início e final de plano, dada pelas equações (3.23) e (3.24):

- **Vazão de início de plano:**

$$Q_i = \frac{K}{K_1} \cdot \bar{Q}_{d,i} + Q_{inf} \quad (3.23)$$

Em que Q_i é a vazão inicial de um determinado trecho (l/s); K é o coeficiente de pico (adimensional); K_1 é o coeficiente da máxima vazão horária (adimensional); $\bar{Q}_{d,i}$ é a contribuição média inicial de esgoto doméstico (l/s); Q_{inf} é a vazão de infiltração (l/s).

- **Vazão de final de plano:**

$$Q_f = K \cdot \sum \bar{Q}_{d,f} + Q_{inf} \quad (3.24)$$

Em que Q_f é a vazão final de um determinado trecho (l/s), a qual será utilizada para o dimensionamento do trecho do interceptor; K é o coeficiente de pico (adimensional); $\sum \bar{Q}_{d,f}$ é a contribuição média final de esgoto doméstico (l/s); Q_{inf} é a vazão de infiltração (l/s).

- **Vazão de verificação:**

A vazão de verificação, calculada pela equação (3.25), que considera a contribuição parasitária, é usada apenas para a verificação da relação Y/D.

$$Q_{verif} = Q_f + Q_{parasitária} \quad (3.25)$$

Em que Q_{verif} é a vazão final para verificação da relação Y/D (l/s); Q_f é a vazão final de um determinado trecho (l/s) usada para o dimensionamento do trecho do interceptor; $Q_{parasitária}$ é a vazão parasitária (l/s).

3.5.2.2 Tensão trativa e declividade mínima

Nos interceptores, a tensão trativa para início de plano deve ser maior ou igual a 1,5 Pa, enquanto que para a vazão de final de plano, a tensão trativa deve

ser maior ou igual a 1,0 Pa, ressaltando que não se considera a vazão pluvial parasitária para esses cálculos.

Para atender as considerações de tensão trativa, deve-se observar a declividade mínima, dada pela equação (3.26) e válida para coeficiente de Manning (n) de 0,013.

$$I_{\min} = 0,00035 \cdot Q_i^{-0,47} \quad (3.26)$$

Em que I_{\min} é a declividade mínima (m/m); Q_i é a vazão de início de plano (m^3/s).

Deve-se lembrar de que, algumas vezes, a declividade mínima atinge valores tão pequenos que são praticamente inexequíveis fisicamente. Ainda que dependa da qualidade da mão de obra e equipamentos utilizados, pode-se considerar, em geral, que a mínima declividade que se consegue é da ordem de 0,0007 m/m (0,7 m/km).

3.5.2.3 Análise do funcionamento

Após o dimensionamento dos trechos, deve-se proceder à verificação do comportamento hidráulico do interceptor e de seus órgãos complementares, para as condições de vazão final acrescida da vazão de contribuição pluvial parasitária.

3.6 Sifão invertido

No Sistema de Esgotos Sanitários é comum surgir a necessidade de transpor barreiras como córregos, rios, galerias de águas pluviais etc.

Esses obstáculos podem ser transpostos por via aérea ou subterrânea. Pela via aérea, há necessidade de elevar o líquido utilizando-se Estações Elevatórias de Esgotos (EEEs); já pela via subterrânea, é possível aprofundar parte da tubulação e, após a transposição do obstáculo, elevá-la novamente até uma cota ligeiramente inferior à cota da tubulação, logo a montante do aprofundamento. Nesse caso, o escoamento se dá em conduto forçado e a obra de transposição é denominada *sifão invertido* ou *falso sifão* (TSUTIYA & ALEM SOBRINHO, 1999).

A Figura 3.16 mostra um desenho esquemático de um sifão invertido utilizado para transpor um córrego, enquanto a Figura 3.17 ilustra algumas das etapas do seu processo de construção.

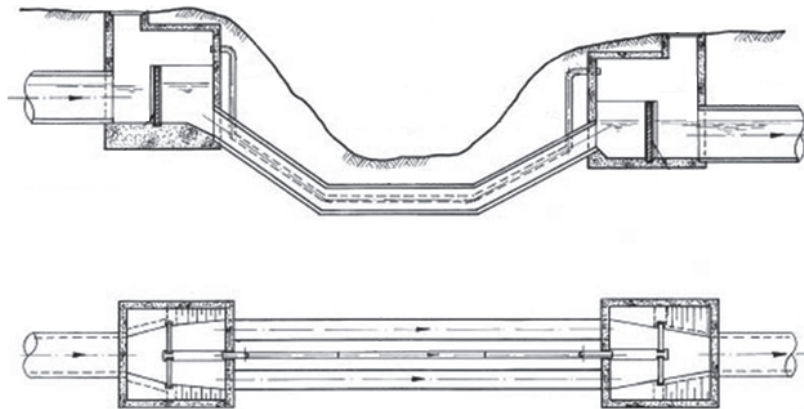


Figura 3.16 Desenho esquemático de um sifão invertido empregado para a transposição de um córrego.



(a)



(b)



(c)



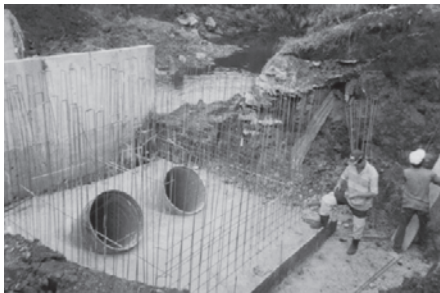
(d)



(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 3.17 Etapas construtivas de um sifão invertido sobre o Córrego do Gregório – São Carlos (SP): a) Preparação do local; b) Ensecadeira e vala para tubulação; c) Assentamento da tubulação; d) Aplicação de concreto magro; e) Preparação da ferragem do canal sobre a tubulação do sifão; f) Desforma das paredes laterais do canal; g) Detalhe a jusante do sifão; h) Detalhe da caixa de chegada (montante).

A Figura 3.18 ilustra a construção de um sifão invertido sob uma galeria de água pluvial.



Figura 3.18 Sifão invertido construído sob galeria de água pluvial.

3.6.1 Dimensionamento do Sifão Invertido

Por ser uma estrutura composta por tubulações funcionando como condutos forçados, o dimensionamento do sifão invertido é feito analisando as perdas de carga existentes em seu traçado.

A Figura 3.19 ilustra as perdas de carga a serem consideradas no cálculo, as quais devem ser determinadas, preferencialmente, empregando-se a equação de Darcy-Weishbach (Universal), além de se considerar todas as perdas localizadas.

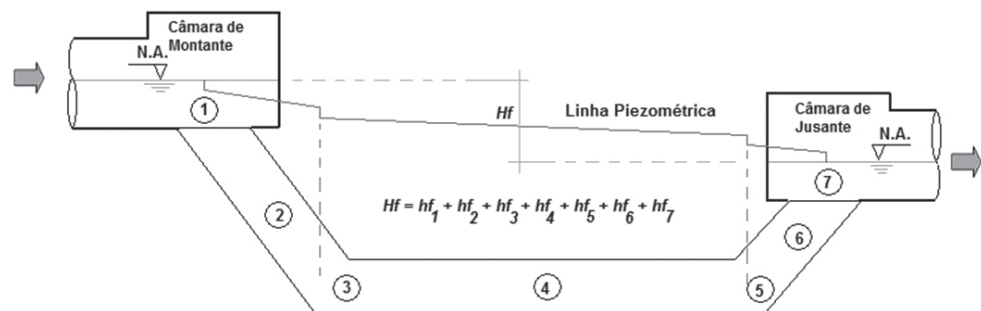


Figura 3.19 Perdas de carga a serem consideradas no sifão invertido.

Tsutiya & Alem Sobrinho (1999) relatam uma experiência bem sucedida da Sabesp (Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo) em se adotar velocidade igual ou superior a 0,6 m/s para a vazão média ao longo de todo o período de projeto. Esse mesmo critério foi utilizado pelo Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE) de São Carlos para o dimensionamento do sifão invertido do Córrego do Gregório, obtendo-se, também, bons resultados.

É recomendado que os sifões invertidos tenham, ao menos, duas tubulações com diâmetros superiores a 150 mm, a fim de possibilitar o isolamento de uma delas, caso seja necessário durante o procedimento de limpeza.

Os sifões invertidos devem ser projetados com duas câmaras visitáveis, uma de montante ou de chegada, e a outra de jusante ou de saída, elementos estes que permitem a visitação do sifão, bem como a interliga o   rede coletora.

Aos interessados em aprofundar seus conhecimentos sobre sifão invertido,   aconselhável a consulta   obra de Tsutiya & Alem Sobrinho (1999).

3.7 Esta o Elevatória de Esgoto (EEE)

De maneira geral, sempre que não   possível o escoamento dos esgotos pela aço da gravidade, empregam-se unidades que transmitem ao líquido energia suficiente para garantir o seu escoamento. No caso dos Sistemas de Esgotamento, essas unidades são denominadas *Esta es Elevatórias de Esgoto* (EEEs), ou simplesmente *elevatórias de esgoto*.

Em princípio, as esta es elevatórias de esgoto são empregadas nos seguintes casos:

- terrenos planos e extensos, para evitar que as tubula es atinjam grandes profundidades;
- casos de esgotamento de áreas novas situadas em cotas inferiores àquelas já executadas;
- reversão de esgoto de uma bacia para outra;
- em Esta es de Tratamento de Esgoto (ETEs), quando não puder ser utilizado o escoamento por gravidade.

Apesar da multiplicidade de bombas existentes, poucas se aproximam das condi es ideais requeridas para o recalque do esgoto no que diz respeito ao rendimento e a facilidade de manuten o e reparo.

Dentre as bombas mais utilizadas no recalque de esgotos, destacam-se as bombas centrífugas – motivo pelo qual elas foram aqui abordadas. Para outras aplica es, recomenda-se a consulta de Tsutiya & Alem Sobrinho (1999), Crespo (2001) e Macintyre (1997).

As condi es exigíveis para a elabora o de projetos de Esta es Elevatórias de Esgoto empregando bombas centrífugas estão estabelecidas, atualmente, pela NBR 12.208/1989 complementada pela NBR 9649/1986, que fixa condi es exigíveis para a concep o dos Sistemas de Esgotos Sanitários do tipo separador absoluto.

As elevatórias nas quais se empregam bombas centrífugas, também conhecidas como *elevatórias convencionais*, podem ser classificadas em dois tipos: de poço seco e de poço úmido.

3.7.1 EEE de Poço Seco

A principal característica das elevatórias de poço seco é que o poço de sucção é separado da casa de bombas. Seu dimensionamento será visto mais adiante.

A Figura 3.20 mostra um corte de uma Estação Elevatória de Esgoto de poço seco, com bombas centrífugas autoescorvantes, enquanto que a Figura 3.21 mostra detalhes de tais elevatórias.

A casa de bombas, também chamada de poço seco ou sala de bombas, deverá ter as dimensões necessárias para comportar os conjuntos motor-bomba selecionados, incluindo os elementos de montagem e os elementos hidráulicos complementares. Além disso, sua área deve garantir a locomoção, manutenção, montagem, desmontagem, entrada e saída dos equipamentos. Ela deve ser, ainda, iluminada, ventilada, adequada sob o ponto de vista estrutural e econômica quanto ao aspecto construtivo, conforme estabelecido pela NBR 12209/92.

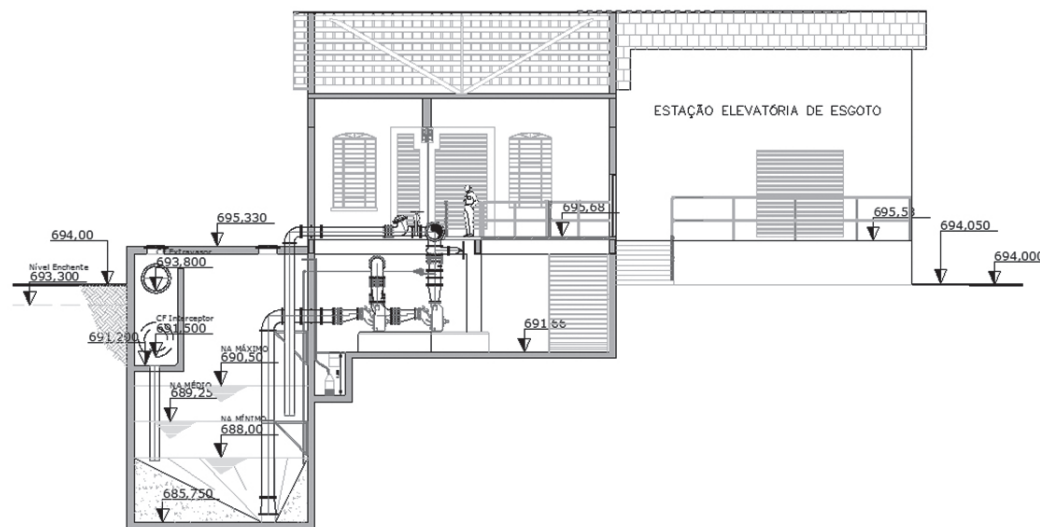


Figura 3.20 Corte de uma EEE de poço seco e bombas centrífugas auto-escorvantes em série (vazão nominal: 360 L/s).



a)

b)

Figura 3.21 Detalhes de uma EEE de poço seco.

3.7.2 EEE de Poço úmido

Em elevatórias de esgoto de pequeno e médio porte, utilizam-se instalações do tipo *convencional de poço úmido*, com conjunto motor-bomba submerso ou auto-escorvante. Trata-se de instalações simplificadas, totalmente enterradas, com pouca ou nenhuma superestrutura.

As Figuras 3.22 e 3.23 apresentam detalhes de uma EEE de poço úmido com bomba submersível.

De modo geral, estas estações elevatórias apresentam custo global inferior às elevatórias com utilização de outros tipos de bombas.

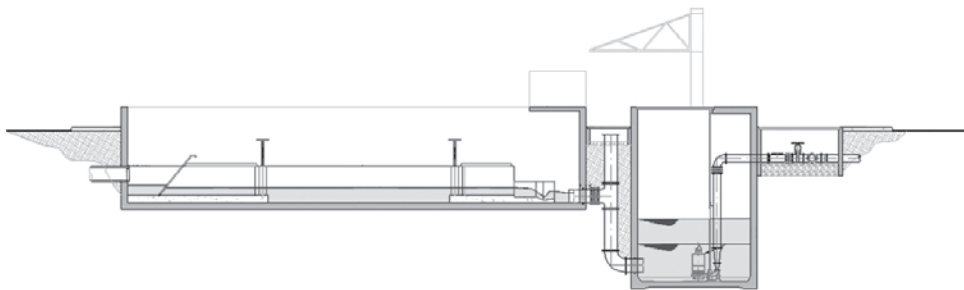


Figura 3.22 Corte de uma EEE de poço úmido e bomba centrífuga submersível (vazão nominal: 60 L/s).



a)



b)

Figura 3.23 Detalhes de uma EEE de poço úmido.

3.7.3 Dimensionamento do poço de sucção

O poço de sucção de uma estação elevatória de esgoto recebe as contribuições dos esgotos afluentes e as coloca à disposição das unidades de recalque.

Devido às dificuldades construtivas, é desejável que o poço seja projetado de modo a obter mínima profundidade, embora esta esteja condicionada pelos condutos afluentes à elevatória.

Ele pode ser dimensionado considerando-se:

- bomba(s) de rotação constante
- bomba(s) de rotação variável.

Para a proteção das bombas, geralmente são instalados cestos ou grades, localizados na entrada da EEE, como será visto mais adiante.

O número de partidas dos conjuntos motor-bomba, a quantidade e a sequência operacional das bombas determina o volume necessário do poço de sucção para um funcionamento adequado dos conjuntos elevatórios.

Para evitar a entrada de ar na bomba pelo fenômeno de *vórtice* é importante manter uma adequada submersão na sucção.

O poço de sucção deve ser dividido, no mínimo, em dois compartimentos, e o número máximo corresponderá à construção de um compartimento isolado para cada bomba.

É indispensável prever todas as facilidades para inspeção, limpeza, iluminação e ventilação do poço. Os acessos devem ser localizados fora da casa de bombas e de outros compartimentos da elevatória, a fim de evitar a entrada dos gases de esgoto que emanam do poço de sucção.

3.7.3.1 Dimensionamento do poço de sucção para bombas de rotação constante

Vários fatores devem ser considerados para determinar o volume do poço de sucção, podendo-se citar:

- relação entre a vazão afluyente e a capacidade das bombas;
- número de partidas por hora para o qual o motor da bomba e o equipamento elétrico foram dimensionados;
- volume de reserva para absorver eventuais paradas de bombeamento;
- tempo de detenção do esgoto de modo que não seja excessivo, a fim de evitar a septicidade desse esgoto.

Basicamente, o dimensionamento do poço de sucção consiste na determinação dos volumes útil e efetivo, sendo:

- **Volume útil:** o volume compreendido entre o nível máximo e o nível mínimo de operação, caracterizando a faixa de operação das bombas.
- **Volume efetivo:** o volume compreendido entre o fundo do poço e o nível médio de operação das bombas.

A Figura 3.24 mostra os níveis de operação da(s) bomba(s), bem como os Volumes útil (V_u) e efetivo (V_e).

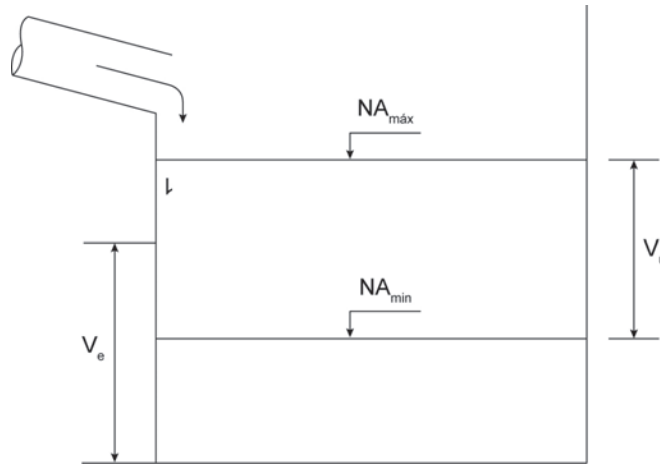


Figura 3.24 Desenho esquemático para representação dos níveis de operação das bombas, bem como dos volumes útil (V_u) e efetivo (V_e).

3.7.3.1.1 Determinação do Volume útil (V_u)

Conforme mencionado anteriormente, Volume útil (V_u) é o volume compreendido entre o nível máximo e o nível mínimo de operação do poço, compondo assim a faixa de operação da(s) bomba(s).

O Volume útil do poço de sucção é determinado considerando-se o intervalo de tempo entre partidas sucessivas do motor da bomba (ciclo) e a vazão de bombeamento.

a) Tempo de Ciclo (T)

Durante a partida do motor da bomba, é gerada uma determinada quantidade de calor que deve ser dissipada. Um número excessivo de partidas pode levar o motor a um superaquecimento.

A dissipação dessa energia calorífica é conseguida assegurando um intervalo de tempo entre partidas sucessivas do motor da bomba, tempo este denominado *tempo de ciclo*.

Metcalf & Eddy (1981) sugeriram Tempos de Ciclo (T), apresentados na Tabela 3.5:

Tabela 3.5 Critérios para a adoção do tempo de ciclo (T).

Potência do motor	Tempo de ciclo
Até 20 HP	10 min
20 a 100 HP	15 min
100 a 250 HP	20 a 30 min
> 250 HP	Consultar fabricante

Fonte: Metcalf & Eddy (1981).

Devido à importância do tempo de ciclo, Tsutyia & Alem Sobrinho (1999) sugerem que os fabricantes de motores sempre sejam consultados sobre o número máximo de partidas em 1 hora, independente da potência do motor.

b) Vazão de bombeamento

A vazão de bombeamento depende do número de bombas empregadas, bem como da sequência operacional adotada pelo projetista.

Conforme a NBR 12208/92, devem ser previstos ao menos dois conjuntos motor-bomba, cada um com capacidade de recalcar a vazão máxima, sendo um deles reserva. No caso de mais de dois conjuntos motor-bomba, faz-se a recomendação de que sejam iguais.

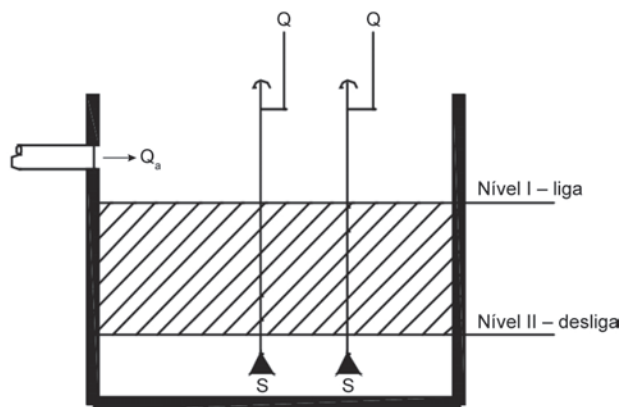


Figura 3.25 Sistema com duas bombas (1 bomba + 1 reserva).

Fonte: Tsutyia & Alem Sobrinho (1999).

A Figura 3.25 apresenta um poço de sucção com duas bombas, sendo uma de reserva e a outra de sequência simples (liga-desliga).

O tempo necessário para encher o poço (t_p), do nível 0 ao nível 1, é calculado pela equação (3.27):

$$t_p = \frac{V_u}{Q_a} \tag{3.27}$$

Sendo V_u o Volume útil (m^3) do poço de sucção, compreendido entre o nível 1 (partida) e o nível 0 (parada); Q_a a vazão afluyente ao poço (m^3/min).

O tempo necessário para esvaziar o poço (t_{op}), do nível 1 ao nível 0, é calculado pela equação (3.28):

$$t_{op} = \frac{V_u}{Q - Q_a} \tag{3.28}$$

Sendo Q a vazão de recalque (m^3/min); V_u o Volume útil (m^3) do poço de sucção, compreendido entre o nível 1 (partida) e o nível 0 (parada); Q_a a vazão afluyente ao poço (m^3/min).

Dessa maneira, o tempo de ciclo (T) é calculado pela equação (3.29):

$$T = t_p + t_{op} = \frac{V_u}{Q_a} + \frac{V_u}{Q - Q_a} \quad (3.29)$$

Em que T é o tempo de ciclo (min); Q a vazão de recalque (m^3/min); V_u o Volume útil (m^3) do poço de sucção; Q_a a vazão afluyente ao poço (m^3/min); t_p o tempo de enchimento do Volume útil de poço de sucção (min); t_{op} é o tempo de esvaziamento do Volume útil do poço de sucção (min).

O tempo de ciclo mínimo é obtido derivando-se a equação (3.29) em relação à vazão Q_a , obtendo-se a equação crítica (3.30):

$$Q_a = \frac{Q}{2} \quad (3.30)$$

Em que Q é a vazão de recalque (m^3/min); Q_a a vazão afluyente ao poço (m^3/min).

Substituindo a equação (3.30) na equação (3.29), tem-se o volume mínimo para o poço de sucção, dado pela equação (3.31):

$$V_u = \frac{Q \cdot T}{4} \quad (3.31)$$

Em que T é o tempo de ciclo (min); Q a vazão de recalque (m^3/min); V_u o Volume útil (m^3) do poço de sucção.

No caso de elevatórias com apenas duas bombas, é comum que elas operem alternadamente.

3.7.3.1.2 Volume efetivo (V_e)

O *Volume efetivo* é o volume compreendido entre o fundo do poço e o nível médio de operação das bombas, podendo ser calculado pela equação (3.32):

$$V_e = \bar{Q} \cdot T_d \quad (3.32)$$

Sendo V_e o Volume efetivo do poço de sucção (m^3); \bar{Q} a vazão média de projeto afluyente à elevatória no início de operação (m^3/min); T_d o tempo de detenção hidráulica do poço de sucção (min).

Vê-se que o tempo de detenção do esgoto no poço é o critério básico para a determinação do Volume efetivo. A NBR 12208/1992 recomenda que este tempo seja inferior a 30 minutos, o que muitas vezes torna difícil sua conciliação com o volume do poço de sucção.

3.7.3.2. Dimensionamento do poço de sucção para bombas de rotação variável

A finalidade do uso de bombas de rotação variável é manter a vazão de recalque igual à vazão afluente à elevatória, o que pode resultar em volume mínimo para o Volume útil, além de significativa economia de energia elétrica.

Nesse caso, há necessidade de atentar-se para as seguintes condições:

- submergência mínima para evitar a entrada de ar na bomba;
- motores com variador de frequência;
- medição da vazão afluente ao poço de sucção.

A maioria dos sistemas de controle de bombas de rotação variável necessita uma faixa operacional de 1 m.

Tsutyia & Alem Sobrinho (1999) recomendam que a vazão mínima da bomba não tenha valores inferiores a 25-30% da vazão correspondente no ponto de melhor rendimento na rotação máxima. Os autores recomendam, ainda, que os fabricantes devem ser consultados quanto à vazão mínima da bomba selecionada.

Metcalf & Eddy (1981) recomendaram para o cálculo do volume do poço de sucção, tanto para bombas de rotação constante quanto para bombas de rotação variável, a equação (3.33):

$$V = \frac{Q \cdot T}{4} \quad (3.33)$$

Sendo V o volume mínimo do poço de sucção (m^3); Q a vazão mínima da bomba (m^3/min); T o tempo mínimo de um ciclo para a variação na rotação de uma bomba operando entre os limites da faixa de controle (min).

3.7.3 Dimensões e formas do poço de sucção

Após a escolha do conjunto motor-bomba e estabelecido o sistema de operação das bombas, determina-se as dimensões do poço de sucção.

- Comprimento

É aquele necessário à instalação adequada dos conjuntos motor-bomba selecionados, adotando as folgas necessárias para a montagem, instalações complementares etc.

- Largura

Pode ser decorrente da definição da altura, comprimento e Volume útil necessário. Outros critérios podem influenciar diferentemente, tais como:

- espaço físico necessário à instalação de bombas submersas, mantendo-se entre as bombas e a parede uma distância recomendada pelo fabricante;
- condições hidráulicas adequadas na sucção, no caso de bombas instaladas em poço seco adjacente;
- disposição física do poço de sucção em relação às outras unidades da estação.

- Altura

A altura depende da ponderação dos seguintes aspectos:

- cota da soleira do coletor afluyente;
- nível máximo de operação normal das bombas de 0,10 m a 0,15 m abaixo do nível de alarme;
- faixa de operação superior a 0,60 m, dependendo do Volume útil calculado, da natureza da elevatória, das características das bombas selecionadas etc.;
- limite inferior correspondente ao nível mínimo de operação normal das bombas;
- nível máximo de esgoto do poço de sucção correspondente ao nível da soleira do extravasor menos as perdas de carga entre a estrutura de controle e o poço para a vazão máxima de projeto;
- altura requerida para a instalação das bombas e peças especiais.

A Figura 3.26 ilustra as diversas dimensões que compõem a altura do poço de sucção.

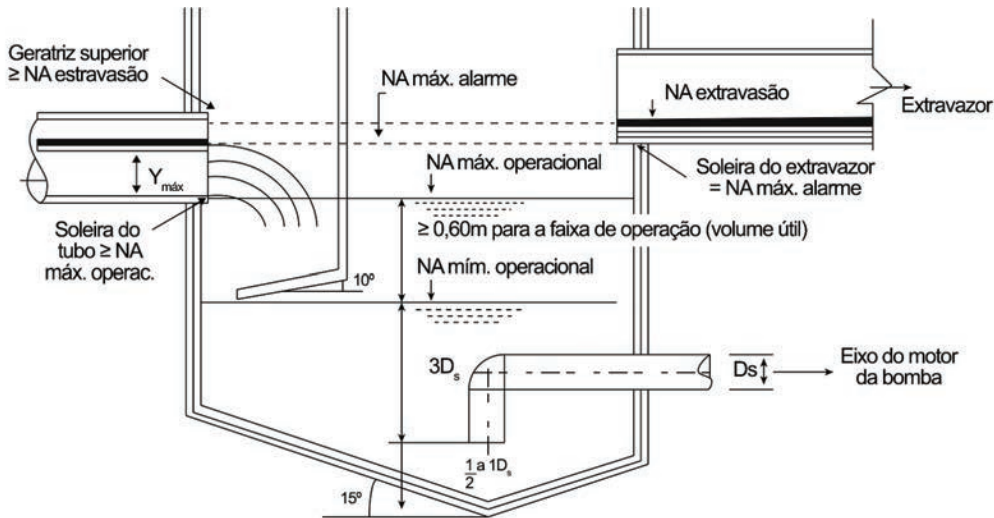


Figura 3.26 Alturas características que compõem a altura total do poço de sucção.

Por fim, a forma e as dimensões do poço de sucção não devem prejudicar o desempenho das bombas e as condições de operação, nem permitir a formação de vórtices.

3.7.4 Tubulações características da EEE

As tubulações das instalações de bombeamento são classificadas e denominadas como *tubulação de sucção*, *barrilete* e *tubulação de recalque*, conforme já apresentado na seção 2.4.1.

Segundo a NBR 12208/1992, a disposição das tubulações deve prever espaço adequado para os serviços de operação, manutenção e reparação. Além disso, deve ser prevista a colocação de juntas de montagem para possibilitar a montagem e desmontagem sem transmissão de esforços a peças e equipamentos instalados.

3.7.4.1 Tubulação de sucção

A tubulação de sucção deve ser a mais curta possível e sempre ascendente, até atingir a bomba.

O diâmetro mínimo deve ser, de preferência, o diâmetro comercial imediatamente superior ao diâmetro da tubulação de recalque, sendo que a velocidade na tubulação esteja compreendida entre 0,60 m/s e 1,5 m/s (NBR 12208/1992).

A adequada submersão é necessária para prevenir a entrada de ar na bomba pelo vórtice formado, quando o sistema opera no nível mínimo.

A Figura 3.27 apresenta alguns esquemas para submergência a serem observadas nas Estações Elevatórias de Esgoto.

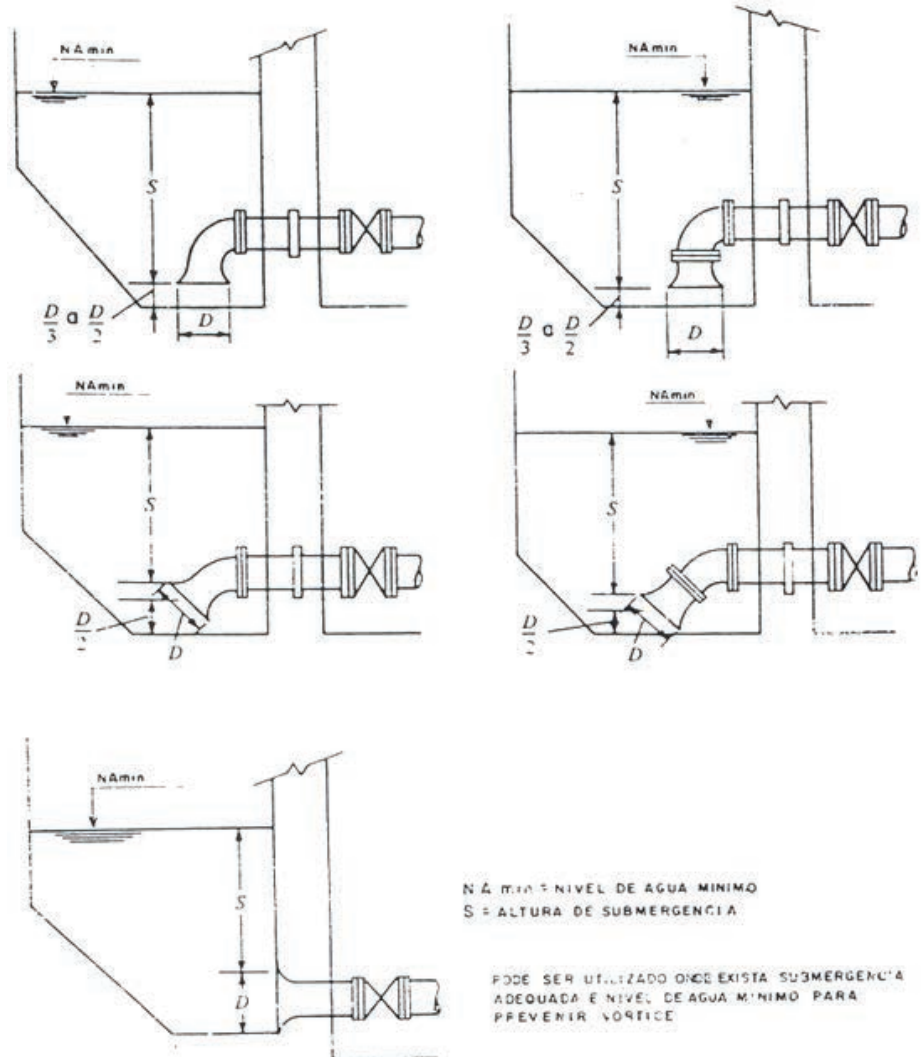


Figura 3.27 Submergências a serem observadas nas EEEs.

Fonte: Tsutiya & Alem Sobrinho (1999).

Azevedo Netto (1988) propôs que a submergência mínima atenda a equação (3.34):

$$s \geq 2,5 \cdot D + 0,10 \tag{3.34}$$

Em que s é a submergência mínima (m); D é o diâmetro da tubulação de sucção (m).

No caso de se empregar velocidade na sucção de 1,5 m/s, recomenda-se que a submergência mínima seja de 1,0 m.

3.7.4.2 Tubulação do barrilete

A velocidade na tubulação do barrilete, geralmente, é maior que na tubulação de sucção, estando normalmente compreendida entre 0,6 e 2,6 m/s.

A NBR 12208/92 não estabelece velocidades para tal tubulação.

3.7.4.3 Tubulação de recalque

A velocidade nas tubulações de recalque devem ser tais que não permitam a deposição de materiais sólidos na linha de recalque e não causem problemas de erosão. A NBR 12208/92 estabelece que a velocidade na tubulação de recalque seja compreendida entre 0,6 e 3,0 m/s.

Tsutiya & Alem Sobrinho (1999) relataram trabalhos que consideram a velocidade entre 1,0 e 1,5 m/s adequada para o recalque de esgoto.

Por outro lado, a determinação do diâmetro de recalque é normalmente obtida a partir de aspectos econômico-financeiros, sendo escolhido, portanto, o diâmetro que conduz ao mínimo custo de implantação, operação e manutenção, conforme apresentado na seção 2.3.5.1.

A Tabela 3.6 apresenta alguns materiais empregados nas tubulações de recalque das elevatórias de esgoto.

Tabela 3.6 Materiais normalmente constituintes das tubulações de recalque.

Material da tubulação	Diâmetros usuais (mm)	Tipo de junta	Observações
Ferro fundido dúctil	100 – 1200	Junta elástica	Revestido internamente com cimento de alto forno e externamente com esmalte betuminoso
PVC	100 – 300	Junta elástica	Resistente a produtos químicos
Poliéster reforçado com fibra de vidro	100 – 2500	Junta elástica	Altamente resistente a temperaturas elevadas e produtos químicos em função da resina utilizada
Aço	> 600	Soldada	Revestido com material betuminoso ou argamassa de cimento e protegido externamente contra corrosão. Pode ser substituído por ferro fundido dúctil até 1200 mm.

3.7.5 Remoção de sólidos grosseiros

A remoção de sólidos grosseiros do esgoto afluente às elevatórias tem por objetivo proteger os conjuntos elevatórios, sendo normalmente empregado o gradeamento.

Normalmente, em estações de pequeno porte, é comum empregar um cesto retentor de material para a remoção dos sólidos grosseiros. A Figura 3.28 mostra detalhes deste processo na entrada do poço úmido de uma elevatória de esgoto.

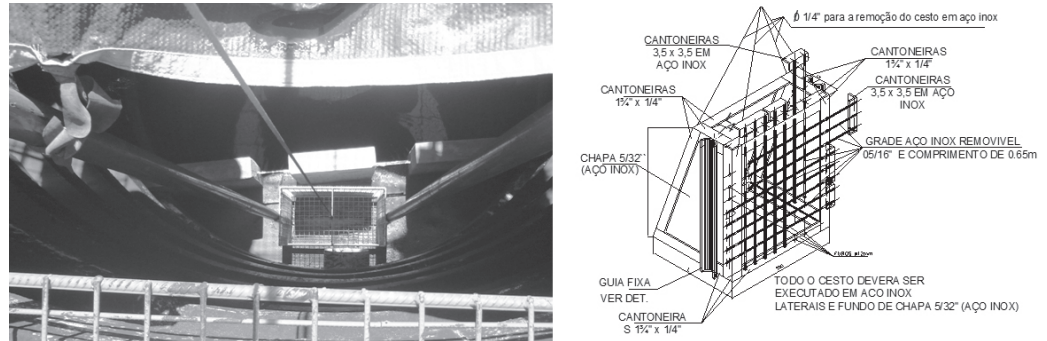


Figura 3.28 Detalhes do cesto para retenção de material grosseiro em EEE de poço úmido.

No entanto, a NBR 12208/92 estabelece que, para vazões superiores a 250 L/s, o gradeamento deve possuir limpeza mecanizada. No entanto, quando se tem coletores muito profundos (mais que 3 m), o emprego de grades com limpeza mecanizada por ser interessante. A Figura 3.29 ilustra uma grade de barras com limpeza mecanizada.

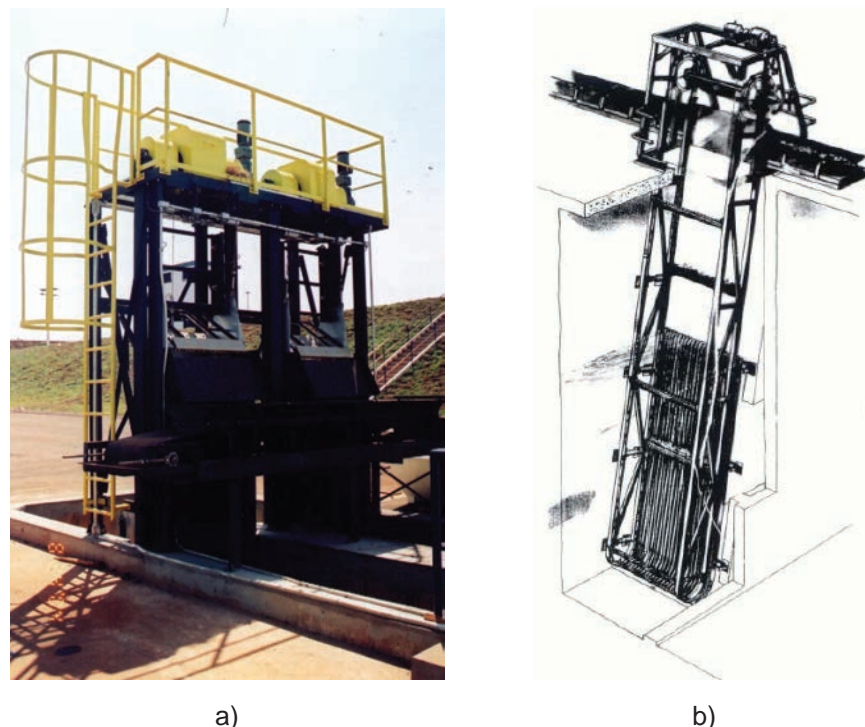


Figura 3.29 Grade de barras com limpeza mecanizada: a) Vista geral; b) Desenho esquemático.

3.7.5.1 Espaçamento das barras da grade

O espaçamento útil das barras da grade deve ser igual ou inferior às dimensões de passagem de sólido pela bomba. Escolhê-lo adequadamente é de fundamental importância para os aspectos operacionais da elevatória.

Tsutiya & Alem Sobrinho (1999) recomendam que o espaçamento útil das barras fique entre 50 e 100 mm. No entanto, dependendo das características do esgoto bruto, pode ser recomendável espaçamentos entre 20 a 70 mm.

A Tabela 3.7 apresenta os tipos de grade, espaçamento entre barras e seções transversais normalmente empregadas no gradeamento de esgoto.

Tabela 3.7 Tipos de grade, espaçamento entre barras e seções transversais.

Tipo de grade	Espaçamento útil entre grades (mm)	Seção transversal da barra	
		Em polegadas	Em centímetros
Grade grossa	40 a 100	$\frac{3}{8} \times 2$	0,85 x 5,00
		$\frac{3}{8} \times 2 \frac{1}{2}$	0,95 x 6,35
		$\frac{1}{2} \times 1 \frac{1}{2}$	1,27 x 3,81
		$\frac{1}{2} \times 2$	1,27 x 5,00
Grade média	20 a 40	$\frac{5}{26} \times 2$	0,79 x 5,00
		$\frac{3}{8} \times 1 \frac{1}{2}$	0,95 x 3,81
		$\frac{3}{8} \times 2$	0,95 x 5,00
Grade fina	10 a 20	$\frac{1}{4} \times 1 \frac{1}{2}$	0,64 x 3,81
		$\frac{5}{16} \times 1 \frac{1}{2}$	0,79 x 3,81
		$\frac{3}{8} \times 1 \frac{1}{2}$	0,95 x 3,81

Fonte: adaptada de Jordão & Pessoa (1995).

3.7.5.2 Velocidade através das grades

Segundo a NBR 12208/1992, a velocidade máxima (calculada para a vazão máxima afluente) deve ser inferior a 1,2 m/s.

A área útil (A_u), representada pela área livre entre as barras, é limitada pelo nível de água e correspondente velocidade de passagem (v_2), sendo expressa pela equação (3.35):

$$A_u = \frac{Q}{v_2} \quad (3.35)$$

Sendo Q a vazão afluyente (m^3/s); A_u a área útil (m^2); v_2 a velocidade do escoamento entre as grades (m/s).

Por outro lado, pode-se determinar a área útil (A_u) como sendo função da altura da água no canal, do número de barras e do espaçamento entre elas, conforme equação (3.36):

$$A_u = h \cdot (n_b + 1) \cdot e \quad (3.36)$$

Em que h é a altura da água imediatamente a jusante da grade (m); n_b o número de barras; e e o espaçamento entre barras (m).

3.7.5.3 Perda de carga a ser considerada na grade

A perda de carga nas grades pode ser estimada pela equação (3.37):

$$hf = 1,42 \cdot \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad (3.37)$$

Sendo hf a perda de carga na grade (m); v_2 a velocidade entre a grade (m/s); v_1 a velocidade imediatamente a montante da grade (m/s).

Para grades com limpeza manual, a NBR 12208/1992 recomenda-se considerar, para o cálculo de v_2 , a situação de 50% da grade obstruída.

Caso a perda de carga calculada para a grade seja inferior a 10 cm, a NBR 12208/1992 recomenda que se considere 0,15 m para grade com limpeza manual e 0,10 m para grade com limpeza mecanizada.

3.7.5.4 Inclinação da grade em relação à horizontal

Segundo a NBR 12208/1992, a inclinação da grade de barras, em relação à horizontal, deve atender o seguinte intervalo:

- limpeza manual: de 45° a 60°
- limpeza mecânica: de 60° a 90°

3.7.5.5 Quantidade de material retido

A quantidade e as características do material retido nas grades dependem das condições locais, hábitos da população, época do ano e do espaçamento entre barras.

A Tabela 3.8 apresenta quantidades de material retido em função do espaçamento entre barras adotado.

Tabela 3.8 Quantidade de material retido na grade de EEE em função do espaçamento da grade.

Espaçamento (mm)	Quantidade de material retido (kg/m ³)
20	0,008 a 0,012
50	0,002 a 0,004
100	0,001 a 0,003

Fonte: adaptada de Tsutiya & Alem Sobrinho (1999).

3.7.6 Remoção de Areia

A remoção de areia, ou *desarenação*, tem por objetivo eliminar ou abrandar os efeitos danosos ao funcionamento das partes componentes das elevatórias. Entre outras finalidades, pode-se citar:

- evitar abrasão nos equipamentos e tubulações;
- reduzir possibilidade de avarias, obstrução ou acúmulo de areia nos poços de sucção;
- facilitar o transporte das fases líquidas ao longo da linha de recalque.

3.7.6.1 Tipos de desarenadores

Os desarenadores podem ser classificados em função das seguintes características:

- de acordo com a *forma*: prismática (seção retangular ou quadrada), cilíndrica (seção circular);
- de acordo com a *remoção*: manual, mecanizada (raspador, bombas centrífugas, parafuso, *air-lift* etc);
- de acordo com o *fundo*: plano (prismática com poço), inclinado (prismática aerada), e cônico (vórtex).
- de acordo com a *separação sólida – líquida*: por gravidade (natural e aerada), por centrifugação (vórtex e centrífuga).

A Figura 3.30 ilustra alguns tipos de desarenador empregados no pré-tratamento de esgotos e que podem ou não anteceder as EEEs.

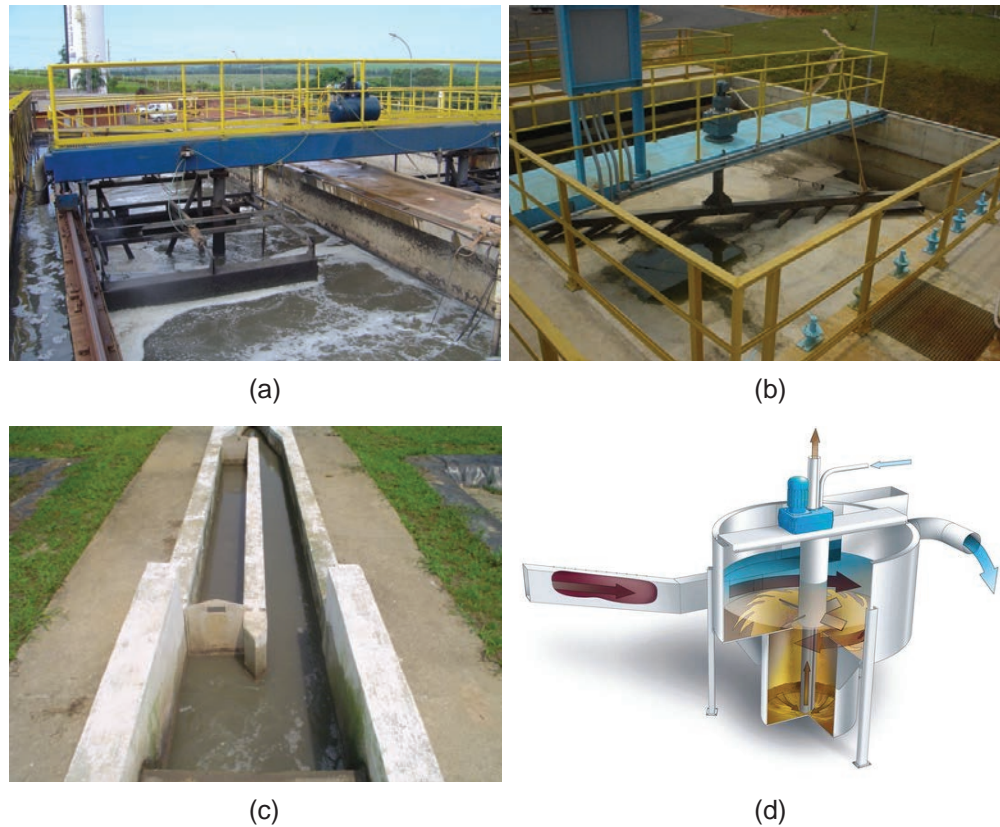


Figura 3.30 Alguns tipos de desarenadores empregados no pré-tratamento de esgotos: (a) remoção mecanizada tipo air lift; (b) remoção mecanizada tipo raspador; (c) caixa de areia – limpeza manual; (d) Vórtex. Fonte: <www.huber.de>.

3.7.6.2 Caixas de areia prismática retangular por gravidade e limpeza manual

São constituídas de câmaras prismáticas de seção retangular, no fundo das quais existem outras câmaras de dimensões menores para acumular o material sedimentado.

O funcionamento da caixa de areia prismática de seção retangular por gravidade está condicionado ao comportamento do fluxo de esgoto ao longo da câmara de sedimentação. Segundo Jordão & Pessoa (1995) a velocidade ideal do fluxo de esgotos (v_3) é da ordem de 0,30 m/s.

A largura da caixa de areia pode ser calculada pela equação (3.38):

$$b = \frac{Q}{v_3 \cdot h} \tag{3.38}$$

Em que b é a largura da caixa de areia (m); Q é a vazão máxima afluyente à EEE (m^3/s); v_3 é a velocidade de fluxo (m/s); h é a altura da água na caixa (m).

Já considerando um fator de segurança, o comprimento da caixa de areia é obtido pela equação (3.39):

$$L = 22,5 \cdot h \quad (3.39)$$

Em que L é o comprimento da caixa de areia (m); h é a altura máxima da água na caixa (m).

Segundo Jordão & Pessoa (1995) a taxa de escoamento superficial, que é a relação entre a vazão dos esgotos afluente (Q) e a área em planta da caixa (A), varia entre 600 e 1300 m³/m².dia.

Tanto no projeto quanto na operação de uma caixa de areia, uma das principais dificuldades está em conseguir manter a velocidade desejada para o escoamento, uma vez que a vazão afluente varia constantemente. Para contornar essa dificuldade, usa-se uma seção de controle no final da caixa de areia, de modo que a altura da lâmina-d'água varie de acordo com a vazão, mantendo aproximadamente constante a velocidade do fluxo na câmara de sedimentação.

Uma das seções de controle mais empregadas, não somente para a medição de vazão, como também para controlar a velocidade de escoamento nas caixas de areia, é a calha tipo *Parshall*.

A Figura 3.31 mostra uma caixa de areia com limpeza manual, tendo a velocidade do escoamento sendo controlada por uma calha Parshall.



Figura 3.31 Detalhe de uma caixa de areia com limpeza manual, tendo uma calha Parshall como controlador da velocidade do escoamento.

3.7.6.3 Seção de controle por calha Parshall

As calhas *Parshall* são medidores de vazão que através de estrangulamento e ressaltos estabelecem, para uma determinada seção vertical, uma relação

entre vazão e lâmina-d'água naquela seção. Dessa maneira, podem também estabelecer um controle de velocidade praticamente constante.

A Figura 3.32 e a Tabela 3.9 apresentam as dimensões características das calhas Parshall.

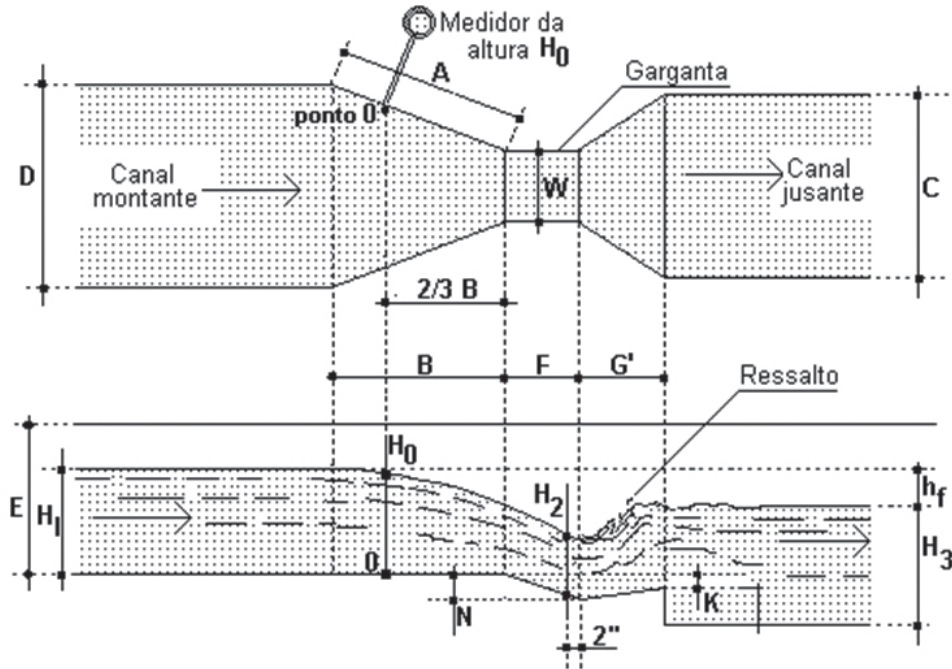


Figura 3.32 Dimensões características da calha Parshall.

Tabela 3.9 Dimensões características e capacidade das calhas Parshall.

W		A	B	C	D	E	F	G	K	N	Capacidade (l/s)		α	β
pol.	cm										Q_{\min}	Q_{\max}		
3	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	61,0	15,2	30,3	2,5	5,7	0,85	53,8	0,176	1,547
6	15,2	62,1	61,0	39,4	32,1	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4	1,42	110,4	0,381	1,580
9	22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	76,3	30,5	45,7	7,6	11,4	2,55	251,9	0,535	1,530
12	30,5	137,2	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	3,11	455,6	0,690	1,522
18	45,7	144,9	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	4,25	696,2	1,054	1,538
24	61,0	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	11,89	936,7	1,426	1,550

Nota: os parâmetros A, B, C, D, E, F, G, K, N possuem dimensão em cm.
Fonte: Jordão & Pessoa (1995).

Em função da dimensão da garganta (W) da calha Parshall, pode-se calcular a altura da água (h) pela aplicação da equação (3.40):

$$Q = \alpha \cdot h^\beta \quad (3.40)$$

Em que Q é a vazão (m³/s); h é a altura da água (m); α e β são parâmetros obtidos da Tabela 3.9 em função da dimensão da largura (W) da garganta.

A fim de se obter a velocidade de escoamento praticamente constante, deve-se calcular o rebaixo X existente entre a caixa de areia e o fundo da calha Parshall pela equação (3.41):

$$v_3 \approx \text{cte} \rightarrow \frac{Q_{\min}}{h_{\min} - X} = \frac{Q_{\max}}{h_{\max} - X} \quad (3.41)$$

Em que Q_{\min} é a vazão mínima de início de plano (m^3/s); h_{\min} é a altura mínima da água (m); Q_{\max} é a vazão máxima de final de plano (m^3/s); h_{\max} é a altura máxima da água (m); X é o rebaixo entre a caixa de areia e a calha Parshall (m).

3.8 Estação de Tratamento de Esgoto (ETE)

A evolução tecnológica de tratamento de esgotos em unidades controladas iniciou-se com a constatação de que lagoas poderiam ser utilizadas para esse fim (KELLNER & PIRES, 1998) e com as proposições, em 1893 e 1914, de sistemas que hoje são conhecidos como tanque séptico e lodos ativados, respectivamente (CAMPOS, 1994).

Praticamente até meados da década de 1970, acreditava-se que os esgotos somente poderiam ser tratados com elevada eficiência quando processados na presença de oxigênio molecular (processo aeróbio), e que, na ausência de oxigênio (processo anaeróbio), somente um material com alta concentração de sólidos orgânicos seria possível de ser tratado. Dessa maneira, o processo anaeróbio somente era utilizado para o tratamento de lodos concentrados e em digestores rurais.

A evolução do conhecimento permitiu a generalização da ideia de que ambos os processos, quer aeróbio, quer anaeróbio, podem ser aplicados ao tratamento de esgoto sanitário, cada qual com suas vantagens e desvantagens.

Atualmente há inúmeras alternativas para o tratamento de esgotos sanitários que variam das mais simples, como lagoas de estabilização ou mesmo aplicação direta no solo, até as mais sofisticadas e totalmente automatizadas.

No entanto, o projetista deve considerar que, para a comunidade, em função das suas características socioeconômico-ambientais, há aquela solução que corresponde a uma eficiência e custos compatíveis com aquela localidade, a fim de se buscar uma alternativa sustentável (KELLNER, CALIJURI & PIRES, 2009).

Nesta seção foram abordados aspectos básicos e introdutórios no que se refere ao tratamento de esgotos sanitários. Os interessados podem aprofundar seus conhecimentos consultando as obras de Metcalf & Eddy (2003), Jordão & Pessoa (2011), von Sperling (2005), van Handel & Lettinga (1994), Kellner & Pires (1998), entre outros.

3.8.1 Padrões de emissão e qualidade

Uma das primeiras avaliações que o projetista deve fazer após conhecer as características do esgoto a ser tratado é a busca pelo local para implantação da futura ETE, geralmente próximo do corpo hídrico que receberá o efluente tratado.

Nessa busca, o projetista deve considerar a capacidade suporte do meio, para que os *padrões de qualidade* da água que receberá o efluente tratado sejam atingidos e melhorados.

Com base nesses padrões de qualidade a serem atingidos, o projetista passa a selecionar as possíveis alternativas técnicas que atendam aos requisitos mínimos estabelecidos pelos *padrões de lançamento* para o efluente tratado.

Atualmente no Brasil há duas resoluções do Conselho Nacional do Meio Ambiente (Conama), que abordam as classificações dos corpos-d'água, os padrões de qualidade e os padrões de lançamento de efluentes: a Resolução Conama 357/2005 e a Resolução Conama 430/2011.

- *Resolução Conama nº 357, de 17 de março de 2005*, que dispõe sobre a classificação dos corpos-d'água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, dando também outras providências. Teve o inciso XXXVIII do artigo 2º, os artigos 24 a 37, que tratavam especificamente das condições e padrões de lançamento de efluentes, e os artigos 39, 43, 44 e 46, revogados pela Resolução Conama 430/2011.
- *Resolução Conama nº 430, de 13 de maio de 2011*, que dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente (Conama).

3.8.1.1 Condições e padrões para efluentes de sistemas de tratamento de esgotos sanitários

Os padrões de lançamento para os efluentes de sistemas de tratamento de esgotos sanitários, bem como as condições necessárias para tal, estão estabelecidas na Seção III da Resolução Conama nº 430/2011.

De maneira geral, para o lançamento direto de efluentes de sistemas de tratamento de esgotos sanitários, as condições devem atender:

- pH entre 5 e 9;
- temperatura inferior a 40° C, sendo que a variação de temperatura do corpo receptor não deverá exceder a 3° C na zona de mistura;

- materiais sedimentáveis: até 1 ml/l em teste de 1 hora em cone Imhoff;
- DBO_{5,20}: máximo de 120 mg/l, sendo que este limite somente poderá ser ultrapassado no caso de efluente de sistema de tratamento com eficiência de remoção mínima de 60% de DBO, ou mediante de estudo de autodepuração do corpo hídrico que comprove atendimento às metas de enquadramento do corpo receptor. Para a determinação da eficiência de remoção de carga poluidora em termos de DBO_{5,20} para sistemas de tratamento com lagoas de estabilização, a amostra do efluente deverá ser filtrada.
- óleos e graxas: até 100 mg/l;
- ausência de materiais flutuantes

O órgão ambiental competente poderá, a seu critério e em função das características locais, aplicar os padrões de lançamento estabelecidos na Tabela I da Resolução e aqui reproduzidos na Tabela 3.10:

Tabela 3.10 Padrões de lançamento de efluentes (parâmetros inorgânicos e orgânicos).

Parâmetros inorgânicos	Valores máximos
Arsênio total	0,5 mg/l As
Bário total	5,0 mg/l Ba
Boro total	5,0 mg/l B
Cádmio total	0,2 mg/l Cd
Chumbo total	0,5 mg/l Pb
Cianeto total	1,0 mg/l CN
Cianeto livre (destilável por ácidos fracos)	0,2 mg/l CN
Cobre dissolvido	1,0 mg/l Cu
Cromo hexavalente	0,1 mg/l Cr ⁺⁶
Cromo trivalente	1,0 mg/l Cr ⁺³
Estanho total	4,0 mg/l Sn
Ferro dissolvido	15,0 mg/l Fe
Fluoreto total	10,0 mg/l F
Manganês dissolvido	1,0 mg/l Mn
Mercúrio total	0,01 mg/l Hg
Níquel total	2,0 mg/l Ni
Nitrogênio Amoniacal total ^(*)	20,0 mg/l N
Prata total	0,1 mg/l Ag
Selênio total	0,30 mg/l Se
Sulfeto	1,0 mg/l S
Zinco total	5,0 mg/l Zn
Parâmetros orgânicos	Valores máximos
Benzeno	1,2 mg/l
Clorofórmio	1,0 mg/l
Dicloroeteno (somatório de 1,1 + 1,2 cis + 1,2 trans)	1,0 mg/l
Estireno	0,07 mg/l
Etilbenzeno	0,84 mg/l

Continuação... Tabela 3.10

Parâmetros orgânicos	Valores máximos
Fenóis totais (substâncias que reagem com 4-aminoantipirina)	0,5 mg/l C ₆ H ₅ OH
Tetracloroeto de carbono	1,0 mg/l
Tricloroetano	1,0 mg/l
Tolueno	1,2 mg/l
Xileno	1,6 mg/l

Nota: (*) não é exigível para efluentes de sistemas de tratamento de esgotos sanitários.
Fonte: Resolução Conama nº 430/2011.

Além dos parâmetros inorgânicos e orgânicos estabelecidos pela Resolução Conama nº 430/2011 e reproduzidos na Tabela 3.10, os efluentes de sistemas de tratamento de esgoto sanitário podem ser objeto de teste de ecotoxicidade no caso de interferência de efluentes com características potencialmente tóxicas ao corpo receptor.

No Estado de São Paulo, o Decreto Estadual nº 8.468 de 8 de setembro de 1976, atualizado com redação dada pelo Decreto nº 54.487, de 26 de junho de 2009, estabelece, entre outros, os padrões de lançamento de efluentes nas águas interiores e costeira do Estado, sendo algumas vezes mais restritivos que a Resolução Conama nº 430/2011. Por exemplo, o Decreto paulista estabelece como limite máximo para a DBO o valor de 60,0 mg O₂/l ou pelo menos 80% de remoção da carga poluidora em termos deste parâmetro, mas que também dá alguma flexibilidade ao projetista em sua busca de alternativas para o tratamento.

3.8.1.2 Condições e padrões de qualidade das águas receptoras

Os efluentes provenientes dos sistemas de tratamento de esgotos não poderão alterar a qualidade da água dos corpos hídricos receptores.

Atualmente a Resolução Conama nº 357/2005 estabelece em seu Capítulo III as condições e padrões de qualidade das águas.

A Tabela 3.11 apresenta, de forma condensada, os principais parâmetros de qualidade das águas doces e de interesse sanitário, estabelecidos pela Resolução Conama nº 357/2005.

Tabela 3.11 Parâmetros de qualidade das águas superficiais segundo a Resolução Conama nº 357/2005.

Parâmetro	Unidade	Águas doces - classes			
		1	2	3	4
Cor verdadeira	mg Pt/l		75	75	-
Turbidez	UNT	40	100	100	-
Sólidos dissolvidos totais	mg/l	500	500	500	-
pH	-	6,0 a 9,0	6,0 a 9,0	6,0 a 9,0	6,0 a 9,0
Coliformes termotolerantes	Org/100 ml	200 Resol. 274	1.000 Resol. 274	(a)	-
Clorofila a	µg/L	10	30	60	-
Densidade de cianobactérias	Células/ml mm ³ /l	20.000 ou 2	50.000 ou 5	50.000 ou 5 (b)	-
DBO ₅	mg/l	3	5	10	-
Oxigênio dissolvido	mg/l	≥6	≥5	≥4	≥2
N amoniacal total (pH ≤ 7,5)	mg N/l	3,7	3,7	13,3	-
N amoniacal total (7,5 < pH ≤ 8,0)	mg N/l	2,0	2,0	5,6	-
N amoniacal total (8,0 < pH ≤ 8,5)	mg N/l	1,0	1,0	2,2	-
N amoniacal total (pH > 8,5)	mg N/l	0,5	0,5	1,0	-
Nitrato	mg N/l	10,0	10,0	10,0	-
Nitrito	mg N/l	1,0	1,0	1,0	-
P total (ambiente lêntico)	mg P/l	0,020	0,030	0,050	-
P total (ambiente Interm e tributário direto lêntico)	mg P/l	0,025	0,050	0,075	-
P total (ambiente lótico e tributário e ambiente Interm)	mg P/l	0,10	0,10	0,15	-

Notas:

a) Coliformes termotolerantes: para o uso de recreação de contato secundário, não deverá ser excedido o limite de 2500 coliformes termotolerantes por 100 mililitros em 80% ou mais de, pelo menos, 6 amostras, coletadas durante o período de um ano com frequência bimestral. Para dessedentação de animais criados confinados, não deverá ser excedido o limite de 1000 coliformes termotolerantes por 100 mililitros em 80% ou mais de, pelo menos, 6 amostras, coletadas durante o período de um ano com frequência bimestral. Para os demais usos, não deverá ser excedido o limite de 4000 coliformes termotolerantes por 100 mililitros em 80% ou mais de, pelo menos, 6 amostras, coletadas durante o período de um ano com periodicidade bimestral. A *E. coli* poderá ser determinada em substituição ao parâmetro coliformes termotolerantes de acordo com limites estabelecidos pelo órgão ambiental competente;

b) Se o uso for dessedentação animal.

Fonte: adaptada da Resolução Conama 357/2005.

3.8.2 Eficiência e níveis de tratamento

A eficiência de um sistema de tratamento é definida considerando-se as características do esgoto bruto e as características do efluente – estas últimas em

atendimento aos padrões de lançamento e aos padrões de qualidade da água do corpo receptor. A equação (3.42) permite estimar a eficiência de uma ETE.

$$E = \left(\frac{C_a - C_e}{C_e} \right) \cdot 100 \quad (3.42)$$

Sendo E a eficiência de remoção de um determinado poluente (%); C_a a concentração do poluente analisado presente no afluente (mg/L); C_e a concentração do poluente analisado presente no efluente (mg/L).

O tratamento de esgoto pode abranger diferentes níveis de tratamento, denominados por tratamento preliminar, primário, tratamento secundário ou tratamento terciário. A Tabela 3.12 apresenta as principais características de remoção dos níveis de tratamento.

Tabela 3.12 Níveis de tratamento e suas características de remoção.

Nível	Remoção
Preliminar	<ul style="list-style-type: none"> Sólidos grosseiros em suspensão (material de maiores dimensões e areia).
Primário	<ul style="list-style-type: none"> Sólidos sedimentáveis em suspensão; DBO em suspensão (matéria orgânica componente dos sólidos em suspensão sedimentáveis).
Secundário	<ul style="list-style-type: none"> DBO em suspensão (matéria orgânica em suspensão fina, não removida no tratamento primário); DBO solúvel (matéria orgânica na forma de sólidos dissolvidos).
Terciário	<ul style="list-style-type: none"> Nutrientes; Patogênicos; Compostos não biodegradáveis; Metais pesados; Sólidos inorgânicos dissolvidos; Sólidos em suspensão remanescentes.

3.8.3 Parâmetros fundamentais para o dimensionamento da ETE

Alguns parâmetros são comuns entre as alternativas para tratamento de esgotos, além de serem comumente utilizados em alguma etapa do dimensionamento dessas unidades. Esses parâmetros servem, ainda, como forma de comparação entre as alternativas, podendo auxiliar o processo de escolha.

- Tempo de detenção hidráulico (θ): é o tempo médio no qual o esgoto permanece em uma unidade de tratamento, sendo calculado pela equação (3.43):

$$\theta = \frac{V_R}{Q} \quad (3.43)$$

Em que V_R é o volume da unidade de tratamento (m^3); \bar{Q} é a vazão média diária que chega à unidade de tratamento (m^3/h); θ é o tempo médio de detenção hidráulica (h).

- Tempo de detenção celular ou idade do lodo (θ_c): é o tempo médio que os organismos que promovem o tratamento permanecem em uma unidade de tratamento.
- Taxa de carregamento orgânico (λ): é a quantidade que é aplicada por dia de DQO, DBO ou de outro parâmetro, em relação ao volume ou área da unidade de tratamento.

3.8.4 Algumas alternativas para o tratamento em nível secundário de esgotos sanitários

Conforme mencionado anteriormente, a escolha do sistema de tratamento a ser adotado depende das condições mínimas estabelecidas para a qualidade da água dos mananciais receptores, bem como a função de sua utilização.

Também foi mencionado que, em qualquer projeto de tratamento de águas residuárias, é fundamental o estudo das características do esgoto a ser tratado e da qualidade do efluente que se deseja lançar no corpo receptor. Para os esgotos sanitários, as principais características a serem estudadas são vazão, pH e temperatura, Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), Demanda Química de Oxigênio (DQO), toxicidade e teor de Sólidos em Suspensão (SS) ou Sólidos Suspensos Totais (SST).

Ao definir um processo deve-se considerar sua eficiência na remoção de DBO e coliformes fecais, a disponibilidade de área para sua implantação, os custos para construção e os custos operacionais, especialmente energia elétrica, além da quantidade de lodo gerado.

Esta seção não tem como objetivo discutir sobre a maioria dos sistemas de tratamento de esgotos sanitários, suas características e eficiências, mas sim o de apresentar alguns dos tipos mais comumente empregados.

É de fundamental importância que o leitor, a fim de aprofundar seus conhecimentos, consulte as obras indicadas no início deste capítulo.

A Tabela 3.13 apresenta as concentrações médias efluente e as eficiências típicas de remoção dos principais poluentes de interesse nos esgotos sanitários de alguns tipos de sistemas de tratamento.

Tabela 3.13 Concentrações médias efluentes e eficiências típicas de remoção dos principais poluentes de interesse nos esgotos sanitários.

Sistema	Qualidade média do efluente (Eficiência média de remoção, %)							
	DBO ₅ (mg/l)	DQO (mg/l)	SS (mg/l)	Amônia-N (mg/l)	N Total (mg/l)	P Total (mg/l)	CF (NMP/100 ml)	Ovos helminthos (ovos/l)
							(unid.log)	
Tanque séptico + filtro anaeróbio	40 – 80	100 – 200	30 – 60	> 15	> 20	> 4	10 ⁶ – 10 ⁷	> 1
	(80 – 85)	(70 – 80)	(80 – 90)	(< 45)	(< 60)	(< 35)	(1 – 2)	
Lagoa facultativa	50 – 80	120 – 200	60 – 90	> 15	> 20	> 4	10 ⁶ – 10 ⁷	< 1
	(75 – 85)	(65 – 80)	(70 – 80)	(< 50)	(< 60)	(< 35)	(1 – 2)	
Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	50 – 80	120 – 200	60 – 90	> 15	> 20	> 4	10 ⁶ – 10 ⁷	< 1
	(75 – 85)	(65 – 80)	(70 – 80)	(< 50)	(< 60)	(< 35)	(1-2)	
Lagoa aerada + lagoa de sedimentação	50 – 80	120 – 200	40 – 60	> 20	> 30	> 4	10 ⁶ – 10 ⁷	> 1
	(75 – 85)	(65 – 80)	(80-87)	(< 30)	(< 30)	(< 35)	(1 – 2)	
Lodos ativados com aeração prolongada	10– 35	30 – 100	20 – 40	< 5	> 20	> 4	10 ⁶ – 10 ⁷	> 1
	(90 – 97)	(83 – 93)	(87 – 93)	(> 80)	(< 60)	(< 35)	(1 – 2)	
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	20 – 50	60 – 150	20 – 40	5 – 15	> 20	> 4	10 ⁶ – 10 ⁷	> 1
	(83 – 93)	(75 – 88)	(87 – 93)	(50 – 85)	(< 60)	(< 35)	(1 – 2)	

Fonte: adaptada de von Sperling (2005).

A Tabela 3.14 apresenta as características típicas de alguns sistemas de tratamento de esgoto sanitário.

Tabela 3.14 Características típicas de alguns sistemas de tratamento de esgotos, expressos em valores *per capita*.

Sistema	Demanda de área (m ² /hab)	Potência para aeração		Volume de lodo		Custos	
		Potência instalada (W/hab)	Potência consumida (kWh/hab. ano)	Lodo líquido a ser tratado (l/hab.ano)	Lodo desidratado a ser disposto (l/hab.ano)	Implantação (R\$/hab)	Operação e manutenção (R\$/hab.ano)
Tanque séptico + filtro anaeróbio	0,2 – 0,35	0	0	180 – 1000	25 – 50	80 – 130	6 – 10
Lagoa facultativa	2,0 – 4,0	0	0	35 – 90	15 – 30	40 – 80	2 – 4
Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	1,5 – 3,0	0	0	55 – 160	20 – 60	30 – 75	2 – 4
Lagoa aerada + lagoa de sedimentação	0,2 – 0,4	1,8 – 2,5	16 – 22	55 – 360	10 – 35	50 – 90	5 – 9
Lodos ativados com aeração prolongada	0,12 – 0,25	3,5 – 5,5	20 – 35	1200 – 2000	40 – 105	90 – 120	10 – 20
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	0,05 – 0,15	1,8 – 3,5	14 – 20	180 – 400	15 – 55	65 – 100	7 – 12

Fonte: adaptada de von Sperling (2005).

- Tanque séptico e filtro anaeróbio

O sistema de tanque séptico seguido por filtro anaeróbio tem sua aplicação relacionada ao meio rural e em comunidades de pequeno porte.

O tanque séptico remove a maior parte dos sólidos em suspensão, os quais sedimentam e sofrem o processo de digestão anaeróbia. O filtro anaeróbio efetua remoção complementar de DBO presente na fase líquida do efluente.

A Figura 3.33 apresenta um esquema da fase líquida do tratamento de esgoto baseado no sistema de tanque séptico e filtro anaeróbio.

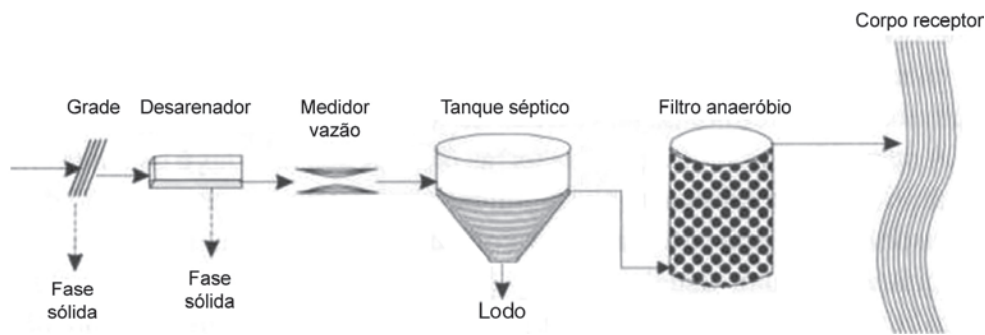


Figura 3.33 Esquema da fase líquida de tratamento de esgoto baseado no sistema de tanque séptico e filtro anaeróbio.

- Lagoas facultativas

A adoção de lagoas facultativas para o tratamento de esgotos sanitários é uma solução simples e de baixo custo, quando se dispõe de área com boa topografia e de custo acessível. Trata-se de uma alternativa de baixa complexidade construtiva e operacional, sem necessidade de pessoal especializado para operá-la.

A Figura 3.34 ilustra a fase líquida do tratamento de esgoto baseado no sistema formado por uma lagoa facultativa primária.

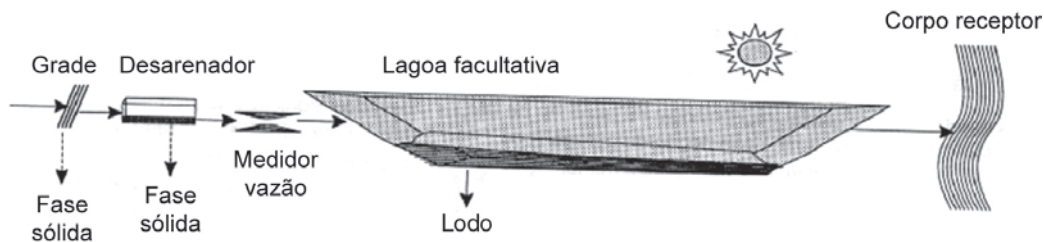


Figura 3.34 Esquema da fase líquida de tratamento de esgoto baseado no sistema de lagoa facultativa primária.

Estas lagoas, quando não precedidas de outra unidade de tratamento, são denominadas *lagoas facultativas primárias* e, neste caso, o único cuidado complementar é a previsão de tratamento preliminar provido de grade e caixa retentora de areia. De maneira geral, adota-se a taxa de carregamento orgânico inferior a 250 kg de DBO/ha.dia no dimensionamento dessa unidade.

Quando bem dimensionada, raramente uma lagoa facultativa produz maus odores. Porém, recomenda-se que não sejam construídas junto a áreas residenciais.

Geralmente essas lagoas possuem forma geométrica entre largura:comprimento de 1:3, tempo de detenção hidráulico da ordem de 30 dias, e profundidade da ordem de 1,80 m, resultando em elevada remoção de patógenos, cuja remoção pode chegar a 99,99% de coliformes fecais.

- Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa (Sistema Australiano)

A configuração formada por lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa, também conhecida como *Sistema Australiano* é, talvez, uma das soluções mais difundidas para o tratamento de esgoto sanitário, e uma das alternativas mais interessantes quando se dispõe de área com topografia adequada e de custo acessível.

A Figura 3.35 ilustra a fase líquida do tratamento de esgoto baseado no sistema formado por lagoa anaeróbia seguida por lagoa facultativa, compondo o clássico Sistema Australiano.

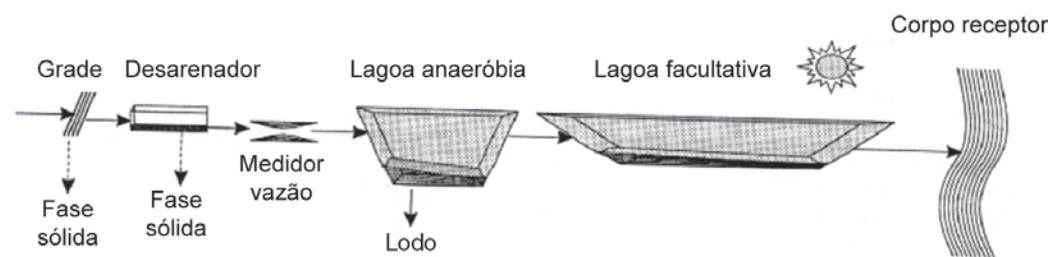


Figura 3.35 Esquema da fase líquida do tratamento de esgoto baseado no Sistema Australiano.

Na primeira lagoa (lagoa anaeróbia) ocorre a retenção e a digestão anaeróbia da matéria orgânica sedimentável, e na segunda (lagoa facultativa) ocorre a degradação aeróbia da matéria orgânica solúvel e daquela contida em partículas suspensas muito pequenas.

A lagoa anaeróbia possui profundidade da ordem de 5,0 m e tempo de detenção hidráulico entre 4 e 5 dias; já a lagoa facultativa possui profundidade da ordem de 1,20 m, tempo de detenção hidráulico da ordem de 20 dias, e taxa de carregamento inferior a 200 kg DBO/ha.dia.

O lodo retido e digerido na lagoa anaeróbia tem de ser removido em intervalos que geralmente variam de 5 a 10 anos.

- Lagoa aerada + lagoa de sedimentação do lodo

Trata-se de um sistema de lagoas em série, sendo que, na primeira lagoa, o oxigênio é fornecido por equipamentos mecânicos (aeradores) ou por ar comprimido através de um difusor submerso, e na segunda lagoa, o lodo gerado é sedimentado. Normalmente, a lagoa aerada possui um tempo de detenção hidráulico da ordem de 4 a 5 dias, e profundidade de 3 a 5 m, enquanto que a lagoa de sedimentação possui tempo de detenção hidráulico de 2 dias, e profundidade também da ordem de 3 a 5 m.

A Figura 3.36 ilustra a fase líquida do tratamento de esgoto baseado no sistema de lagoa aerada seguida por lagoa de sedimentação de lodo.

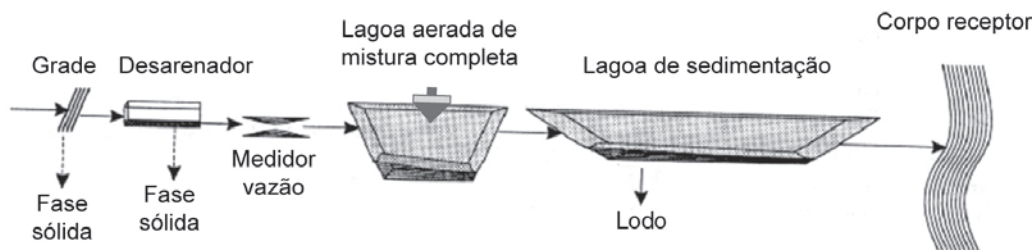


Figura 3.36 Desenho esquemático da fase líquida do tratamento de esgoto baseado no sistema de lagoa aerada + lagoa de sedimentação.

A remoção da DBO é em função do período de aeração, da temperatura e da natureza do esgoto. O processo tem baixa produção de maus odores, sendo a eficiência na remoção de DBO de 70 a 90% e na eliminação de patógenos de 60 a 99%.

- Lodos ativados com aeração prolongada

Trata-se de um sistema mecanizado e aeróbio. A remoção da matéria orgânica é feita pelas bactérias que crescem no tanque de aeração e formam uma biomassa a ser sedimentada no decantador. Parte do lodo removido pelo decantador secundário é retornado por bombeamento ao tanque de aeração, para aumentar a eficiência do sistema.

A Figura 3.37 ilustra a fase líquida do tratamento de esgoto baseado no sistema de lodos ativados com aeração prolongada.

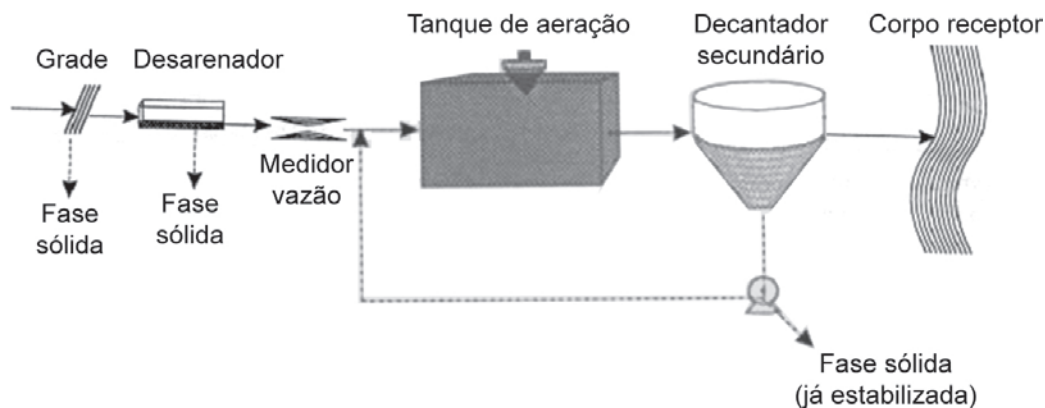


Figura 3.37 Esquema da fase líquida do tratamento de esgoto baseado no sistema de lodos ativados com aeração prolongada.

O oxigênio é fornecido por aeradores mecânicos superficiais ou por difusores submersos, dispostos no fundo do tanque. O tempo de detenção hidráulico do tanque de aeração pode variar entre 16 e 24 horas, e a profundidade do tanque de aeração é da ordem de 4 a 5 m.

A eficiência, em termos da redução da DBO, alcança de 85 a 98%. A de patogênicos, de 60 a 90%. Esse sistema requer pouca área, porém envolve a necessidade de utilização de diversos equipamentos como aeradores, elevatórias de recirculação de lodo, raspadores etc.

A instalação requer área reduzida, e seu valor de implantação é elevado devido ao grau de mecanização, apresentando alto custo operacional graças ao consumo de energia para a movimentação dos equipamentos.

- Reator Anaeróbio de Manta de Lodo (UASB) + Biofiltro Aerado Submerso (BAS)

Os *Reatores Anaeróbios de Manta de Lodo*, normalmente denominados *UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket)*, constituem-se na principal tendência de tratamento anaeróbio dos esgotos sanitários. Nesse reator a biomassa cresce dispersa no meio, formando pequenos grânulos. Como resultado da atividade anaeróbia, gases são formados, principalmente o metano e o gás carbônico. Na parte superior do *UASB* há uma estrutura que possibilita as funções de separação dos gases e sólidos. O tempo de detenção hidráulica varia entre 6 e 10 h.

Uma configuração bastante utilizada como pós-tratamento do *UASB* é o *Biofiltro Aerado Submerso (BAS)*.

A Figura 3.38 mostra a fase líquida do tratamento de esgoto baseado no sistema *UASB + BAS*.

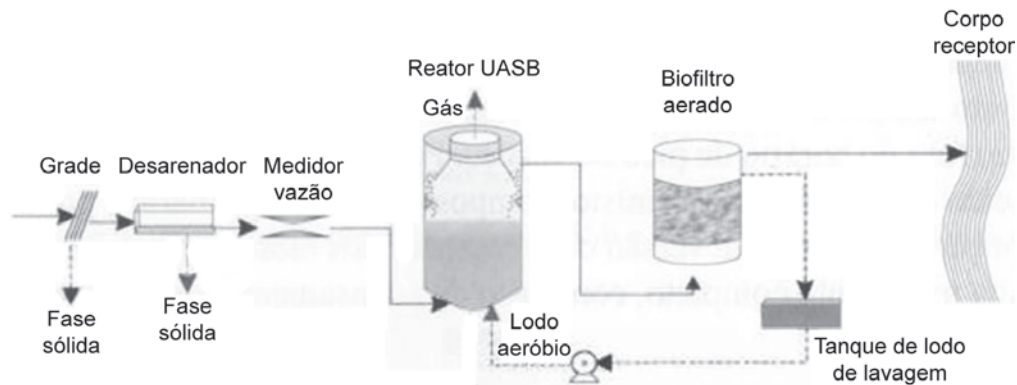


Figura 3.38 Esquema da fase líquida do tratamento de esgoto baseado no sistema UASB + BAS.

O Biofiltro Aerado Submerso é constituído por um tanque preenchido com material poroso, que funciona como meio suporte e meio filtrante, pelo qual passa esgoto e ar em fluxo permanentemente ascendente. O lodo gerado no BAS é encaminhado ao UASB para digestão. A taxa de aplicação hidráulica deve variar de 2,4 a 4,8 m³/m².dia para evitar excessivas perdas de carga.

3.9 Impacto ambiental do lançamento de esgoto em corpos-d'água

O lançamento de despejos orgânicos biodegradáveis, como esgotos sanitários, e o de vários despejos industriais podem causar severas consequências à qualidade dos corpos hídricos receptores.

O aumento na concentração de matéria orgânica biodegradável em um curso-d'água pode estimular o crescimento de bactérias e, conseqüentemente, a utilização do oxigênio dissolvido na massa líquida. Tal utilização pode atingir um ritmo tão acelerado que se torna superior à capacidade de reposição de oxigênio, deixando o curso-d'água desprovido de oxigênio dissolvido, o que ocasiona a destruição dos organismos aeróbios e, praticamente, impossibilita o uso de suas águas para outros fins, como abastecimento público, recreação, irrigação, dessedentação animal, etc.

Dessa maneira, o objetivo da redução das cargas poluidoras a partir das Estações de Tratamento de Esgoto (ETEs) é evitar que ocorra a completa depleção do oxigênio dissolvido presente no corpo hídrico, de modo a garantir a vida dos peixes e possibilitar usos múltiplos da água. Daí é comum a utilização da concentração de oxigênio dissolvido como parâmetro de qualidade da água, embora não seja o único.

Conforme mencionado na seção 3.8.1, há padrões de lançamento para os efluentes líquidos e padrões de qualidade para as águas dos corpos hídricos

receptores, que estabelecem, entre outros parâmetros, valores mínimos permissíveis de oxigênio dissolvido – fixados de acordo com o enquadramento dos corpos hídricos.

Assim, não existe “o melhor” método de tratamento de esgoto, mas, sim, aquelas tecnologias mais adequadas às condições quantitativas e qualitativas do corpo receptor. Com isso, torna-se necessário determinar as quantidades de carga orgânica que podem ser lançadas de maneira a não prejudicar os usos múltiplos.

Então, a avaliação da capacidade-suporte de o corpo-d’água depurar-se é de grande importância para a escolha do tipo de tratamento de esgoto a ser empregado, antes de lançá-lo no corpo-d’água.

3.9.1 O fenômeno da autodepuração

De maneira geral, o fenômeno da autodepuração está vinculado ao restabelecimento do equilíbrio no meio líquido após as alterações provocadas pelo despejo efluente.

Segundo Streeter & Phelps (1925), a capacidade de um corpo-d’água de receber e oxidar os esgotos depende das fontes que disponibilizam oxigênio para o meio líquido.

Com o lançamento dos despejos orgânicos biodegradáveis, a oxidação da matéria orgânica por bactérias acarreta aumento no consumo de oxigênio dissolvido. Nos corpos-d’água mais turbulentos, a recomposição do oxigênio consumido é feita, basicamente, pela absorção do oxigênio presente na atmosfera.

De acordo com Cetesb (s/d), a recomposição do oxigênio por organismos fotossintetizantes torna-se mais importante nos lagos, por apresentarem pequena turbulência, possibilidade de penetração da luz solar, concentração de nutrientes, etc.

Assim, ainda segundo Cetesb (s/d), tem-se a autodepuração de um corpo-d’água como um processo natural de depuração de águas que recebem cargas poluidoras, o qual é resultante de uma série de fenômenos de natureza física, físico-química e biológica:

- Fatores físicos
- Fatores físico-químicos
- Fatores biológicos.

3.9.2 Balanço de oxigênio conforme o modelo de Streeter & Phelps (1925)

Entre 1914 e 1915, Streeter e Phelps estudaram os efeitos da autodepuração do rio Ohio, nos Estados Unidos, em especial o comportamento do oxigênio dissolvido. Desse estudo, surgiu um dos modelos mais empregados para a análise simplificada do fenômeno da autodepuração em cursos-d'água, levando o nome de seus autores: Streeter & Phelps.

O balanço de oxigênio num corpo-d'água, considerado no modelo de Streeter & Phelps, é feito levando-se em conta a desoxigenação, em decorrência da demanda bacteriana durante o processo de oxidação da matéria orgânica, e a absorção do oxigênio atmosférico, devido ao grau de turbulência existente.

Em outras palavras, o balanço de oxigênio em um corpo-d'água pode ser representado pela Figura 3.39 e pela Equação (3.44).

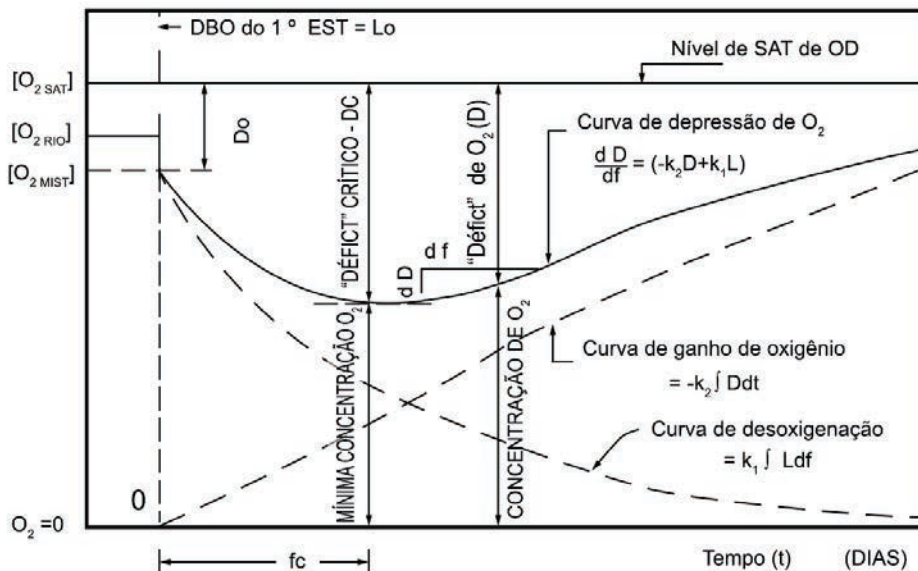


Figura 3.39 Esquema do balanço de oxigênio em corpo-d'água segundo o modelo de Streeter & Phelps.

Nota: $[O_{2\text{SAT}}]$ = concentração de saturação do oxigênio dissolvido na água.

$[O_{2\text{RIO}}]$ = concentração de oxigênio dissolvido no corpo-d'água antes da mistura com o efluente líquido.

$[O_{2\text{MIST}}]$ = concentração de oxigênio dissolvido no corpo-d'água após a mistura com o efluente líquido.

$[O_2]$ = concentração de oxigênio dissolvido no corpo-d'água.

D_0 = déficit inicial de oxigênio dissolvido, representado pela diferença entre a concentração de saturação e a concentração após o lançamento do efluente líquido.

L_0 = $DBO_{5,20}$ do curso-d'água, após a mistura do despejo.

D = déficit de oxigênio dissolvido em um determinado tempo t , representado pela diferença entre a concentração de saturação e a concentração em um determinado tempo t .

D_c = déficit crítico de oxigênio dissolvido, representado pela diferença entre a concentração de saturação e a menor concentração de oxigênio dissolvido presente no corpo d'água.

K_1 = coeficiente de desoxigenação (dia^{-1}).

K_2 = coeficiente de reaeração do corpo-d'água (dia^{-1}).

$$\frac{dD}{dt} = K_1 \cdot L - K_2 \cdot D \quad (3.44)$$

sendo L a $\text{DBO}_{5,20}$ do corpo d'água em um determinado instante t (mg/L); D é o déficit de oxigênio dissolvido do corpo d'água em um determinado tempo t (mg/L); t é o tempo de percurso da massa líquida lançada no corpo d'água (dias); K_1 é o coeficiente de desoxigenação (dia^{-1}); e K_2 é o coeficiente de reaeração do corpo d'água (dia^{-1}).

A cinética da reação da matéria orgânica biodegradável se processa segundo um areação de primeira ordem, aquela na qual a taxa de alteração da concentração de uma substância é proporcional à primeira potência da concentração. Assim, a concentração da matéria orgânica biodegradável do corpo d'água (L) em função do tempo t pode ser expressa pela Equação (3.45):

$$L = L_0 \cdot e^{-K_1 \cdot t} \quad (3.45)$$

sendo L a matéria orgânica biodegradável presente no corpo d'água (mgO_2/L), medida em termos da $\text{DBO}_{5,20}$ para um determinado tempo t (dias), L_0 a matéria orgânica biodegradável presente no corpo d'água logo após a mistura entre as águas do corpo hídrico e o lançamento (mgO_2/L), medida em termos da $\text{DBO}_{5,20}$, K_1 é o coeficiente de desoxigenação (dia^{-1}).

O desenvolvimento matemático da Equação (3.44) fornece a Equação (3.46).

$$D = \frac{K_1}{K_2 - K_1} \cdot L_0 \cdot (e^{-K_1 \cdot t} - e^{-K_2 \cdot t}) + D_0 \cdot e^{-K_2 \cdot t} \quad (3.46)$$

sendo D é o déficit de oxigênio dissolvido (mgO_2/L) do corpo d'água em um determinado tempo t ; t é o tempo de percurso da massa líquida lançada no corpo d'água (dias); K_1 é o coeficiente de desoxigenação (dia^{-1}) e K_2 o coeficiente de reaeração do corpo d'água (dia^{-1}), L_0 a matéria orgânica biodegradável presente no corpo d'água logo após a mistura entre as águas do corpo hídrico e o lançamento (mgO_2/L), medida em termos da $\text{DBO}_{5,20}$, D_0 o déficit de oxigênio dissolvido (mgO_2/L) logo após a mistura entre as águas do corpo hídrico e o lançamento.

Observando-se a curva de depleção de oxigênio mostrada na Figura 3.39, é possível verificar que a mesma apresenta um ponto de inflexão, que é um ponto mínimo denominado ponto do tempo crítico (t_c), onde ocorre o déficit crítico de oxigênio dissolvido (D_c).

A ocorrência do déficit crítico de oxigênio dissolvido está associada ao tempo crítico (t_c), dado pela Equação (3.47):

$$t_c = \frac{1}{K_2 - K_1} \cdot \ln \left\{ \frac{K_1}{K_2} \cdot \left[1 - \frac{D_0 \cdot (K_2 - K_1)}{L_0 \cdot K_1} \right] \right\} \quad (3.47)$$

Assim, substituindo a Equação (3.47) na Equação (3.46) é possível obter a expressão geral para o cálculo do déficit crítico (D_c), representada pela Equação (3.48):

$$D_c = \frac{K_1}{K_2} \cdot L_0 \cdot e^{-K_1 \cdot t_c} \quad (3.48)$$

sendo t_c o tempo crítico, no qual ocorre a o máximo déficit de oxigênio dissolvido (dias); D_c é o déficit crítico de oxigênio dissolvido no corpo d'água (mgO_2/L); K_1 o coeficiente de desoxigenação (dia^{-1}); K_2 o coeficiente de reaeração do corpo d'água (dia^{-1}).

Com isso, a concentração mínima de oxigênio dissolvido no corpo d'água ($O_{2,\min}$) pode ser estimada pela Equação (3.49):

$$O_{2,\min} = C_s - D_c \quad (3.49)$$

sendo C_s a concentração de saturação de oxigênio dissolvido na água (mgO_2/L); D_c o déficit crítico de oxigênio dissolvido (mgO_2/L); $O_{2,\min}$ é a concentração mínima de oxigênio dissolvido no corpo d'água (mgO_2/L).

É importante ressaltar que a concentração mínima de oxigênio dissolvido ($O_{2,\min}$) deve atender aos padrões de qualidade do corpo d'água conforme descrito na seção 3.8.1.

A concentração de saturação do oxigênio dissolvido na água varia em função da altitude em relação ao nível do mar e da temperatura da água, conforme expressa pela Equação (3.50) proposta por Giorgetti (2008) ou pelos valores apresentados na Tabela (3.15).

$$C_s = \left(14,652 - 0,41022 \cdot T_0,009799 \cdot T^2 - 0,000077774 \cdot T^3\right) \cdot \left(1 - \frac{ALT}{9450}\right) \quad (3.50)$$

sendo C_s a concentração de saturação do oxigênio dissolvido em água (mgO_2/L); T é a temperatura da água ($^\circ\text{C}$); ALT é a altitude do local em relação ao nível do mar (m).

Tabela 3.15 Concentração de saturação de oxigênio dissolvido na água para diversos valores de altitude e temperatura.

Altitude (m)	Temperatura ($^\circ\text{C}$)										
	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
11	11,1	11,0	10,9	10,7	10,6	10,4	10,3	10,2	10,0	9,9	9,8
12	10,8	10,7	10,6	10,4	10,3	10,2	10,1	9,9	9,8	9,7	9,6
13	10,6	10,5	10,3	10,2	10,1	10,0	9,8	9,7	9,6	9,5	9,4
14	10,4	10,2	10,1	10,0	9,9	9,8	9,6	9,5	9,4	9,3	9,2
15	10,2	10,0	9,9	9,8	9,7	9,6	9,4	9,3	9,2	9,1	9,0
16	10,0	9,8	9,7	9,6	9,5	9,4	9,2	9,1	9,0	8,9	8,8
17	9,7	9,6	9,5	9,4	9,3	9,2	9,0	8,9	8,8	8,7	8,6
18	9,5	9,4	9,3	9,2	9,1	9,0	8,9	8,8	8,6	8,5	8,4
19	9,5	9,2	9,1	9,0	8,9	8,8	8,7	8,6	8,5	8,4	8,3
20	9,2	9,1	8,9	8,8	8,7	8,6	8,5	8,4	8,3	8,2	8,1
21	9,0	8,9	8,8	8,7	8,6	8,5	8,3	8,2	8,1	8,0	7,9
22	8,8	8,7	8,6	8,5	8,4	8,3	8,2	8,1	8,0	7,9	7,8
23	8,7	8,5	8,5	8,4	8,3	8,2	8,1	7,9	7,9	7,8	7,7
24	8,5	8,4	8,3	8,2	8,1	8,0	7,9	7,8	7,7	7,6	7,5
25	8,4	8,3	8,2	8,1	8,0	7,9	7,8	7,7	7,6	7,5	7,4
26	8,2	8,1	8,0	7,9	7,8	7,7	7,6	7,5	7,4	7,4	7,3
27	8,1	8,0	7,9	7,8	7,7	7,6	7,5	7,4	7,3	7,2	7,1

Fonte: adaptada de Cetesb (s/d)

A Cetesb (s/d) recomenda que seja empregada a temperatura das águas dos cursos d'água nos meses de estiagem.

Com relação à concentração da matéria orgânica biodegradável presente no corpo d'água logo após a mistura (L_0) entre as águas do corpo hídrico e o lançamento do despejo medida em termos da $\text{DBO}_{5,20}$ (mgO_2/L), vale ressaltar que deve-se empregar a média ponderada das concentrações de matéria orgânica presente no corpo d'água e no lançamento do despejo, podendo ser estimada pela Equação (3.51):

$$L_0 = \frac{Q_{\text{rio}} \cdot L_{\text{rio}} + Q_{\text{lanc}} \cdot L_{\text{lanc}}}{Q_{\text{rio}} + Q_{\text{lanc}}} \quad (3.51)$$

sendo L_{rio} a concentração de matéria orgânica do corpo d'água, medida em termos de $\text{DBO}_{5,20}$ (mgO_2/L); $L_{\text{lanç}}$ é a concentração de matéria orgânica presente no lançamento, medida em termos de $\text{DBO}_{5,20}$ (mgO_2/L); Q_{rio} é a vazão do corpo d'água (L/s); $Q_{\text{lanç}}$ é a vazão do lançamento (L/s).

Segundo a Cetesb (s/d) nos cursos d'água que a montante não recebem despejos, a DBO padrão é devida a "debris" e, normalmente se encontram em torno de 2 a 3 mgO_2/L .

Na ausência de dados específicos, Klein (1962) propôs a classificação apresentada na Tabela 3.16.

Tabela 3.16: Valores de $\text{DBO}_{5,20}$ em função das características do curso d'água.

Condição do rio	$\text{DBO}_{5,20}$ (mgO_2/L)
Muito limpo	1
Limpo	2
Razoavelmente limpo	3
Duvidoso	5
Ruim	>10

Fonte: adaptada de Klein (1962).

É importante mencionar que a vazão do rio a ser considerada nos estudos de auto depuração referem-se a vazão de estiagem. No entanto, não existem regras pré-estabelecidas a respeito de qual vazão mínima deve-se adotar. Em alguns Estados como São Paulo, Minas Gerais e Paraná, é comum usar a vazão mínima média observada durante 7 dias consecutivos com períodos de retorno de 10 anos ($Q_{7,10}$), já nos estados como Bahia, Pernambuco e Paraíba é comum o uso da vazão mínima com 90% de probabilidade de ocorrência ($Q_{90\%}$).

No Estado de São Paulo, o DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica possui o SigRH – Sistema de Informações para o gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo (<http://www.sigrh.sp.gov.br/cgi-bin/regnet.exe?lig=podfp>) no qual é possível estimar as vazões mínimas e máximas para uma determinada região hidrológica.

Com relação ao déficit inicial de oxigênio dissolvido no corpo d'água, logo após a mistura com o lançamento líquido (D_0) é possível determiná-lo, aplicando a Equação (3.52):

$$D_0 = C_s - C_0 \quad (3.52)$$

sendo C_s a concentração de saturação do oxigênio dissolvido na água (mgO_2/L); C_0 a concentração de oxigênio dissolvido logo após a mistura (mgO_2/L).

A concentração de oxigênio dissolvido no corpo d'água logo após a mistura com o lançamento líquido (C_0), pode ser calculada pela Equação (3.53):

$$L_0 = \frac{Q_{\text{rio}} \cdot L_{\text{rio}} + Q_{\text{lanc}} \cdot L_{\text{lanc}}}{Q_{\text{rio}} + Q_{\text{lanc}}} \quad (3.53)$$

sendo OD_{rio} a concentração de oxigênio dissolvido no corpo d'água antes do lançamento (mgO_2/L); OD_{lanc} é a concentração de oxigênio dissolvido presente no lançamento (mgO_2/L); Q_{rio} é a vazão do corpo d'água (L/s); Q_{lanc} é a vazão do lançamento (L/s).

3.9.3 Coeficientes de Desoxigenação e Reaeração

Tanto o coeficiente de desoxigenação (K_1) quanto o coeficiente de reaeração do corpo d'água (K_2) empregados nesta seção referem-se ao equacionado na base e, conforme pode ser observado nas Equações (3.47) e (3.48) com os usos do logaritmo neperiano (\ln) e exponencial (e), respectivamente.

Dessa maneira, o leitor deve estar atento, ao consultar alguma referência, para identificar se os coeficientes referem-se a base e ou a base 10.

- Coeficiente de desoxigenação – K_1

O coeficiente de desoxigenação (K_1), evidentemente em meio aeróbio, varia em função da intensidade das reações bioquímicas que proporcional a oxidação da matéria orgânica.

Segundo Cetesb (s/d), a magnitude desse coeficiente depende, principalmente, da presença de microrganismos, da presença de inibidores da atividade bioquímica e da temperatura.

O coeficiente K_1 pode ser obtido experimentalmente aplicando-se o método clássico ou “log difference” ou o método momento ou de “Moore”. O leitor interessado nesses métodos experimentais pode consultar MetCalf & Eddy (1981, 2003).

Quando da impossibilidade da determinação experimental de K_1 , a Cetesb (s/d) recomenda o valor de $K_1=0,1 \text{ dia}^{-1}$ (na base 10, ou $0,23 \text{ dia}^{-1}$ base e), para cursos d'água com $\text{DBO}_{5,20}$ entre 2 e 3 mg/L e que após o lançamento dos despejos apresentam $\text{DBO}_{5,20}$ de mistura inferior a 12 mg/L ; caso contrário, é recomendado a utilização de $K_1 = 0,17 \text{ dia}^{-1}$ (na base 10, ou $0,39 \text{ dia}^{-1}$ base e), para temperatura de referência de 20°C .

Conforme mencionado anteriormente, o calor aumenta a atividade bacteriana e, conseqüentemente, o valor do coeficiente K_1 .

Streeter e Phelps (1925) sugerem que essa variação possa ser determinada pela Equação (3.54):

$$K_{1,T} = K_{1,20^{\circ}\text{C}} \cdot (1,047)^{(T-20)} \quad (3.54)$$

sendo $K_{1,T}$ o coeficiente de desoxigenação corrigido para a temperatura T (dia^{-1}); $K_{1,20}$ o coeficiente de desoxigenação para a temperatura de 20°C ; T é a temperatura da água do corpo receptor ($^{\circ}\text{C}$).

- Coeficiente de reaeração – K_2

A magnitude do coeficiente de reaeração (K_2) depende principalmente do “déficit” de oxigênio observado no curso d’água, representado pela diferença entre a concentração de saturação do oxigênio dissolvido na água e a concentração de oxigênio dissolvido presente na massa líquida, da temperatura da massa líquida, da turbulência do curso d’água, da velocidade de escoamento e da profundidade do leito.

Embora a determinação do coeficiente K_2 seja bastante complexa, algumas fórmulas matemáticas propõem avaliar o coeficiente de reação. A Tabela 3.17 apresenta duas formulações das mais comuns empregadas para tal estimativa.

Tabela 3.17: Formulação empregada para estimativa do coeficiente de reaeração (K_2) na base e.

Autor(es)	Formulação	Apresenta validade para:		Equação
		Profundidade – H (m)	Velocidade – V (m/s)	
Owens, Eduards e Gibbs	$K_{2,20} = 5,29 \cdot \frac{V^{0,67}}{H^{1,85}}$	0,12 a 3,30	0,03 a 1,50	(3.55)
O’Connor	$K_{2,20} = 3,93 \cdot \frac{V^{0,5}}{H^{1,5}}$	0,30 a 9,0	0,15 e 0,50	(3.56)

Fonte: adaptada de Cetesb (s/d)

Nota: $K_{2,20}$ é o coeficiente de reaeração padrão obtido a temperatura de 20°C na base e (dia^{-1}); H é a profundidade do corpo d’água (m); V é a velocidade de escoamento (m/s).

A temperatura também influencia o valor do coeficiente de reaeração (K_2). Segundo Cetesb (s/d) essa influência pode ser determinada pela Equação (3.57):

$$K_{2,T} = K_{2,20^{\circ}\text{C}} \cdot (1,021)^{(T-20)} \quad (3.57)$$

sendo $K_{2,T}$ o coeficiente de desoxigenação corrigido para a temperatura T (dia^{-1}); $K_{2,20}$ o coeficiente de reaeração para a temperatura de 20°C; T é a temperatura da água do corpo receptor (°C).

UNIDADE 4

Sistema de drenagem urbana

4.1 Introdução

O sistema de drenagem urbana é o conjunto de obras destinadas ao controle das águas excessivas ou para o controle da velocidade através da coleta ou recolhimento conduzindo até um ponto adequado.

O caminho percorrido pela água da chuva sobre uma superfície pode ou não ser topograficamente bem definido. Após a implantação de uma cidade, por exemplo, o percurso caótico das enxurradas passa a ser determinado pelo traçado das ruas e acaba se comportando, tanto quantitativa como qualitativamente, de maneira bem diferente de seu comportamento original.

As torrentes originadas pela precipitação direta sobre as vias públicas desembocam nos bueiros situados nas sarjetas. Estas torrentes, somadas à água da rede pública proveniente dos coletores, localizados nos pátios, e das calhas, situadas nos topos das edificações, são escoadas pelas tubulações que alimentam os condutos secundários, ponto a partir do qual atingem o fundo do vale, onde o escoamento é topograficamente bem definido, mesmo que não haja um curso-d'água perene. Esse escoamento é o que determina o chamado Sistema de Macrodrenagem. Já o sistema responsável pela captação da água pluvial e sua condução até o sistema de macrodrenagem é denominado Sistema de Microdrenagem.

Apresentados estes primeiros conceitos, é importante diferenciar as ações estruturais e não estruturais aplicadas à drenagem urbana.

As medidas estruturais relacionam-se às obras de captação, armazenamento e transporte das águas pluviais dentro de limites estabelecidos pela quantificação dos riscos e pelo conhecimento prévio das ondas de cheia, ajustadas às condições locais por meio de estruturas de contenção. Tais medidas incluem: obras de captação, como bueiros e bocas de lobo; obras de transporte, como galerias e canais; obras de retenção, como as bacias de retenção, reservatórios de acumulação de águas pluviais etc.

As medidas não estruturais, por sua vez, alcançam objetivos quanto à redução dos problemas de drenagem urbana, porém, exigem esforços de conscientização popular, legislação apropriada, fiscalização do uso e de ocupação dos espaços urbanos, além de manutenção regular dos elementos estruturais, dos pátios, jardins, pavimentos etc.

Segundo Righetto (2009), o manejo de águas pluviais urbanas não se limita, atualmente, a propiciar o afastamento e o escoamento das águas pluviais: é preciso agregar um conjunto de ações de caráter estrutural e não estrutural, com legislações e fiscalizações eficientes quanto à geração dos deflúvios superficiais proveniente do uso e da ocupação do solo.

Aos interessados neste assunto, e como forma de aprofundamento dos conhecimentos, é recomendada a consulta à Righetto (2009).

4.2 O impacto do crescimento urbano no sistema de drenagem

O crescimento urbano observado nas cidades brasileiras tem provocado tem provocado significativos impactos em vários aspectos da sociedade.

Sob o olhar da drenagem urbana, esses impactos vêm deteriorando a qualidade de vida da população, devido ao aumento da frequência e do nível das enchentes, prejudicando a qualidade da água, e proporcionando o aumento da presença de materiais sólidos no escoamento pluvial.

De maneira geral, esses problemas são desencadeados principalmente pela forma como as cidades se desenvolveram: falta de planejamento ou planejamento inadequado, deficiência no controle do uso do solo, ocupação de áreas de risco e sistemas de drenagem inadequados.

Os projetos de drenagem urbana, até meados da década de 1980, tinham como filosofia “pegar (a água) e largar rápido” (BOTELHO, 1985), o qual aumentava em várias ordens de magnitude a vazão máxima nos canais, a frequência e o nível de inundação de jusante.

Assim, a urbanização, acompanhada da retirada da mata ciliar e a impermeabilização dos solos, altera o escoamento natural das águas pluvias superficiais, com significativa redução do tempo de concentração das bacias hidrográficas em função das características dos sistemas de micro e macro-drenagem, acrescentando considerável volume de águas nos rios, potencializando as enchentes urbanas.

A Figura 4.1 ilustra, do ponto de vista hidrológico, o impacto processo de urbanização os hidrogramas de uma área não urbanizada e posteriormente urbanizada.

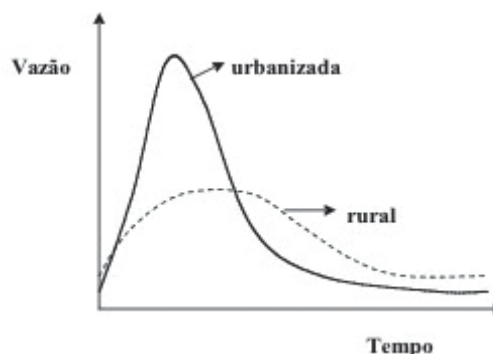


Figura 4.1: Hidrograma de bacia rural e depois urbanizada.

Já Porto e colaboradores (1993) descrevem os efeitos da urbanização no processo hidrológico e no sistema de drenagem de uma bacia hidrográfica, conforme apresentado na Figura 4.2.

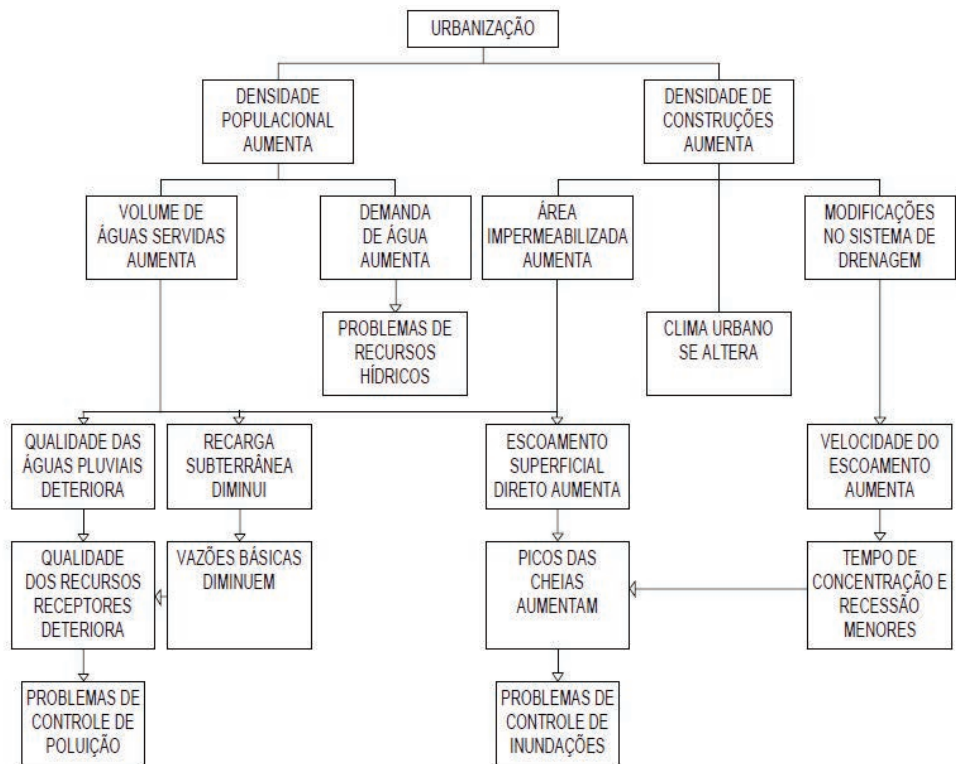


Figura 4.2: Processos que ocorrem na área de drenagem urbana decorrentes da urbanização da bacia hidrográfica

Fonte: Porto et al. (1993).

Neste momento, é importante definir os termos enchente e inundação. A diferença fundamental é que o primeiro termo refere-se a uma ocorrência natural, que normalmente não afeta diretamente a população, tendo em vista sua periodicidade; já as inundações são decorrentes de modificações no uso do solo e podem provocar danos de grandes proporções.

A ocupação das áreas ribeirinhas, muitas vezes com o consentimento do poder público, resulta em prejuízos evidentes quando o rio inunda seu leito maior. O caso típico é o do rio Tietê em São Paulo, onde o projeto concebido por Saturnino de Brito, em 1923, respeitava a história do rio com suas áreas de várzea preservadas (ANDRADE, 1997). A especulação imobiliária forçou a ocupação dessa área ribeirinha, criando corredores para o tráfego de veículos, limitando assim o canal do rio.

Os rios geralmente possuem dois leitos: o leito menor, onde a água esco na maior parte do tempo, é limitado pelo risco de 1,5 a dois anos. As inundações

ocorrem quando o escoamento atinge níveis superiores ao leito menor, atingindo o leito maior. As cotas do leito maior identificam a magnitude da inundação e seu risco. Os impactos pela inundação ocorrem quando essa área de risco é ocupada pela população (Figura 4.3). Esse tipo de inundação geralmente ocorre em bacias médias e grandes, maiores que 100 km². (TUCCI, 2008).

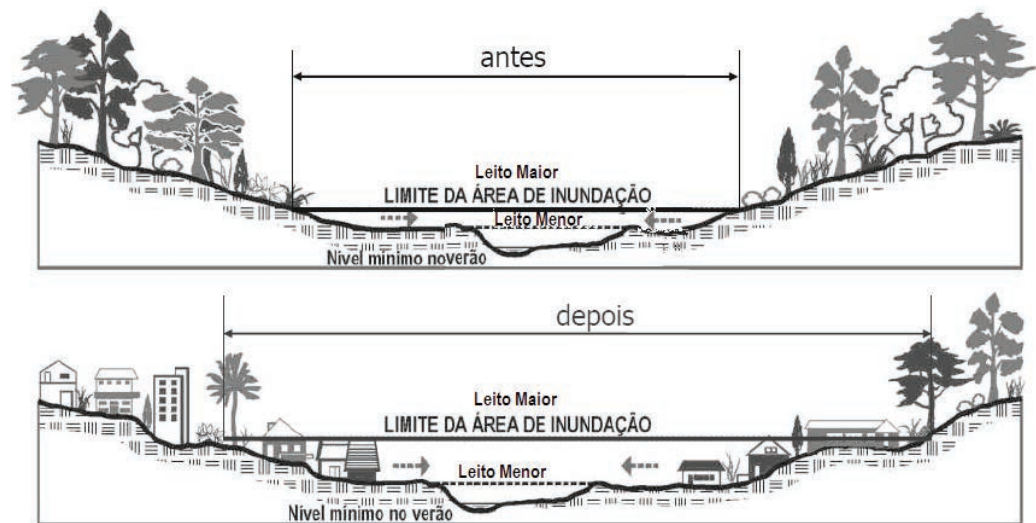


Figura 4.3: Alterações da área natural de inundação devida a ocupação das regiões ribeirinhas.

Fonte: adaptada de Schueler (1987).

Essa tipologia de ocupação passou a ser adotada em quase todos os fundos de vale das cidades brasileiras. Centros urbanos de pequeno ou médio porte tem adotado essa prática, restando, muitas vezes uma área de escoamento superficial que não comporta as vazões geradas pelo escoamento superficial direto. Chernicharo e Costa (1995) também apontaram essa tendência de ocupação dos fundos de vale de macrodrenagem urbana com obras de canalização em estruturas de concreto, normalmente construídas em canais fechados, margeados por interceptores de esgotos de ambos os lados, descaracterizando totalmente o ambiente natural.

A Figura 4.4 ilustra cenas de enchentes urbanas ocorridas em áreas de inundação ocupadas, quando o rio ocupou o leito maior.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 4.4: Enchentes urbanas ocorridas nas bacias dos córregos do Gregório e do Monjolinho – São Carlos (SP). (a) Região central de São Carlos - 2001; (b) Região central de São Carlos - 2001; (c) Região central de São Carlos - 2004; (d) Região central de São Carlos - 2004; (e) Região central de São Carlos - 2013; (f) São Carlos - 2011;

Nota: Fotos gentilmente cedidas pelo Prof. João Sérgio Cordeiro.

No entanto, muitas vezes, quando os cursos d'água são mantidos abertos, não se tem o cuidado necessário nas passagens ou cruzamentos em ruas transversais ao curso d'água, ou quando se projetam elementos de outros sistemas urbanos, como por exemplo, adutoras, interceptores, cabos telefônicos, etc.

A Figura 4.5 ilustra algumas dessas estruturas que se tornam verdadeiras barreiras ao escoamento, fazendo com que áreas nas imediações dessas estruturas sejam inundadas.

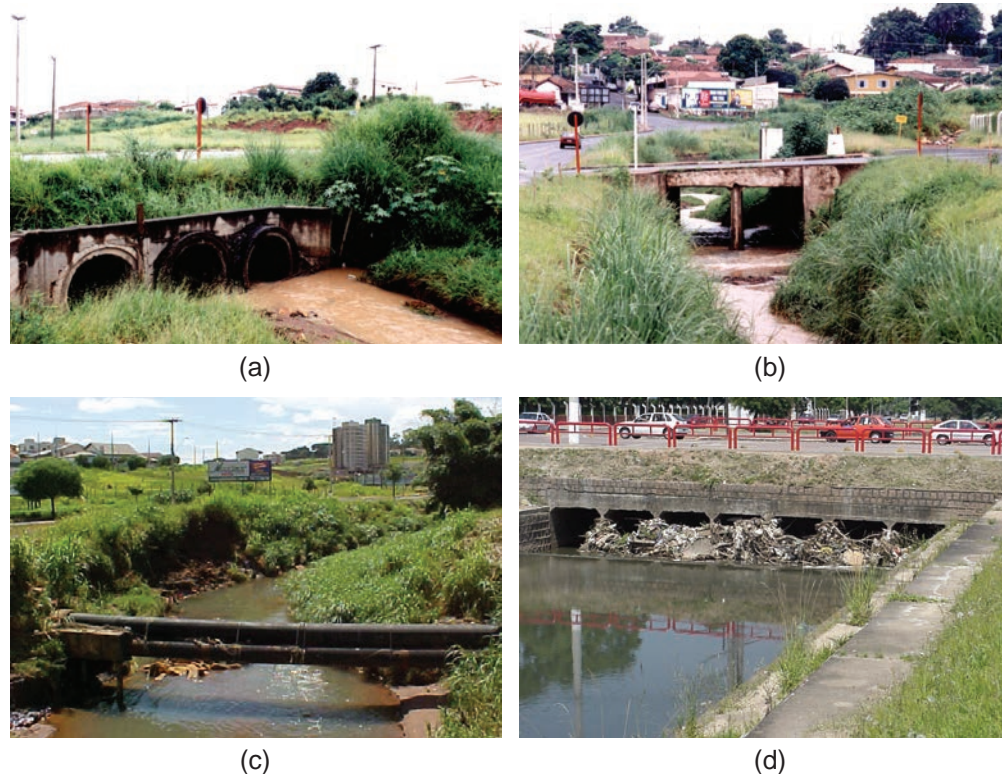


Figura 4.5: Infraestruturas urbanas e elementos que dificultam o escoamento dos cursos d'águas: (a) Passagem em tubos de concreto (São Carlos - SP); Passagem em aduelas (São Carlos - SP); Interceptor de esgoto (São Carlos - SP); Passagem em aduelas (São Paulo - SP).

Nota: Fotos a, b – gentilmente cedidas pelo Prof. João Sérgio Cordeiro.

De maneira geral, pode-se dizer que o sistema de drenagem urbana que prioriza a simples transferência de escoamento, e a falta de controle da ocupação das áreas ribeirinhas têm produzido impactos significativos como:

- aumento das vazões máximas devido à ampliação da capacidade de escoamento de condutos e canais, para comportar os acréscimos de vazão gerados pela impermeabilização das superfícies. Segundo Leopold (1968) as vazões chegam a aumentar em até 7 vezes a vazão em relação a vazão média.
- aumento da quantidade de sedimentos devido à desproteção das superfícies e ao transporte de resíduos sólidos. Brites e Gastaldini (2005) ao avaliarem os lançamentos de resíduos sólidos no sistema de drenagem de duas bacias urbanas, verificaram que a bacia hidrográfica com densidade populacional da ordem de 42 hab/ha transportou pelo sistema de drenagem, aproximadamente, 8,4 kg/ha/ano, enquanto que a bacia hidrográfica com densidade populacional da ordem de 11 hab/ha transportou pelo sistema de drenagem, aproximadamente 3,2 kg/ha/ano.

- deterioração da qualidade da água superficial devido a lavagem das ruas, transporte de material sólido, interferência no sistema de esgoto sanitário.
- danos materiais e humanos para a população que ocupa as áreas ribeirinhas sujeitas às inundações.

Dessa maneira, os sistemas de drenagem não podem mais ser analisados sob aspectos unicamente hidráulicos e hidrológicos, mas também pela ótica sociológica, econômica, de segurança e ambiental.

4.3 Aspectos Físicos e Hidrológicos a serem considerados na Drenagem Urbana

Para entender a formação das vazões pluviais é necessário compreender as precipitações, as probabilidades de sua ocorrência e o risco que esperamos para uma determinada obra.

Para isso, faz-se necessário conhecer algumas características físicas da bacia de drenagem, como área, forma e declividade, além de alguns dos elementos hidrológicos envolvidos, como a intensidade da precipitação, duração e frequência com que pode ocorrer.

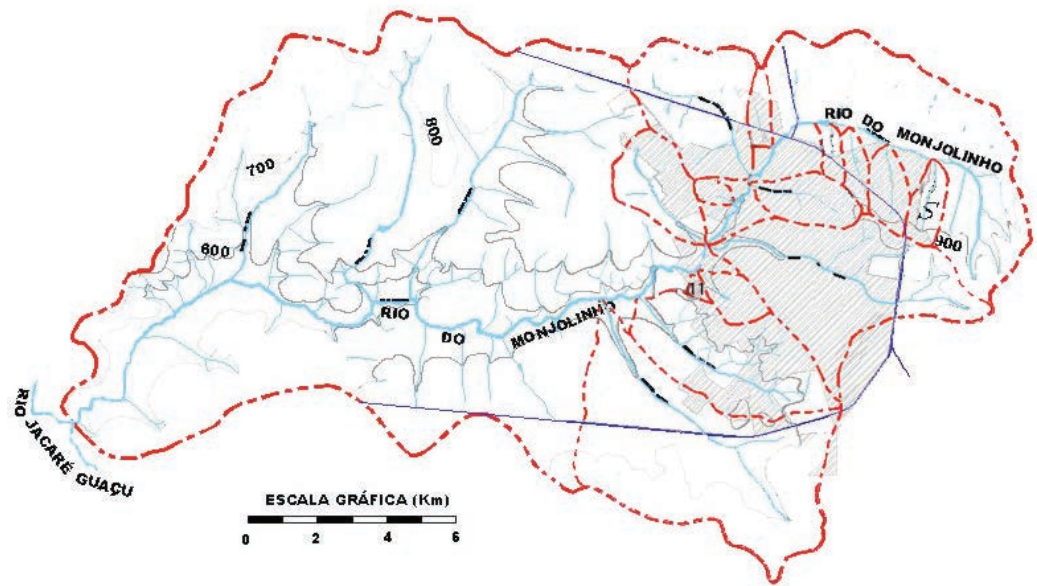
Nesse sentido, são abordados, na sequência, os aspectos físicos e hidrológicos normalmente considerados a se pensar a drenagem urbana.

4.3.1 Área de Drenagem

A área da bacia hidrográfica, ou mesmo a área de drenagem, é a projeção horizontal inclusa entre os divisores topográficos que a compõe. Além disso, é o elemento básico para o cálculo de várias outras características físicas de interesse para a drenagem.

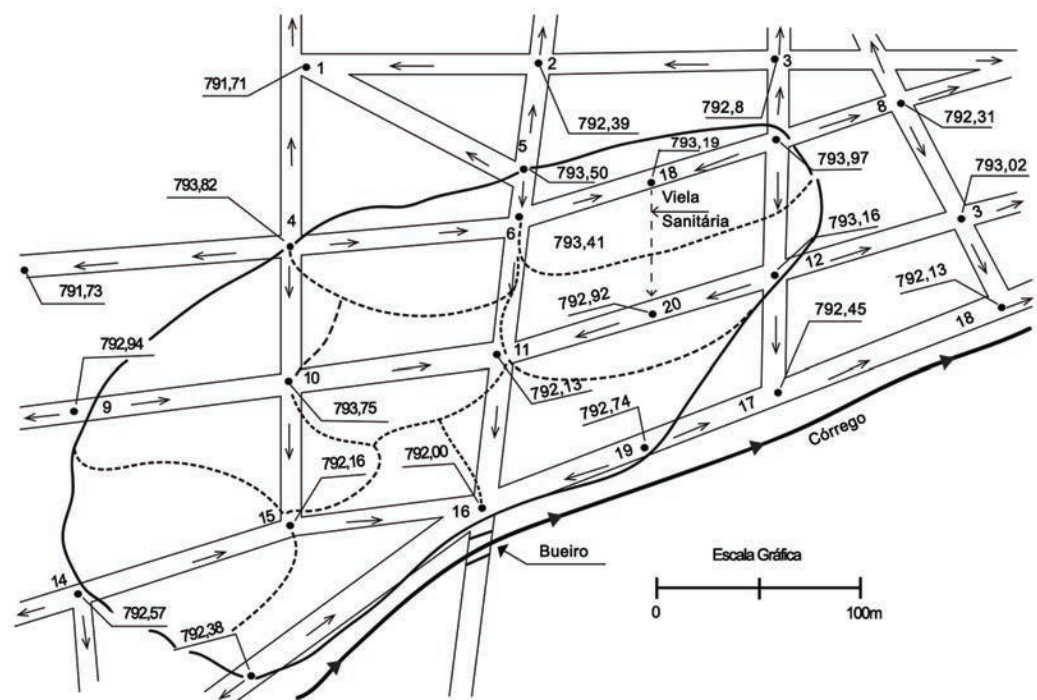
Dessa maneira, é importante traçar corretamente a linha do divisor de águas e calcular com precisão o valor da área de drenagem. Erros nessa determinação comprometem toda a hidrologia e, em consequência, o dimensionamento das estruturas hidráulicas.

É importante salientar que, quando se trata do estudo da macrodrenagem, a área de drenagem é a área da bacia hidrográfica (Figura 4.6.a); já quando se estuda a micro drenagem, a área de drenagem pode ser a área de uma quadra (Figura 4.6.b), por exemplo.



(a)

Nota: A área hachurada representa a malha urbana do município de São Carlos (SP).
 Fonte: SAAE – São Carlos



(b)

Fonte: adaptada de Botelho (1985)

Figura 4.6: Áreas de drenagem. (a) bacia hidrográfica do rio Monjolinho – São Carlos (SP); (b) áreas de drenagem de um loteamento.

4.3.2 Características Físicas da Bacia Hidrográfica

O escoamento de um curso d'água ou deflúvio é influenciado, entre outros, pelos fatores fisiográficos, ou seja, aqueles relativos às características da bacia contribuinte e do leito do curso d'água.

Dentre os fatores fisiográficos, destacam-se a declividade do curso d'água e o fator de forma da bacia.

- Declividade

A velocidade de um rio depende da declividade dos canais fluviais. Quanto maior a declividade, maior será a velocidade de escoamento; neste caso, os hidrogramas de enchente terão ascensão mais rápida e picos de vazão mais elevados.

A declividade média (I) é determinada pelo quociente entre a diferença de suas cotas de montante e jusante, e o comprimento do talvegue principal (L), conforme Equação (4.1).

$$I = \frac{\Delta H}{L} \quad (4.1)$$

onde I é a declividade média do talvegue (m/km); ΔH é a diferença entre as cotas do ponto mais distante e da seção considerada (m); L é comprimento do talvegue principal (km).

No entanto DAEE (2005) recomenda o uso da declividade média equivalente por ser mais representativa.

A declividade média equivalente (I_{eq}) pode ser calculada pela Equação (4.2).

$$I_{eq} = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2 \quad (4.2)$$

onde L é a extensão do talvegue (km), que é dividido em n trechos, sendo L_i e I_i , respectivamente, a extensão (km) e a declividade média (m/km) em cada trecho.

A Figura 4.7 ilustra as características e diferenças entre a declividade média e a declividade equivalente do talvegue principal.

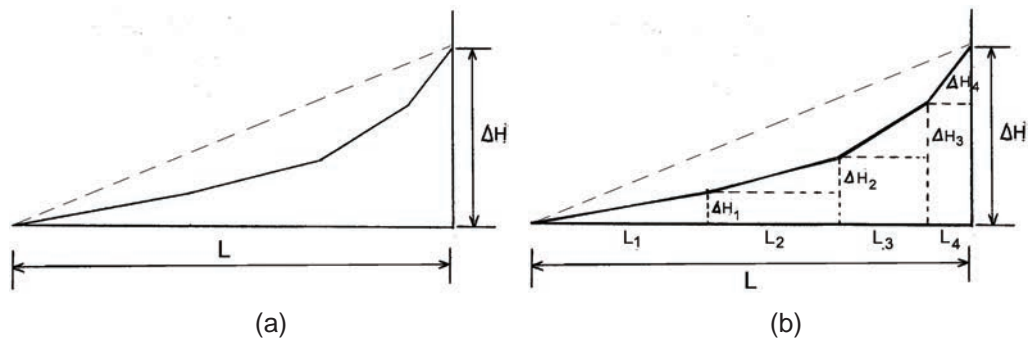


Figura 4.7: Determinação da declividade do talvegue principal: (a) declividade média; (b) declividade equivalente.

- Fator de Forma (F)

Uma bacia contribuinte é definida, primeiramente pelo seu contorno, que tem uma certa forma e inclui uma certa superfície com área A . Essa forma terá influência sobre o escoamento global e, sobretudo, sobre o hidrograma resultante de uma determinada precipitação (Wilken, 1978). Assim, uma bacia estreita e muito alongada não se comportará, em igualdade de outras condições, da mesma maneira que uma bacia de forma muito alargada e curta.

Uma das formas de caracterizar a forma da bacia é pela aplicação do fator de forma da bacia (F), que representa a relação entre o comprimento do talvegue principal da bacia e o diâmetro de uma circunferência de área (A) igual à da bacia, conforme Equação (4.3) apresentada por Tomaz (2010).

$$F = \frac{L}{\sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}} \quad (4.3)$$

onde A é a área da bacia (km^2); L é o comprimento do talvegue principal (km); F é o fator de forma da bacia (adimensional).

Assim, inexistindo outros fatores interferentes, valores maiores de F indicam uma maior potencialidade de produção de picos de cheia elevados; em outras palavras, quanto mais uma bacia se aproximar de uma circunferência, maior será a potencialidade de produção de picos de cheia elevados.

4.3.3 Coeficiente de escoamento superficial (c)

O coeficiente de escoamento superficial (c), também conhecido por coeficiente Run-Off, representa a relação entre os volumes totais de escoamento superficial e de precipitação, conforme Equação (4.4).

$$c = \frac{V_{ES}}{V_{precipitado}} \quad (4.4)$$

onde c é coeficiente de escoamento superficial (adim.); V_{ES} é o volume escoado superficialmente (m^3); $V_{precipitado}$ é o volume precipitado (m^3).

O coeficiente de escoamento superficial (c) reúne todos os elementos necessários para se calcular a vazão gerada, levando-se em conta a permeabilidade do solo, a retenção pelas desigualdades das superfícies receptoras, pelo retardamento e até mesmo pela desuniformidade da distribuição da chuva.

A respeito do escoamento superficial, as perdas devidas ao armazenamento em depressões e à infiltração inicial no solo, precisam ser supridas antes de iniciar-se o escoamento superficial direto. Segundo Wilken (1978), depois de iniciado o escoamento superficial, mantém-se a perda devido à infiltração e efeitos retardadores devidos a detenção na superfície do terreno, ou mesmo no leito do curso d'água.

Uma das formas de aumentar os efeitos retardadores, tem sido a construção de poços de infiltração nos lotes residenciais, no qual toda a água proveniente do telhado é encaminhada ao poço de infiltração e, somente quando saturado, essa água é encaminhada ao sistema de microdrenagem.

De acordo com Wilken (1978) a determinação do coeficiente c , que depende de vários fatores, é difícil e não é possível obtê-la com exatidão rigorosa pelas diversas circunstâncias que poder intervir no processo. Entre elas, o autor menciona que o coeficiente c não permanece constante ao longo do tempo, pois seu valor aumenta à medida que aumenta o tempo de precipitação e a saturação do solo.

Devido a essas dificuldades, o valor de c é usualmente estimado por fórmulas empíricas que levam em consideração fatores que influem no escoamento superficial: natureza do terreno, tempo de duração da chuva, taxa de impermeabilização, entre outros.

Uma das fórmulas mais empregadas para a estimação do coeficiente de escoamento superficial é a de Horner, indicada na Equação (4.5):

$$c = 0,364 \cdot \log t + 0,0042 \cdot p - 0,145 \quad (4.5)$$

sendo c o coeficiente de escoamento superficial (adimensional); t o tempo de duração da chuva (min); p a taxa de impermeabilização da bacia (dec.).

Outra maneira de estimar o coeficiente de escoamento superficial (c) é empregando o uso de tabelas que, de maneira geral, contém informações obtidas de

observações feitas em campo. Essas tabelas procuram correlacionar a descrição ou as características da área com o coeficiente de escoamento superficial observado.

A Tabela 4.1 e a Tabela 4.2 mostram alguns valores de coeficientes de escoamento superficial em função das características da superfície.

Tabela 4.1: Coeficiente de escoamento superficial (c) em função da descrição da área

Descrição da área	Coeficiente de escoamento superficial (c)
Área comercial	
Central	0,70 a 0,95
Bairros	0,50 a 0,70
Área residencial	
Residências isoladas	0,35 a 0,50
Unidades múltiplas (separadas)	0,40 a 0,60
Unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 a 0,75
Lotes com área igual ou superior a 2000 m ²	0,30 a 0,45
Área industrial	
Indústrias leves	0,50 a 0,80
Indústrias pesadas	0,60 a 0,90
Outras áreas	
Parques, cemitérios	0,10 a 0,25
Pátios de estradas de ferro	0,20 a 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30

Fonte: CETESB (1986)

Tabela 4.2: Coeficiente de escoamento superficial (c) em função das características da superfície

Características da superfície	Coeficiente de escoamento superficial (c)
Ruas	
Pavimentação asfáltica	0,70 a 0,95
Pavimentação de concreto	0,80 a 0,95
Passeios	0,75 a 0,85
Telhados	0,75 a 0,95
Terrenos relvados (solos arenosos)	
Pequena declividade (2%)	0,05 a 0,10
Declividade média (2% a 7%)	0,10 a 0,15
Forte declividade (> 7%)	0,15 a 0,20
Terrenos relvados (solos pesados)	
Pequena declividade (2%)	0,15 a 0,20
Declividade média (2% a 7%)	0,20 a 0,25
Forte declividade (> 7%)	0,25 a 0,30

Fonte: CETESB (1986)

No caso de a área da bacia possuir dois ou mais coeficientes de escoamento superficial, característico do tipo de uso e ocupação do solo, pode-se obter um valor médio, aplicando-se a Equação (4.5).

$$C_{eq} = \frac{c_1 \cdot A_1 + c_2 \cdot A_2 + \dots + c_n \cdot A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (4.5)$$

onde c_{eq} é o coeficiente de escoamento superficial equivalente (adim.); c_i é o coeficiente de escoamento superficial (adim.) da área A_i (km²).

4.3.4 Tempo de Concentração (tc)

O tempo de concentração (tc) refere-se ao tempo gasto para que toda a bacia contribua para o escoamento superficial na seção considerada.

A determinação numérica do tempo de concentração depende primordialmente do comprimento do curso d'água principal e de sua declividade. Conforme a extensão da bacia aumenta, passa a predominar o tempo em que o deflúvio superficial escoar pelos leitos definidos nos cursos d'água, onde o tipo de solo e a vegetação tem menor influência do que a forma desses cursos (DNIT, 2005).

Há vários métodos para a determinação do tempo de concentração de uma bacia.

- **Macro drenagem:** Para obras de macro drenagem, o Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE, 2005), recomenda a utilização da fórmula do "California Culverts Practice", conforme proposto por Tucci (1993) e representação pela Equação (4.6).

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385} \quad (4.6)$$

onde t_c é o tempo de concentração (min.); L é o comprimento do talvegue do curso d'água (km); Δh é o desnível do talvegue entre a seção e o ponto mais distante da bacia (m).

- **Micro drenagem:** Em um sistema de Micro drenagem, o tempo de concentração é obtido pela soma do tempo em que a água escoar superficialmente até a primeira boca de lobo e do tempo de percurso nas galerias, conforme equação (4.7):

$$t_c = t_s + t_p \quad (4.7)$$

onde t_c é o tempo de concentração (minutos); t_s é o tempo de escoamento superficial (minutos); t_p é o tempo de percurso na galeria (minutos).

- tempo de percurso (t_p) é o tempo de escoamento dentro das galerias, desde a primeira boca de lobo até a seção que se considera.

O tempo de percurso pode ser calculado pela equação (4.9) que considera a velocidade média do escoamento, calculado pela equação de Chézy (4.8) e a extensão do percurso.

$$V = \frac{1}{n} \cdot \sqrt{I} \cdot R_H^{2/3} \quad (4.8)$$

$$t_p = \frac{L}{V} \quad (4.9)$$

onde V é velocidade média do escoamento (m/s); L é o comprimento da galeria (m); t_p é o tempo de percurso (s) calculado para cada trecho de galeria.

- tempo de escoamento superficial (t_s) é o tempo que a água leva para chegar do ponto mais distante até o início da galeria, levando em conta os diversos fatores intervenientes no escoamento superficial, como declividade do terreno, extensão do percurso e características da superfície, podendo ser estimado pela aplicação da fórmula de Kerby, representada pela equação (4.10), ou pela natureza da área, conforme mostrado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Tempo de escoamento superficial (t_s) em função da natureza da área.

Natureza da área	Declividade da sarjeta	
	≤ 3%	> 3%
Áreas de construções densas	10 min	7 min
Áreas residenciais	12 min	10 min
Parques, jardins, campos	15 min	12 min

$$t_s = 1,44 \cdot \left(\frac{n \cdot L}{\sqrt{I}} \right)^{0,45} \quad (4.10)$$

onde t_s é o tempo de escoamento superficial (min); L é o comprimento do percurso (m); I é a declividade (m/m); n é o fator característico do terreno, obtido da Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Valores do coeficiente n da Equação de Kerby

Características do terreno	n
Liso e impermeável	0,02
Duro e desnudo	0,6
Pasto ralo	0,2
Pasto médio	0,4
Mata de arbustos	0,6

A equação de Kerby (4.10) é aplicada trecho a trecho de declividade constante, somando-se depois os tempos. No entanto, recomenda-se utilizar, como tempo mínimo de escoamento superficial, 10 minutos.

Tanto para a macrodrenagem quanto para a microdrenagem, a chuva crítica será aquela cuja duração (t) iguale o tempo de concentração (tc), já que a chuva cuja duração é igual ao tempo de concentração, ainda que não tenha a maior intensidade, produzirá maior caudal no exutório (WILKEN, 1978)

4.3.5 Período de Retorno (TR)

Período de retorno (TR) ou período de recorrência é o número médio de anos que uma dada precipitação é igualada ou excedida (WILKEN, 1978).

Em outras palavras, o período de retorno representa o risco a ser assumido no dimensionamento de uma obra hidráulica, vinculando-a ao grau de segurança que se deseja proporcionar, refletindo a frequência com que a precipitação venha a ser igualada ou ultrapassada num ano qualquer (DAEE, 2005).

Essa frequência é obtida pela equação (4.11)

$$f = \frac{1}{TR} \text{ ou } TR = \frac{1}{f} \quad (4.11)$$

onde f é a frequência com que uma precipitação venha a ser igualada ou superada (decimal); TR é o período de retorno (anos).

Tem-se então que a probabilidade de não ocorrência desse evento, ou seja, de uma precipitação não ser igualada ou superada em um determinado ano é dada pela equação (4.12).

$$q = 1 - f \quad (4.12)$$

onde q é a probabilidade de uma precipitação não ser igualada ou superada em um determinado ano (decimal); f é a frequência, ou probabilidade, com que uma precipitação venha a ser igualada ou superada (decimal);

Assim, o emprego de um período de retorno qualquer significa, em outras palavras, que o engenheiro quer adotar um risco calculado. No entanto, há sempre uma possibilidade de que aquele período de retorno da chuva será excedido ao menos uma vez em N anos.

A probabilidade de uma chuva, que tem um determinado período de retorno, ocorrer a cada N anos é dada pela Equação (4.13).

$$P = 1 - q^N \quad (4.13)$$

onde q é a probabilidade de uma precipitação não ser igualada ou superada em um determinado ano (decimal); N é o número de anos sequenciais para observação; P probabilidade de uma chuva, que tem um determinado período de retorno, ocorrer a cada N anos (dec.)

É importante notar que a escolha do período de retorno para o dimensionamento de uma obra deve ser precedida de análises relativas aos prejuízos tangíveis e intangíveis que possam vir a ser causados por eventos críticos como enchentes.

No caso da microdrenagem, Cetesb (1986) menciona que, de modo geral, não é economicamente viável dimensionar um sistema de galeria de águas pluviais, empregando períodos de retorno superior a 10 anos.

A Tabela 4.5 apresenta valores mínimos de períodos de retorno, recomendados pela literatura, para obras de drenagem urbana.

Tabela 4.5: Recomendações para valores mínimos de período de retorno (TR)

Obra	Seção Geométrica/Tipo de ocupação da área		TR (anos)
Canalização	A céu aberto	Trapezoidal	50
		Retangular	100
	Contorno fechado		100
Travessias: pontes, bueiros e estruturas afins	Qualquer		100
Galeria de Água Pluvial	Área residencial		2
	Área comercial ou com edifícios Públicos		5
	Área comercial valorizada		5 - 10

Fonte: DAEE (2005), CETESB (1986).

4.3.6 Relação entre Intensidade-Duração-Frequência (Equações IDF)

Para a caracterização das precipitações, é necessário conhecer a sua duração, sua intensidade e sua frequência de ocorrência ou período de retorno (T_R).

Essa relação é comumente denominada de equações Intensidade – Duração – Frequência de ocorrência (IDF), sendo uma ferramenta utilizada nos processos de transformação chuva – vazão e obtida a partir de análises estatísticas dos dados pluviométricos ou pluviográficos obtidos durante um determinado período de tempo.

As relações entre intensidade, duração e frequência variam de localidade para localidade, devendo, portanto, ser feitos estudos locais com os dados pluviométricos disponíveis, devendo ser feita uma revisão periódica à medida que novos dados sejam coletados.

Para a análise de frequência de chuvas intensas são, normalmente, empregadas séries anuais ou de intensidades máximas anuais, ou séries parciais ou de chuvas de intensidade acima de certo valor, sendo selecionados todos os valores acima do valor-base escolhido. Em geral, as séries parciais incluem 3 ou 4 valores por ano de observação.

As relações IDF são normalmente transformadas em equações genéricas com a forma semelhante a da Equação (4.14)

$$i = \frac{a \cdot T_R^b}{(t + c)^d} \quad (4.14)$$

em que i é a intensidade de precipitação (mm/h ou mm/min); T_R é o período de retorno (anos); t é a duração da chuva (minutos); a , b , c e d são parâmetros locais.

A Tabela 4.6 mostra algumas equações IDF. Para outras localidades, o leitor pode consultar Pfafstetter (1957) ou DAEE (1999).

Tabela 4.6: Equações IDF para algumas localidades do Estado de São Paulo (SP)

Localidade	Equação	Unidade	Autor(es)	Ano
São Paulo (SP)	$i = \frac{1747,9 \cdot T_R^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}}$	mm/h	Wilken	1960
São Carlos (SP)	$i = \frac{1681,8 \cdot T_R^{0,199}}{(t + 16)^{0,916}}$	mm/h	Barbassa	1991

Fonte: Wilken (1978); Barbassa (1991).

4.3.7 Estimativa do Deflúvio Superficial Direto

O deflúvio superficial direto, ou escoamento superficial direto (ESD), é definido como a parcela da água precipitada que esco superficialmente.

Em projetos de drenagem em cursos d'água em que se dispõe de dados de vazão para um determinado período de retorno (TR), é recomendada a análise estatística dos dados; já quando não se dispõe de dados de vazão, ou em microdrenagem urbana, deve-se empregar métodos que transformam chuva em vazão.

Há vários métodos que podem ser empregados para a estimativa da vazão: Hidrograma Sintético, do Soil Conservation Service, Ven-Te-Chow, I-Pai-Wu e Racional, sendo a área da bacia uma das condicionantes para sua utilização.

Por razões práticas, somente os métodos Racional e I-Pai-Wu serão abordados nesta seção.

4.3.7.1 Método Racional

O Método Racional é muito empregado nos projetos de micro drenagem urbana, uma vez que sua aplicação está limitada a área de até 2 km² (TUCCI, 1993).

Esse método pressupõe que o deflúvio máximo ocorre quando toda a bacia está contribuindo e que o excesso de precipitação, que pode ser definido como sendo a diferença entre a precipitação e as perdas por armazenamento, infiltração, evaporação, exige a determinação do coeficiente de escoamento superficial (c), definido como a relação entre o volume escoado superficialmente e o volume precipitado.

Em forma analítica, o método Racional pode ser expresso pela equação (4.15).

$$Q = 0,278 \cdot c \cdot i \cdot A \quad (4.15)$$

onde Q é a vazão de deflúvio da bacia (m³/s); c é o coeficiente de escoamento superficial (adimensional); i é a intensidade da precipitação de projeto (mm/h) com uma duração igual ao tempo de concentração e obtida para um determinado período de retorno TR (anos); A é a área da bacia (km²); 0,278 é o fator de conversão.

Segundo Silveira (1998), é possível que a popularidade do Método Racional tenha sido estimulada após a publicação do estudo "Chuva Intensa no Brasil", de Pfafstetter (1957), que estabeleceu leis empíricas de distribuição de frequência para diversas durações, cobrindo todo território nacional.

4.3.7.2 Método I-Pai-Wu

O método I-Pai-Wu pode ser aplicado para bacias com áreas até 200 km² (DAEE, 2005) e constitui-se num aprimoramento do método Racional, apesar de não ser unanimidade entre os projetistas.

Em forma analítica, o método I-Pai-Wu pode ser expresso pela equação (4.16).

$$Q = 0,278 \cdot C^* \cdot i \cdot A^{0,9} \cdot K \quad (4.16)$$

onde Q é a vazão de deflúvio da bacia (m³/s); C* é o coeficiente de escoamento superficial corrigido para o método I-Pai-Wu (adimensional); i é a intensidade da precipitação de projeto (mm/h) com uma duração igual ao tempo de concentração e obtida para um determinado período de retorno TR (anos); A é a área da bacia (km²); K é o coeficiente de distribuição espacial da chuva (dec.); 0,278 é o fator de conversão.

O coeficiente de distribuição espacial da chuva (K) é obtido do gráfico apresentado na Figura 4.8.

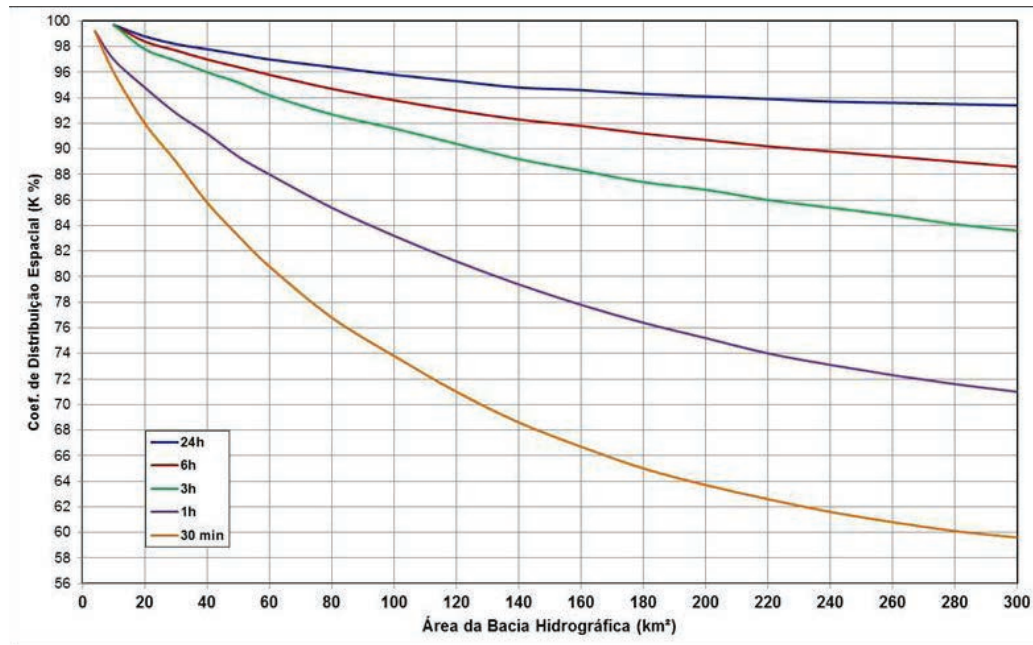


Figura 4.8: Curvas de relação entre chuva no ponto e chuva na área para uso com os valores de duração e frequência.

Fonte: adaptado de CETESB (1986)

O coeficiente de escoamento superficial corrigido para o método I-Pai-Wu (C*) é obtido da aplicação da Equação (4.17).

$$C^* = \frac{(2+F) \cdot c}{(1+F) \cdot 2} \quad (4.17)$$

onde F é o fator de forma da bacia que relaciona a forma da bacia com um círculo de mesma área (adimensional) – Equação (4.3); c é o coeficiente de escoamento superficial (adimensional).

4.4 Partes constitutivas do Sistema de Microdrenagem

O sistema de microdrenagem tem por função retirar a água que escoar pelas vias públicas e encaminhá-las aos sistemas de macrodrenagem.

De maneira geral, pode-se dizer que os componentes que compõem a microdrenagem urbana são: sarjetas e sarjetões, bocas de lobo, caixa de ligação, galerias de águas pluviais e poços de visita.

A Figura 4.9 representa um cruzamento típico de ruas, mostrando o sentido do escoamento superficial, captação e demais partes componentes do sistema de galerias.

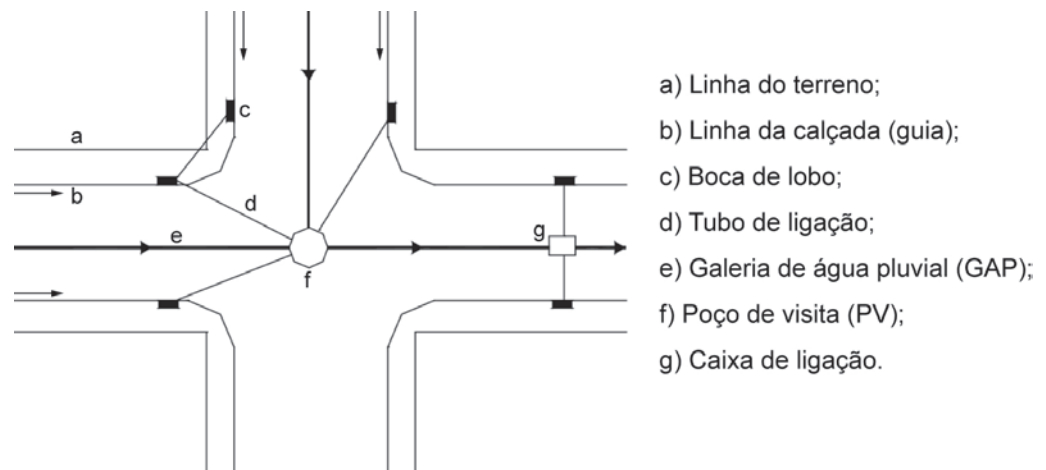


Figura 4.9 Partes constitutivas de um Sistema de Microdrenagem urbana.

A Figura 4.10 mostra um corte esquemático de um Sistema de Microdrenagem urbana.

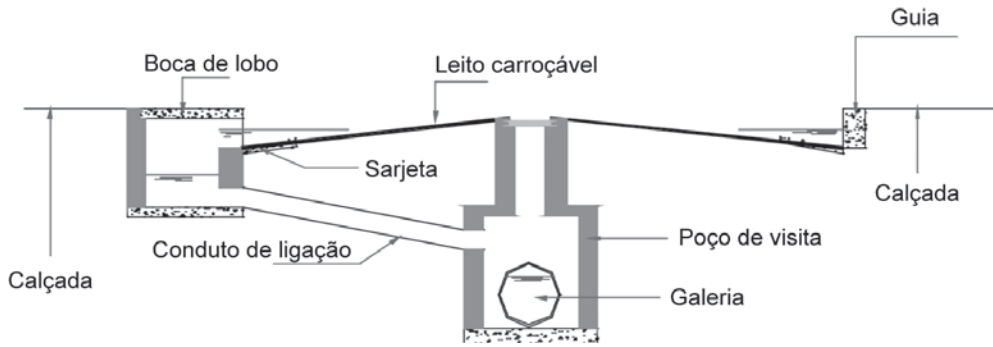


Figura 4.10 Seção transversal de um Sistema de Microdrenagem.

a) *Guia* ou *meio-fio*: constituída de blocos de concreto ou de pedra, situada entre a via pública e o passeio, com sua face superior nivelada com o passeio, formando uma faixa paralela ao eixo da via pública (ver Figura 4.11).



Figura 4.11 Meio-fio pré-moldado de concreto.

b) *Sarjetas*: são as faixas formadas pelo limite da via pública com as guias, formando uma calha que coleta as águas pluviais oriundas da rua (ver Figura 4.12).



Figura 4.12 Sarjeta e meio-fio moldado *in loco*.

c) *Sarjetões*: são formados pela própria pavimentação nos cruzamentos das vias públicas, criando calhas que servem para orientar o fluxo das águas que escoam pelas sarjetas (ver Figura 4.13).



Figura 4.13 Sarjetões. (a) Sarjetão em concreto; (b) Sarjetão em paralelepípedo.

d) *Bocas de lobo*: são dispositivos de captação das águas das sarjetas, constituídas por uma caixa de concreto ou alvenaria localizada nas sarjetas possuindo aberturas que permitem o afluxo de águas pluviais em escoamento nas sarjetas para o interior das galerias.

As bocas de lobo são localizadas em intervalos ao longo das sarjetas, geralmente próximas à intersecção de ruas, ou sempre que a capacidade de escoamento da sarjeta estiver em seu limite máximo.

A Figura 4.14 mostra alguns tipos de bocas de lobo normalmente empregados.

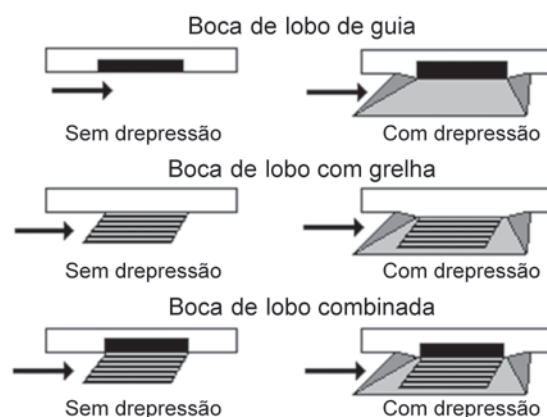


Figura 4.14 Bocas de lobo normalmente empregadas no Sistema de Microdrenagem.

Fonte: São Paulo (1980).

a) *Tubos de ligação*: são condutos que ligam as bocas de lobo entre si ou aos Poços de Visita (ver Figura 4.15).

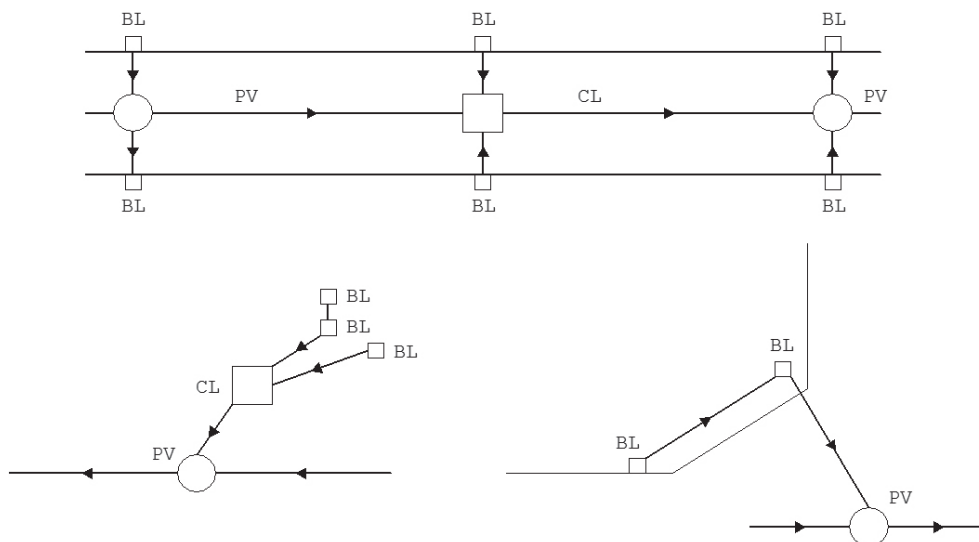


Figura 4.15 Tubos de ligação.

Em geral, esses condutos são constituídos por tubos de concreto simples ou armado, atendendo a NBR 8890/2007.

Os condutos de ligação devem possuir as seguintes características:

- ser retilíneo;
- possuir declividade mínima de 0,01 m/m;
- possuir diâmetro mínimo de 300 mm.

b) *Poços de Visita*: são dispositivos colocados em pontos convenientes do sistema de drenagem, para permitir o acesso às galerias, possibilitando a inspeção, limpeza e/ou reparos das mesmas.

Os Poços de Visita recebem as contribuições dos condutos de ligação que estão interligados às bocas de lobo, e devem ser localizados em:

- mudança de direção da galeria;
- junções de galerias;
- mudança de seção;
- extremidades de montante;
- em trechos que a distância entre dois Poços de Visita consecutivos não exceda 100 m.

c) *Caixas de ligação*: são caixas de concreto ou alvenaria, sem tampão externo, destinadas a:

- ligar à galeria os condutos de ligação de bocas de lobo intermediárias;

- junção dos condutos da ligação entre si, quando for conveniente reuni-los em um único conduto para seu encaminhamento ao poço de visita.

d) *Galerias*: são as canalizações públicas destinadas a escoar as águas pluviais oriundas das bocas de lobo até seu destino final.

Geralmente, as galerias são constituídas por tubos de concreto armado, com seção circular e diâmetro inicial de 500 mm, desde que atendam a NBR 8890/2007.

e) *Órgãos especiais*: muitas vezes, nos sistemas de galerias, encontram-se órgãos especiais destinados a fins específicos, tais como sifões, estações elevatórias e estruturas de dissipação de energia (ver Figura 4.16).



Figura 4.16 Dissipador de energia – São Carlos (SP).

4.4.1 Dimensionamento hidráulico dos elementos da Microdrenagem

O dimensionamento hidráulico dos elementos da microdrenagem urbana corresponde, basicamente a aplicação da equação de Manning para seções triangular, no caso das sarjetas e sarjetões, e circular no caso dos tubos de ligação e galerias de água pluvial.

4.4.1.1 Sarjetas

As sarjetas devem ser entendidas como canais, nos quais são admitidas que a seção transversal da rua possa assumir formas triangulares, parabólicas

ou mistas. Para efeito de cálculo, considerou-se um perfil triangular, conforme mostrado na Figura 4.17.

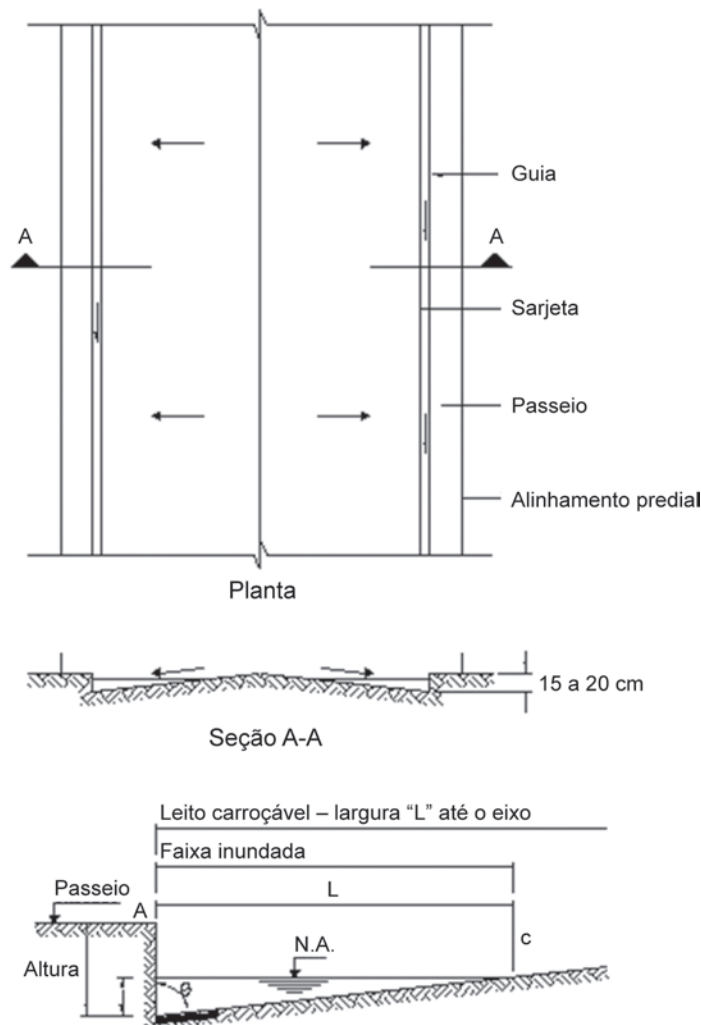


Figura 4.17 Perfil triangular de uma sarjeta.

A eficiência de um projeto de drenagem urbano consiste em facilitar o tráfego de veículos e pedestres, bem como escoar as águas pluviais captadas perfeitamente, sem a construção de galerias.

A declividade da sarjeta deve ser paralela à direção do escoamento. A máxima declividade normalmente empregada não deve exceder o valor de 10%, devendo a velocidade de escoamento limitar-se entre $0,5 < V < 3,0$ m/s.

A sarjeta padrão deve ter 15 cm de altura (y_0) e 30 cm de largura alagável (L), o que resulta em ângulo de inclinação da ordem de $63,5^\circ$.

Para se calcular a capacidade da sarjeta admite-se o escoamento sendo uniforme, apesar de não ser permanente, pois, gradualmente, ela acumula água.

O cálculo hidráulico das sarjetas é feito empregando-se as equações de (4.18) e (4.19), propostas por Izzard (1946), sendo normalmente utilizado $n = 0,016$ para sarjetas.

$$Q_0 = 0,375 \cdot y_0^{8/3} \cdot \left(\frac{Z}{n}\right) \cdot \sqrt{I} \quad (4.18)$$

$$V_0 = 0,958 \cdot \frac{1}{Z^{1/4}} \cdot \left(\frac{\sqrt{I}}{n}\right)^{3/9} \cdot Q_0^{1/4} \quad (4.19)$$

onde Q_0 é a vazão da sarjeta ao final do trecho (m^3/s); y_0 é a altura da lâmina-d'água junto à guia (m); Z é a relação entre a largura alagável (L) e y_0 ; n é o coeficiente de Manning.

4.4.1.2 Boca de lobo

O tipo de boca de lobo mais utilizado é o sem grades, com depressão de sarjeta (ver Figura 4.18), devido ao fato das grades ficarem obstruídas após os primeiros minutos da chuva.



Figura 4.18 Boca de lobo sem grades e com depressão na sarjeta.

Uma vez selecionado o tipo de boca de lobo e estudada a sua capacidade, procura-se estimar o número de bocas de lobo necessário para drenar um hectare em função da chuva de projeto e das características do escoamento superficial.

O conduto de ligação deve ser dimensionado como conduto curto pela equação (4.20), pois, em condições extremas, ele funcionará, sendo a fórmula de dimensionar a seguinte:

$$Q = C \cdot A \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (4.20)$$

onde Q é a vazão (m³/s); C o coeficiente de contração (adimensional); A é a área do tubo; h é a carga hidráulica (m). Normalmente, em projetos, adota-se C = 0,5.

A localização das bocas de lobo deve ser feita conhecendo-se sua capacidade nas diversas situações possíveis. Assim, diferenciam-se duas situações principais: as que situam em pontos baixos, e as que situam em pontos intermediários das sarjetas.

A Figura 4.19 apresenta uma boca de lobo tipo e considerada nas formulações apresentadas nos casos considerados.

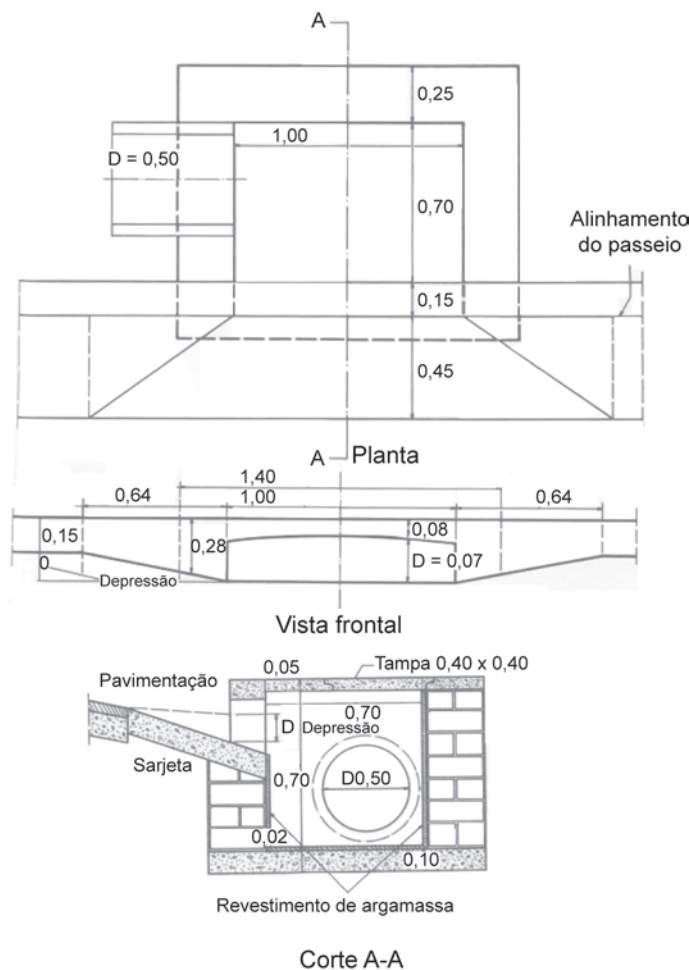


Figura 4.19 Boca de lobo tipo.

Fonte: Azevedo Neto (1988).

A seguir, apresenta-se o estudo para a boca de lobo do tipo sem grades com depressão de sarjeta, e a sugestão de um processo simplificado a ser utilizado nos projetos.

- Bocas de lobo em pontos baixos:

Pode ser calculado com um vertedor de parede espessa, pela equação (4.21):

$$Q = 1,71 \cdot y_o^{1,5} \quad (4.21)$$

onde Q é a vazão por metro de largura (m³/s.m); y_o é altura da água (m) na entrada da boca de lobo, acrescida de 0,05 m devido a depressão.

Para efeitos práticos, adota-se 80% do valor teórico encontrado para a vazão.

- Bocas de lobo em pontos intermediários

Para a estimativa da capacidade de bocas de lobo em pontos intermediários, Souza (s/d) sugere o emprego da equação (4.22).

$$Q = 1,02 \cdot y_o^{3/2} \quad (4.22)$$

onde Q é a vazão por metro de largura (m³/s.m); y_o é altura da água (m) na entrada da boca de lobo, acrescida de 0,05 m devido a depressão.

- Critérios de projeto para a localização de bocas de lobo

Normalmente a localização das bocas-de-lobo dá-se perto dos cruzamentos das vias públicas, observando-se:

- A primeira boca-de-lobo do sistema deve ser implantada quando a capacidade de transporte de vazão do conjunto guia-sarjeta for ultrapassada pela vazão escoada;
- Em pontos baixos, deve-se sempre colocar bocas-de-lobo;
- Nos cruzamentos onde houver a necessidade de implantação de bocas-de-lobo, recomenda-se que elas sejam construídas um pouco a montante da faixa usada pelos pedestres.

Em princípio, em um determinado ponto, haverá tantas bocas de lobo quanto forem necessárias para eliminar o excesso de água nas sarjetas, o que seria conseguido dividindo-se esse excesso pela capacidade de cada uma das bocas.

Nos projetos, simplifica-se o procedimento considerando:

- padronização das bocas de lobo e seção transversal das ruas;
- a vazão Q_o é a estimada pelo Método Racional considerando o tempo de escoamento superficial de 10 minutos.

- o número máximo de bocas de lobo interligadas como sendo 4.
- altura da lâmina líquida junto à guia (y_0) de 15 cm, o que resulta, para efeito de cálculo, a capacidade de boca de lobo em pontos intermediários de 0,06 m³/s;
- sempre que possível, deve-se evitar o uso de sarjetões, captando toda a água à montante do cruzamento.

4.4.1.3 Galeria de Águas Pluviais

O dimensionamento das galerias é feito através das equações de Chézy com coeficiente de Manning, considerando o regime de escoamento permanente e uniforme. Para essa condição, Azevedo Neto (1988) recomenda que a relação $Y/D = 0,90$ para condição mais econômica, que resulta na equação (4.23):

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \sqrt{I} \cdot 0,332 \cdot D^{2,67} \quad (4.23)$$

onde Q é a vazão na galeria com seção circular com $Y/D = 0,90$ (m³/s); n é o coeficiente de Manning; I é a declividade (m/m); D é o diâmetro (m).

Em geral, os tubos de concreto armado para drenagem urbana possuem diâmetro nominal (DN) 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1300, 1500, 1750 e 2000, conforme NBR 8890/2007.

Com relação ao dimensionamento das galerias de água pluvial, Azevedo Neto (1998) recomenda:

- deve-se adotar condutos de, no mínimo, 30 cm de diâmetro, para evitar obstruções;
- nunca diminuir as seções à jusante, já que qualquer detrito que venha a se alojar na tubulação deve ser conduzido até a descarga final;
- a declividade dos condutos deve se adaptar o máximo possível à declividade do terreno;
- os ajustes nas conexões de condutos de seções diferentes devem ser feitos pela geratriz superior interna. Porém, isso não se aplica à junções dos tubos de ligação que afluem em queda aos Poços de Visita.

4.5 Partes constitutivas do Sistema de Macrodrenagem

O sistema de macrodrenagem se constitui nos cursos d'água para os quais afluem os sistemas de galerias de águas pluviais ou de microdrenagem, sendo constituídos de:

- Canais naturais, formados pelos leitos dos rios e córregos.
- Canais artificiais: trechos canalizados de cursos d'água.

Em cidades com relevo acidentado, o sistema de macrodrenagem é constituído pelos fundos de vale; já em locais com relevo plano, como nas cidades litorâneas, os sistemas de macrodrenagem são compostos por canais.

A Figura 4.20 apresenta alguns desenhos esquemáticos dos tipos de canais normalmente empregados na macrodrenagem urbana.

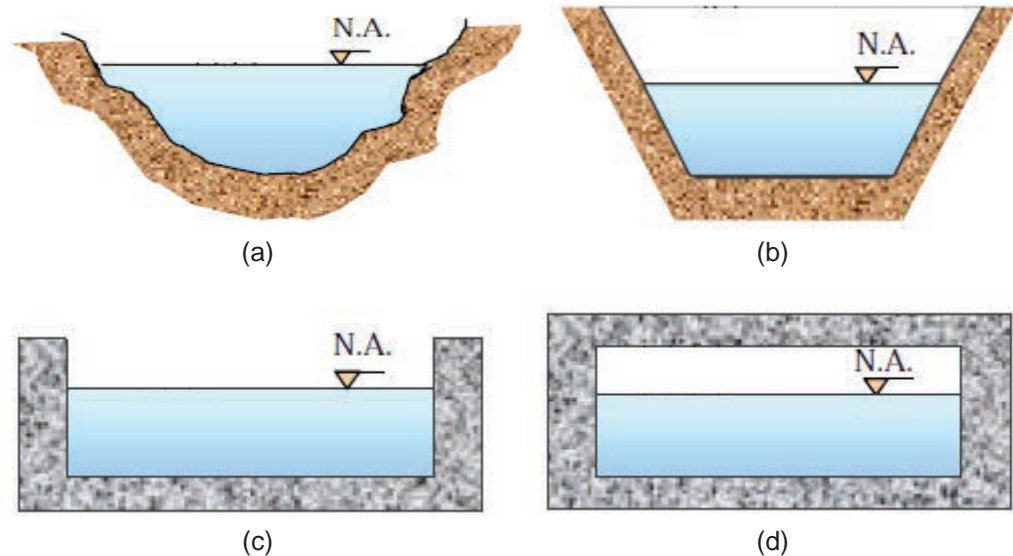


Figura 4.20: Tipos de canais empregados na macrodrenagem urbana: (a) Canal natural; (b) Canal artificial aberto não revestido; (c) Canal artificial aberto revestido; (d) Canal artificial fechado revestido

A Figura 4.21 ilustra algumas tipologias empregadas na macrodrenagem urbana.



Figura 4.21: Algumas tipologias empregadas na macrodrenagem urbana: (a) Canal artificial aberto – Seção mista; (b) Canal artificial aberto – Seção retangular; (c) Canal artificial fechado – Seção retangular; (d) Canal natural.

4.5.1 Dimensionamento hidráulico da Macrodrenagem

Os canais de macrodrenagem devem ser dimensionados considerando escoamento subcrítico ou fluvial ($Fr < 1$) conforme Equação (4.24).

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot H_m}} \quad (4.24)$$

onde Fr é o número de Froude (adimensional); V é a velocidade de escoamento (m/s); g é a aceleração devido a gravidade (m/s^2); H_m é a altura média da lâmina líquida (m).

Além disso, o regime de escoamento considerado é o permanente (vazão constante) e uniforme (constância dos parâmetros hidráulicos). É obvio que esse tipo de escoamento no qual a velocidade média é constante somente ocorre em condições de equilíbrio dinâmico, isto é, quando houver equilíbrio entre a força aceleradora e a força de resistência que tenta impedir o movimento.

Para essas condições aplica-se a fórmula de Chézy com coeficiente de Manning, conforme Equação (4.25).

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R_H^{2/3} \quad (4.25)$$

onde n é o coeficiente de rugosidade de Manning ($m^{-1/3} \cdot s$); Q é a vazão (m^3/s); I é a declividade do fundo do canal (m/m); A é a área molhada (m^2); R_H é o raio hidráulico (m).

Os valores para o coeficiente de rugosidade de Manning (n), para canais de macrodrenagem, podem ser obtidos da Tabela 4.7.

Tabela 4.7 Valores de n empregados em canais.

Natureza das paredes do canal	n
Canais de chapas com rebites embutidos, juntas perfeitas e águas limpas. Tubos de cimento e de fundição em perfeitas condições.	0,011
Canais de cimento muito liso, de dimensões limitadas, de madeira aplainada e lixada, em ambos os casos; trechos retilíneos compridos e curvas de grande raio e água limpa. Tubos de fundição usados.	0,012
Canais de reboco de cimento liso, porém com curvas de raio limitado e águas não completamente limpas; construídos com madeira lisa, mas com curvas de raio moderado.	0,013
Canais com reboco de cimento, não completamente liso; de madeira com traçado tortuoso e curvas de pequeno raio e juntas imperfeitas.	0,014
Canais com paredes de cimento não completamente lisas, com curvas estreitas e águas com detritos; construídos de madeira não aplainada de chapas rebitadas.	0,015
Canais com reboco de cimento não muito alisado e pequenos depósitos no fundo; revestidos por madeira não aplainada; de alvenaria construída com esmero; de terra, sem vegetação.	0,016
Canais com reboco de cimento incompleto, juntas irregulares, andamento tortuoso e depósitos no fundo; de alvenaria revestindo taludes não bem perfilados.	0,017
Canais com reboco de cimento rugoso, depósito no fundo, musgo nas paredes e traçado tortuoso.	0,018
Canais de alvenaria em más condições de manutenção e fundo com barro, ou de alvenaria de pedregulhos; de terra, bem construídos, sem vegetação e com curvas de grande raio.	0,020

Natureza das paredes do canal	n
Canais de chapas rebitadas e juntas irregulares; de terra, bem construídos com pequenos depósitos no fundo e vegetação rasteira nos taludes.	0,022
Canais de terra, com vegetação rasteira no fundo e nos taludes.	0,025
Canais de terra com vegetação normal, fundo com cascalhos ou irregular por causa de erosões; revestidas com pedregulhos e vegetação.	0,030
Álveos naturais, cobertos de cascalhos e vegetação.	0,035
Álveos naturais, andamento tortuoso.	0,040

Fonte: adaptada de Porto (1999).

Um dos problemas mais comuns em um sistema de macrodrenagem é encontrar, para uma determinada seção do canal, a cota do nível d'água, a fim de evitar o afogamento das galerias de águas pluviais provenientes do sistema de microdrenagem.

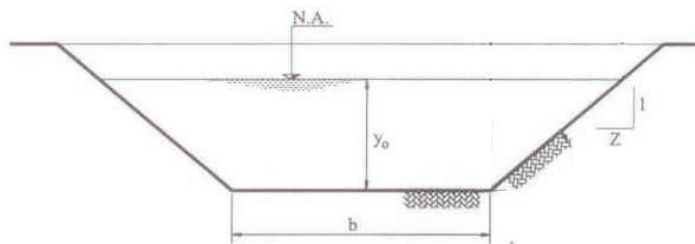


Figura 4.22: Elementos geométricos da seção trapezoidal

Porto (1999) reescreveu a Equação (4.25) de modo que, fixada a forma geométrica da seção do canal (ver Figura 4.22), seja ela retangular ou trapezoidal, e conhecida a vazão de escoamento, é possível determinar o parâmetro (ξ) e relacioná-lo a altura normal de água no canal (y_0) conforme Equação (4.26) e Tabela 4.8.

$$\frac{n \cdot Q}{b^{8/3} \cdot \sqrt{I}} = \xi = \left(\frac{y_0}{b}\right)^{5/3} \cdot \frac{\left[1 + \left(\frac{y_0}{b}\right) \cdot Z\right]^{5/3}}{\left[1 + 2 \cdot \left(\frac{y_0}{b}\right) \cdot \sqrt{1 + Z^2}\right]^{2/3}} \quad (4.26)$$

onde n é o coeficiente de rugosidade de Manning ($m^{-1/3} \cdot s$); Q é a vazão (m^3/s); I é a declividade do fundo do canal (m/m); y_0 é a altura normal de água no canal (m); b é a largura do fundo do canal (m); Z é a inclinação da parede do canal (adimensional).

Tabela 4.8: Cálculo da altura d'água normal (y_0) – Valores de $\xi = \frac{n \cdot Q}{(b^{8/3} \cdot \sqrt{I})}$

y_0/b	Inclinação do talude (Z)							
	0,0	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
0.020	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002
0.050	0.006	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
0.100	0.019	0.021	0.022	0.023	0.023	0.024	0.025	0.025
0.150	0.036	0.042	0.045	0.047	0.049	0.050	0.052	0.054
0.200	0.055	0.069	0.074	0.078	0.083	0.087	0.091	0.095
0.250	0.076	0.101	0.110	0.118	0.126	0.134	0.142	0.149
0.300	0.098	0.138	0.153	0.167	0.180	0.193	0.205	0.218
0.350	0.122	0.181	0.204	0.225	0.245	0.264	0.283	0.303
0.400	0.147	0.230	0.262	0.292	0.321	0.349	0.376	0.404
0.450	0.172	0.284	0.328	0.369	0.409	0.447	0.485	0.523
0.500	0.198	0.344	0.403	0.457	0.509	0.561	0.611	0.661
0.550	0.225	0.410	0.486	0.556	0.623	0.690	0.755	0.820
0.600	0.252	0.482	0.577	0.666	0.751	0.835	0.918	1.000
0.650	0.280	0.561	0.678	0.788	0.894	0.997	1.100	1.201
0.700	0.308	0.645	0.788	0.922	1.051	1.178	1.303	1.427
0.750	0.336	0.737	0.908	1.069	1.224	1.377	1.527	1.676
0.800	0.365	0.835	1.038	1.229	1.414	1.595	1.773	1.950
0.850	0.393	0.940	1.178	1.403	1.620	1.833	2.043	2.251
0.900	0.422	1.052	1.329	1.591	1.843	2.091	2.336	2.579
0.950	0.451	1.171	1.491	1.793	2.085	2.371	2.654	2.934
1.000	0.481	1.297	1.664	2.010	2.344	2.672	2.997	3.319
1.050	0.510	1.431	1.848	2.242	2.623	2.997	3.366	3.733
1.100	0.540	1.573	2.044	2.489	2.921	3.344	3.762	4.178
1.150	0.569	1.722	2.251	2.753	3.239	3.715	4.186	4.654
1.200	0.599	1.880	2.471	3.033	3.577	4.111	4.639	5.162
1.250	0.629	2.045	2.704	3.329	3.936	4.531	5.120	5.704
1.300	0.659	2.219	2.949	3.643	4.317	4.978	5.631	6.280
1.350	0.689	2.401	3.207	3.975	4.719	5.450	6.173	6.890
1.400	0.719	2.592	3.479	4.324	5.144	5.949	6.746	7.536
1.450	0.750	2.791	3.764	4.691	5.592	6.476	7.350	8.218
1.500	0.780	2.999	4.063	5.077	6.063	7.031	7.988	8.938
1.550	0.810	3.216	4.375	5.482	6.557	7.614	8.659	9.696
1.600	0.841	3.443	4.702	5.906	7.076	8.226	9.363	10.492
1.650	0.871	3.678	5.044	6.350	7.620	8.868	10.102	11.328
1.700	0.902	3.923	5.400	6.814	8.189	9.540	10.877	12.204
1.750	0.932	4.178	5.772	7.299	8.784	10.243	11.687	13.121
1.800	0.963	4.442	6.158	7.804	9.404	10.978	12.534	14.079
1.850	0.994	4.716	6.561	8.330	10.051	11.744	13.418	15.081

Continuação... Tabela 4.8

y_0/b	Inclinação do talude (Z)							
	0,0	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
1.900	1.024	5.000	6.978	8.877	10.725	12.542	14.340	16.125
1.950	1.055	5.294	7.412	9.446	11.426	13.374	15.301	17.213
2.000	1.086	5.599	7.862	10.037	12.156	14.239	16.300	18.347
2.050	1.117	5.913	8.329	10.651	12.913	15.138	17.339	19.525
2.100	1.147	6.238	8.812	11.287	13.699	16.071	18.419	20.750
2.150	1.178	6.574	9.312	11.947	14.514	17.040	19.539	22.021
2.200	1.209	6.921	9.829	12.629	15.359	18.044	20.701	23.340
2.250	1.240	7.278	10.364	13.336	16.233	19.084	21.905	24.707
2.300	1.271	7.647	10.916	14.066	17.138	20.161	23.152	26.123
2.350	1.302	8.027	11.486	14.821	18.073	21.274	24.442	27.588
2.400	1.333	8.418	12.073	15.600	19.040	22.425	25.776	29.104
2.450	1.364	8.820	12.680	16.404	20.038	23.615	27.155	30.670
2.500	1.395	9.234	13.304	17.234	21.068	24.843	28.578	32.288
2.550	1.426	9.660	13.947	18.089	22.131	26.109	30.048	33.959
2.600	1.457	10.097	14.610	18.970	23.226	27.416	31.563	35.682
2.650	1.488	10.547	15.291	19.877	24.354	28.762	33.125	37.459
2.700	1.519	11.008	15.992	20.811	25.516	30.149	34.735	39.290
2.750	1.550	11.482	16.712	21.771	26.712	31.576	36.392	41.175
2.800	1.581	11.968	17.452	22.758	27.942	33.046	38.098	43.117
2.850	1.612	12.466	18.212	23.773	29.206	34.557	39.853	45.114
2.900	1.643	12.977	18.992	24.816	30.506	36.110	41.658	47.168
2.950	1.674	13.500	19.792	25.886	31.841	37.706	43.513	49.280
3.000	1.705	14.037	20.613	26.985	33.212	39.346	45.418	51.450
3.050	1.736	14.586	21.455	28.113	34.619	41.029	47.375	53.678
3.100	1.768	15.148	22.318	29.269	36.063	42.756	49.383	55.966
3.150	1.799	15.724	23.202	30.454	37.544	44.528	51.444	58.313
3.200	1.830	16.313	24.107	31.669	39.062	46.346	53.558	60.722

REFERÊNCIAS

Introdução

AZEVEDO NETTO, J. M.; BOTELHO, M. H. C. *Manual de saneamento de cidades e edificações*. 1. ed. São Paulo: Pini, 1991.

BRASIL. Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nº 6.766, de 19 de setembro de 1979, nº 8.036, de 11 de maio de 1990, nº 8.666, de 21 de junho de 1993, e nº 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. *Diário Oficial da República Federativa do Brasil*, Brasília, 8 jan. 2007.

JOHNSON, S. *O mapa fantasma*. 1. ed. Rio de Janeiro: Jorge Zahar, 2006. 276 p.

UNIDADE 1 – Noções gerais de saneamento

BRASIL. Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nº 6.766, de 19 de setembro de 1979, nº 8.036, de 11 de maio de 1990, nº 8.666, de 21 de junho de 1993, e nº 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. *Diário Oficial da República Federativa do Brasil*, Brasília, 8 jan. 2007.

HELLER, L. Abastecimento de água, sociedade e ambiente. In: HELLER, L; PÁDUA, V. L. (Org.). *Abastecimento de água para consumo humano*. Belo Horizonte: UFMG, 2006. 859 p.

ORGANIZAÇÃO PAN-AMERICANA DA SAÚDE (OPAS); ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE (OMS). *Água e Saúde*, 2001. Disponível em: <<http://www.opas.org.br/sistema/fotos/agua.pdf>>. Acesso em: 6 jun. 2011.

PHILIPPI JR., A.; SILVEIRA, V. F. Saneamento ambiental e ecologia aplicada. In: PHILIPPI JR., A.; ROMÉRO, M. A.; BRUNA, G. C. (Ed.). *Curso de Gestão Ambiental*. Barueri: Manole, 2004. (Coleção Ambiental 1).

SANTOS, A. C. Noções de hidroquímica. In: FEITOSA, F. A. C.; FILHO, J. M. (Ed.). *Hidrogeologia: conceitos e aplicações*. Fortaleza: CPRM/LABHID/UFPE, 1997. p. 81-108.

SCIENCE FOR A CHANGING WORLD (USGS). *The water cycle – water science for schools*. 2014. Disponível em: <<http://water.usgs.gov/edu/watercycle.html>>. Acesso em: 15 de abril de 2014.

SHIKLOMANOV, I. A. Comprehensive assessment of the freshwater resources to the world. In: *Assessment water resources and water availability in the world*. WMO/SEI, 1997. 85 p.

WORLD HEALTH ORGANIZATION (WHO). Constitution of the World Health Organization. In: *International Health Conference in New York*. 1946. 20 p. Disponível em: http://www.who.int/governance/eb/who_constitution_en.pdf Acesso em 08 mar. 2011.

UNIDADE 2 – Sistema de Abastecimento de Água (SAA)

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 12.215*: Projeto de adutora de água para abastecimento público – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1991. 9 p.

_____. *NBR 12.211*: Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água. Rio de Janeiro: ABNT, 1992. 14 p.

_____. *NBR 12.213*: Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público. Rio de Janeiro: ABNT, 1992. 5 p.

_____. *NBR 12.214*: Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro: ABNT, 1992. 15 p.

_____. *NBR 12.216*: Projeto de sistema de bombeamento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro: ABNT, 1992. 18 p.

_____. *NBR 7.229*: Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. Rio de Janeiro: ABNT, 1993. 15 p.

_____. *NBR 12.217*: Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro: ABNT, 1994. 4 p.

_____. *NBR 12.218*: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1994. 4 p.

_____. *NBR 12.212*: Poço tubular – projeto de poço tubular para captação de água subterrânea. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 10 p.

AZEVEDO NETTO, J. M. *Manual de hidráulica*. 8. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998.

BRASIL. Resolução Conama nº 357, de 17 de março de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências.

_____. Resolução Conama n.º 396, de 3 de abril de 2008. Dispõe sobre a classificação e diretrizes ambientais para o enquadramento das águas subterrâneas e dá outras providências. *Diário Oficial da República Federativa do Brasil*, Brasília, 7 abr. 2008.

_____. Portaria nº 2.914, de 12 de dezembro de 2011. Dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. *Diário Oficial da República Federativa do Brasil*, Brasília, 13 dez. 2011.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL (CETESB). *Técnicas de abastecimento e tratamento de água*. 2. ed. São Paulo: Cetesb, 1978. v. 1.

_____. *Relatório de qualidade das águas interiores do estado de São Paulo – 2004*. São Paulo: Cetesb, 2005. 307 p.

_____. *Relatório de qualidade das águas subterrâneas do estado de São Paulo – 2007 a 2009*. São Paulo: Cetesb, 2010. 300 p.

_____. *Relatório de qualidade das águas interiores do estado de São Paulo – 2010*. São Paulo: Cetesb, 2011. 307 p.

_____. *Águas subterrâneas*. Disponível em: <<http://www.cetesb.sp.gov.br/agua/Informa??es-B?sicas/4-Prote??o-da-Qualidade>>. Acesso em: 6 jan. 2012.

DACACH, N. G. *Sistemas urbanos de água*. 2. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1979.

DIAS, M. D.; MARTÍNEZ, C. B.; LIBÂNIO, M. Avaliação do impacto da variação da renda no consumo domiciliar de água. *Eng Sanit Ambient*, v. 15, n. 2, p. 155-166, 2010.

DI BERNARDO, L. *Métodos e técnicas de tratamento de água*. Rio de Janeiro: Abes, 1993. v. 2.

DI BERNARDO, L.; SABOGAL PAZ, L. P. *Seleção de tecnologias de tratamento de água*. São Carlos: LDiBe, 2009.

FOX, R. W.; MC DONALD, A. T. *Introdução à mecânica dos fluidos*. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2006.

GIAMPÁ, C. E. Q.; GONÇALES, V. G. *Águas subterrâneas e poços tubulares profundos*. 1. ed. São Paulo: Signus, 2006.

HELLER, L. Abastecimento de água, sociedade e ambiente. In: HELLER, L.; PÁDUA, V. L. (Org.). *Abastecimento de água para consumo humano*. Belo Horizonte: UFMG, 2006. 859 p.

HELLER, L.; PÁDUA, V. L. *Abastecimento de água para consumo humano*. 1. ed. Belo Horizonte: UFMG, 2006.

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL (LNEC). *Simulação hidráulica e de parâmetros de qualidade em sistemas de transporte e distribuição de água: EPANET 2.0 – manual do utilizador*. Lisboa, 2004. Disponível em: <<http://www.dha.lnec.pt/nes/epanet/downloads/EN2Pmanual.pdf>>. Acesso em: 13 abr. 2012.

MACINTYRE, A. J. *Bombas e instalações de bombeamento*. Rio de Janeiro: Guanabara, 1987.

MAYS, L. W. *Water distribution systems handbook*. Nova York: Mc Graw Hill, 2000. 728 p.

MORENO, J. *Avaliação e gestão de riscos no controle da qualidade da água em redes de distribuição: estudo de caso*. 2009. 617 p. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009.

MUNÓZ, A. H. *Abastecimiento y distribución de agua*. Madri: Madrid Colegio de Ingenieros de Caninos, Canales y Puertos, 2000.

PORTO, R. M. *Hidráulica básica*. São Carlos: EESC/USP, 1999. 519 p.

PRINCE, A. A. Rede de distribuição. In: HELLER, L.; PÁDUA, V. L. (Org.). *Abastecimento de água para consumo humano*. Belo Horizonte: UFMG, 2006. p. 603-661.

RICHTER, C. A. *Água: métodos e técnicas de tratamento*. São Paulo: Edgard Blücher, 2009. 340 p.

RICHTER, C. A.; AZEVEDO NETTO, J. M. *Tratamento de água*. São Paulo: Edgard Blücher, 1993. 332 p.

RIGHETTO, A. M. *Manejo de águas pluviais urbanas*. Rio de Janeiro: Abes, 2009.

ROCHA, A. L.; BARRETO, D. Perfil do consumo de água de uma habitação unifamiliar. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 20., 1999, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: Abes, 1999.

_____. Polícia Militar do Estado de São Paulo. Corpo de Bombeiros. *Instrução técnica 34/2011: Hidrante Urbano*. São Paulo: Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública, 2011. 8 p.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÃO SOBRE SANEAMENTO (SNIS). *Diagnóstico dos serviços de água e esgoto*. Brasília: Ministério das Cidades, 2009. 616 p. Disponível em: <<http://www.snis.gov.br/PaginaCarrega.php?EWRErterterTERTer=89>>. Acesso em: 10 jul. 2011.

TOMAZ, P. *Previsão do consumo de água: interface das instalações prediais de água e esgoto com os serviços públicos*. São Paulo: Navegar, 2000. 250 p.

TSUTIYA, M. T. *Abastecimento de água*. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006. 643 p.

TSUTIYA, M. T.; ALEM SOBRINHO, P. *Coleta e transporte de esgoto sanitário*. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1999. 547 p.

TSUTIYA, M. T.; KANASHIRO, W. H. Arraste de ar em tubulações com grande declividade. *Revista DAE*, São Paulo, v. 47, n. 148, 1987.

VON SPERLING, M. *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento dos esgotos*. Belo Horizonte: UFMG, 2005.

UNIDADE 3 – Sistema de Esgotos Sanitários (SEE)

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 9.648*: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

_____. *NBR 9.649*: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

_____. *NBR 9.800*: Critérios para lançamento de efluentes líquidos industriais no sistema coletor público de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

_____. *NBR 12.207*: Projeto de interceptores de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

_____. *NBR 12.208*: Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

_____. *NBR 12.209*: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

_____. *NBR 8.890*: Tubos de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – requisitos e métodos de ensaios. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

_____. *NBR 13.969*: Tanques sépticos – unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos/Projeto, construção e operação. Rio de Janeiro: ABNT, 1997.

_____. *NBR 14.486*: Sistemas enterrados para condução de esgoto sanitário – Projeto de redes coletoras com tubos de PVC. Rio de Janeiro: ABNT, 2000.

AZEVEDO NETTO, J. M. *Manual de hidráulica*. 8. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998.

BRAILE, P. M.; CAVALCANTI, J. E. W. A. *Manual de tratamento de águas residuárias industriais*. São Paulo: Cetesb, 1993. 764 p.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Resolução Conama nº 357, de 17 de março de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. *Diário Oficial da República Federativa do Brasil*, Brasília, 18 mar. 2005.

_____. Ministério do Meio Ambiente. Resolução Conama nº 430, de 13 de maio de 2011. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução n.º 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente – Conama. *Diário Oficial da República Federativa do Brasil*, Brasília, 16 maio 2011.

CAMPOS, J. R. *Alternativas para tratamento de esgotos – pré-tratamento de águas para abastecimento*. Americana: Consórcio Intermunicipal das Bacias dos Rios Piracicaba e Capivari, 1994. 112 p.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL (Cetesb). *Autodepuração dos corpos-d'água*. São Paulo: Cetesb, s/d. 36 p.

CHOW, V. T. *Open-channel hydraulics*. Caldwell: Blackburn Press, 1959. 700 p.

CRESPO, P. G. *Elevatórias nos sistemas de esgotos*. Belo Horizonte: UFMG, 2001.

GIORGETTI, M. F. *Fundamentos de fenômenos de transporte para estudantes de engenharia*. 1. ed. São Carlos: Suprema, 2008. 512 p.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C. A. *Tratamento de esgotos domésticos*. 3. ed. Rio de Janeiro: Abes, 1995.

_____. *Tratamento de esgotos domésticos*. 6. ed. Rio de Janeiro: Abes, 2011.

KELLNER, E.; PIRES, E. C. *Lagoas de estabilização: projeto e operação*. Rio de Janeiro: Abes, 1998. 241 p.

KELLNER, E.; CALIJURI, M. C.; PIRES, E. C. Application of sustainability indicators to stabilization ponds. *Eng. Sanit. Ambient*, v. 14, n. 4, p. 455-464, 2009.

KLEIN, L. *River pollution: causes and effects*. Londres: Butterworths Scientific Publications, 1962. v. 2.

MACINTYRE, A. J. *Bombas e instalações de bombeamento*. Rio de Janeiro: Guanabara, 1987.

MAGALHÃES, C. A. C.; MORENO, J.; GALVÃO JR., A. C. Estimativa do consumo per capita em comunidades atendidas pela unidade de negócio do Médio Tietê. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 21., 2001, João Pessoa. *Anais...* João Pessoa, 2001. 1 CD-ROM.

METCALF & EDDY, Inc. *Wastewater engineering: collection and pumping of wastewater*. Nova York: McGraw-Hill, 1981.

_____. *Wastewater engineering: treatment and reuse*. 4. ed. Nova York: McGraw-Hill, 2003.

PORTO, R. M. *Hidráulica básica*. São Carlos: EESC/USP, 1999. 519 p.

SÃO PAULO. Decreto nº 8.468, de 08 de setembro de 1976. Aprova o Regulamento da Lei n.º 997, de 31 de maio de 1976, que dispõe sobre a prevenção e o controle da poluição do meio ambiente. São Paulo, 1976.

STREETER, H.W.; PHELPS, E. B. A study of the pollution and natural purification of the Ohio river. In: *Public Health Bulletin*. N. 146. Feb, 1925. 80p. Disponível em: <http://udspace.udel.edu/bitstream/handle/19716/1590/c&EE148.pdf?sequence=2> . Acesso em: 30 set. 2013.

TOMAZ, P. Golpe de aríete em casas de bombas. Rio de Janeiro: Abes, 2010.

TSUTIYA, M. T. Abastecimento de água. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006. 643 p.

TSUTIYA, M. T.; KANASHIRO, W. H. Arraste de ar em tubulações com grande declividade. *Revista DAE*, v. 47, n. 148, mar. 1987.

TSUTIYA, M. T.; ALEM SOBRINHO, P. Coleta e transporte de esgoto sanitário. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1999. 547 p.

VAN HAANDEL, A. C.; LETTINGA, G. Tratamento anaeróbio de esgotos. Campina Grande: UFPB, 1994.

- VOLKART, P. The mechanism of air bubble entrainment in self-aerated flow. *Int. J.F. Multiphase Flow*, v. 6, p. 411-423, 1980.
- VON SPERLING, M. *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento dos esgotos*. Belo Horizonte: UFMG, 2005. 1 vol.
- WYLIE, E. B.; STREETER, V. L. *Fluid transients in systems*. Upper Saddle River: Prentice-Hall Inc., 1993. 463 p.

UNIDADE 4 – Sistema de Drenagem Urbana

- ANDRADE, C. R. M. D. Saturnino de Brito - Um projetista de cidades. *Revista Arquitetura e Urbanismo*. São Paulo: Pini (72), jun./ jul. 1997, p. 12-14
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8890: Tubos de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – requisitos e métodos de ensaios. Rio de Janeiro: ABNT 2007.
- AZEVEDO NETTO, J. M. *Manual de Hidráulica*. 8. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998.
- BARBASSA, A. P. *Simulação do efeito da urbanização sobre a drenagem pluvial na cidade de São Carlos, SP*. 1991. 312 p. Dissertação (Doutorado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1991.
- BOTELHO, M. H. C. *Águas de Chuva*. 1ª. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1985.
- Brites, A.P.Z.; GASTALDINI, M.C.C. *Estudo Comparativo do Lançamento de Resíduos Sólidos na Drenagem Urbana em Duas Bacias Hidrográficas*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 23., 2005, Campo Grande. Anais... João Pessoa, 2005. 8p.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL (Cetesb). *Drenagem Urbana: Manual de Projeto*. São Paulo: Cetesb, 1986. 452 p.
- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA DO ESTADO DE SÃO PAULO (DAEE). *Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas*. São Paulo: DAEE, 2005. 116p.
- _____. *Equações de chuvas intensas para o estado de São Paulo*. 1999. 141 p. Disponível em: <<http://www.sigrh.sp.gov.br/sigrh/basecon/ecisp/PlugDAEE.pdf>>. Acesso em: 11 abr. 2012.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). *Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem*. Publicação IPR-715. 2ª.ed. Rio de Janeiro, 2005. 133p.
- IZZARD, C.F. *Hydarulics of runoff from developed surfaces*. *Proceeding of the 26th annual meeting of the Highway Research Board, Washington*, 26: 129-146, 1946
- LEOPOLD, L.B., 1968. *Hydrology for Urban Planning - A Guide Book on the Hydrologic Effects on Urban Land Use*. USGS circ. 554, 18p.
- PFRAFSTETTER, O. *Chuvas intensas no Brasil*. 1. ed. Rio de Janeiro: DNOS, 1957. 246 p.
- PORTO, R.L. et al. *Drenagem Urbana*. In: *Hidrologia – Ciência e Aplicação*. Coleção ABRH – Vol. 4. UFRGS/EDUSP/ABRH, Porto Alegre – RS. Cap 21, p. 805-875. 1993.

- PORTO, R. M. Hidráulica básica. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999. 519 p.
- RIGHETTO, A. M. Manejo de águas pluviais urbanas. Rio de Janeiro: Abes, 2009.
- SCHUELLER, T. 1987. Controlling Urban Runoff : A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs. Washington, dC: Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.
- SILVEIRA, A. L. L. Hidrologia urbana no Brasil. In: BRAGA, B.; TUCCI, C. E. M.; TOZZI, M. Drenagem urbana, gerenciamento, simulação, controle. Porto Alegre: ABRH Publicações, 1998.
- SOUZA, P. A. Eficiência hidráulica de bocas de lobo. CTH. 41 p. Disponível em: <<http://www.fcth.br/public/cursos/praiagrande/aula03/Eficiencia%20Hidraulica%20de%20Bocas%20de%20Lobo.PDF>>. Acesso em: 06 jan. 2012.
- TOMAZ, P. Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais. São Paulo: Navegar, 2002. 476 p.
- _____. Método I-Pai-Wu. In: CURSO DE MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS. São Paulo, 2010. 9p. Disponível em: http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/capitulo_66_metodo_de_ipaiwu.pdf. Acessado em 10/03/2013
- TUCCI, C.E.M. (Org) Hidrologia – Ciência e Aplicação. Porto Alegre, Editora UFRGS, ABRH, EDUSP, 1993. 943p.
- TUCCI, C.E.M. Águas Urbanas. Estudos Avançados 22 (63), 2008. P.97-112
- WILKEN, P. S. Engenharia de drenagem superficial. São Paulo: Cetesb, 1978. 478 p.

