

Departamento de Engenharia
Curso de Engenharia Civil
Disciplina de Saneamento Básico

NOTAS DE AULA – SANEAMENTO BÁSICO
SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Autor: Professor João Bosco de Andrade.

Colaboração: Acadêmica Fernanda Posch Rios

Notas de aula da Disciplina de Saneamento Básico do Curso de Engenharia Civil, ministrada pelo Professor Saulo Bruno Silveira e Souza.

S U M Á R I O

CAPÍTULO I — SANEAMENTO BÁSICO	10
1. NOÇÕES PRELIMINARES	10
2. OBJETIVOS DO SANEAMENTO.....	10
3. IMPORTÂNCIA DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	10
3.1. IMPORTÂNCIA SANITÁRIA	10
3.2. IMPORTÂNCIA ECONÔMICA.....	11
4. A ÁGUA NA TRANSMISSÃO DE DOENÇAS.....	11
4.1. DOENÇAS DE TRANSMISSÃO HÍDRICA	11
4.2. DOENÇAS DE ORIGEM HÍDRICA	11
4.3. ÁGUA E DOENÇAS	12
4.4. DOENÇAS CAUSADAS POR AGENTES QUÍMICOS	12
5. MEDIDAS GERAIS DE PROTEÇÃO PARA EVITAR DISSEMINAÇÃO DE DOENÇAS PELA ÁGUA.....	12
CAPÍTULO II — QUALIDADE, IMPUREZAS E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS E BIOLÓGICAS DAS ÁGUAS.....	13
1. QUALIDADE DE ÁGUA.....	13
1.1. CONCEITOS FUNDAMENTAIS	13
2. GRAU DE POLUIÇÃO DAS ÁGUAS NATURAIS.....	13
2.1. GRAU DE POLUIÇÃO E DE CONTAMINAÇÃO DAS ÁGUAS DE CONSUMO.....	13
3. IMPUREZAS.....	14
3.1. IMPUREZAS MAIS COMUNS.....	14
4. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS E BIOLÓGICAS DA ÁGUA.....	15
4.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	16
4.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS	16
4.3. CARACTERÍSTICAS HIDROBIOLÓGICAS DAS ÁGUAS.....	17
CAPÍTULO III — CONSUMO DE ÁGUA.....	18
1. INTRODUÇÃO.....	18
2. USOS DA ÁGUA	18
3. CONSUMO MÉDIO PER CAPITA	19
4. FATORES QUE AFETAM O CONSUMO	19

4.1.	CLIMA	19
4.2.	HÁBITOS E NÍVEL DE VIDA DA POPULAÇÃO	19
4.3.	NATUREZA DA CIDADE	20
4.4.	TAMANHO DA CIDADE	20
4.5.	EXISTÊNCIA OU AUSÊNCIA DE MEDIÇÃO	20
4.6.	PRESSÃO NA REDE	20
5.	VARIAÇÕES DE CONSUMO.....	20
5.1.	VARIAÇÕES DIÁRIAS	20
5.2.	VARIAÇÕES HORÁRIAS	21
 CAPÍTULO IV — PERÍODO DE PROJETO E POPULAÇÃO DE PROJETO.....		22
1.	PERÍODO DE PROJETO	22
2.	PREVISÃO DA EVOLUÇÃO DA POPULAÇÃO DURANTE O PERÍODO DE PROJETO	22
2.1.	MÉTODO DA PROGRESSÃO ARITMÉTICA	23
2.2.	MÉTODO DA PROGRESSÃO GEOMÉTRICA	23
2.3.	MÉTODO DA PARÁBOLA	23
2.4.	MÉTODO DA CURVA LOGÍSTICA	24
2.5.	PROCESSO DE EXTRAPOLAÇÃO GRÁFICA	25
2.6.	POPULAÇÃO FLUTUANTE.....	25
2.7.	DISTRIBUIÇÃO DEMOGRÁFICA	25
2.8.	CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS SOBRE A PREVISÃO DE POPULAÇÃO	26
2.9.	ÁREAS A SEREM ABASTECIDAS – CONCEPÇÃO E ETAPAS DE PROJETO	26
2.10.	VOLUME DE ÁGUA A SER DISTRIBUÍDO NUMA CIDADE	26
 CAPÍTULO V — CAPTAÇÃO DE ÁGUAS DE SUPERFÍCIE		28
1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	28
2.	EXAME PRÉVIO DAS CONDIÇÕES LOCAIS.....	28
3.	PRINCÍPIOS GERAIS PARA A LOCALIZAÇÃO DE TOMADAS DE ÁGUA	29
4.	COMPONENTES DE UMA CAPTAÇÃO.....	30
4.1.	BARRAGENS	30
4.2.	DISPOSITIVOS RETENTORES DE MATERIAIS ESTRANHOS.....	30
4.3.	DISPOSITIVOS PARA CONTROLAR A ENTRADA DE ÁGUA	32
4.4.	CANAIS E TUBULAÇÕES DE INTERLIGAÇÃO	35
4.5.	POÇO DE SUCÇÃO.....	35

5. DETALHES EXECUTIVOS DE UMA BARRAGEM DE NÍVEL	35
CAPÍTULO VI — LINHAS ADUTORAS E ÓRGÃOS ACESSÓRIOS	38
1. GENERALIDADES	38
2. CLASSIFICAÇÃO DAS ADUTORAS	38
2.1. QUANTO À NATUREZA DO LÍQUIDO TRANSPORTADO	38
2.2. QUANTO À ENERGIA DE MOVIMENTAÇÃO DA ÁGUA	39
3. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DAS ADUTORAS POR GRAVIDADE ...	40
4. ASPECTOS A SEREM CONSIDERADOS	40
5. DIMENSIONAMENTO DE UMA ADUTORA POR RECALQUE	41
6. PEÇAS ESPECIAIS E ÓRGÃOS ACESSÓRIOS	42
7. OBRAS COMPLEMENTARES.....	44
CAPÍTULO VII — BOMBAS E ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS.....	46
1. GENERALIDADES	46
2. DEFINIÇÃO DE UMA BOMBA PARA EFETUAR O RECALQUE DE ÁGUA.....	46
2.1. GRANDEZAS CARACTERÍSTICAS	46
2.2. NPSH – LIMITE DE SUCÇÃO POSITIVA.....	48
3. ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS	49
3.1. SALÃO DE MÁQUINAS E DEPENDÊNCIAS COMPLEMENTARES.....	50
3.2. POÇO DE SUCÇÃO	50
3.3. TUBULAÇÕES E ÓRGÃOS ACESSÓRIOS.....	51
3.4. DISPOSITIVOS AUXILIARES	52
CAPÍTULO VIII — RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA	55
1. FINALIDADES.....	55
2. CLASSIFICAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS	56
2.1. QUANTO À LOCALIZAÇÃO NO SISTEMA	56
2.2. QUANTO À LOCALIZAÇÃO NO TERRENO	57
3. CAPACIDADE DOS RESERVATÓRIOS	58
4. RESERVATÓRIOS APOIADOS, SEMI-ENTERRADOS E ELEVADOS	58
5. DIMENSÕES ECONÔMICAS	59
CAPÍTULO IX — REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA.....	61

1. CONCEITO.....	61
2. TRAÇADO DOS CONDUTOS	61
3. VAZÕES DE DISTRIBUIÇÃO	63
4. CONDIÇÕES DE FUNCIONAMENTO DAS REDES DE DISTRIBUIÇÃO	63
5. CONSIDERAÇÕES SOBRE AS DISTÂNCIAS ENTRE CONDUTOS	64
6. DEDUÇÃO DO MÉTODO DE HARDY-CROSS (REDES MALHADAS).....	66
CAPÍTULO X — PROCESSOS GERAIS DE TRATAMENTO DE ÁGUA.....	68
1. INTRODUÇÃO.....	68
2. A ESCOLHA DO MANANCIAL	68
3. A QUALIDADE DA ÁGUA	69
4. INVESTIGAÇÕES DE LABORATÓRIO.....	69
5. INSTALAÇÃO PILOTO	69
6. FINALIDADES DO TRATAMENTO	69
7. PRINCIPAIS PROCESSOS DE PURIFICAÇÃO.....	70
CAPÍTULO XI — TRATAMENTO QUÍMICO-COAGULAÇÃO.....	72
1. OBJETIVOS.....	72
2. REAGENTES EMPREGADOS	72
3. PROPRIEDADES COAGULANTES	72
4. REQUISITOS PARA A PERFEITA COAGULAÇÃO	72
5. DOSAGEM DE REAGENTES	73
6. CÂMARAS DE MISTURA RÁPIDA E FLOCULADORES	73
6.1. CÂMARA DE MISTURA RÁPIDA	73
6.2. FLOCULADORES	75
CAPÍTULO XII — DECANTADORES	79
1. CONCEITOS.....	79
2. VELOCIDADES DE SEDIMENTAÇÃO	80
3. DIMENSIONAMENTO DOS DECANTADORES	80
3.1. TAXAS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL.....	80
3.2. RELAÇÃO ENTRE COMPRIMENTO E LARGURA L/B	80
3.3. PERÍODO DE DETENÇÃO.....	81
3.4 PROFUNDIDADE DOS DECANTADORES.....	81

3.5 NÚMERO DE DECANTADORES	82
3.6 LIMPEZA DOS DECANTADORES	82
3.7 DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA NOS DECANTADORES — ENTRADA DE ÁGUA.	84
3.8 SAÍDA DA ÁGUA — COLETA DA ÁGUA DECANTADA	84
CAPÍTULO XIII — FILTROS RÁPIDOS DE GRAVIDADE	86
1. TAXA DE FILTRAÇÃO	86
2. NÚMERO DE FILTROS	86
3. FORMA E DIMENSÕES DOS FILTRO	86
4. ESPESSURA DAS CAMADAS E ALTURA DA CAIXA DO FILTRO	87
5. MEIO FILTRANTE	87
6. CAMADA SUPORTE	88
7. FUNDO DOS FILTROS	88
8. DETALHES EXECUTIVOS DOS FILTROS	88
9. LAVAGEM DOS FILTROS.....	90
10. QUANTIDADE DE ÁGUA DE LAVAGEM.....	90
11. CALHAS PARA ÁGUA DE LAVAGEM	90
12. LAVAGEM AUXILIAR.....	90
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	94

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Impurezas em suspensão	15
Tabela 2 – Impurezas em estado coloidal.....	15
Tabela 3 – Impurezas em dissolução	15
Tabela 4 – Indicação da qualidade da água x processos de tratamento exigidos.....	17
Tabela 5 – Usos da água	18
Tabela 6 – Densidades demográficas observadas em áreas urbanas	26
Tabela 7 – Velocidade de sedimentação de partículas na água.....	31
Tabela 8 – Roteiro de Cálculo	42
Tabela 9 – Limites de velocidade e de vazão.....	64
Tabela 10 – Quantidades usuais de sulfato de alumínio, conforme a turbidez.....	73
Tabela 11 – Estimativas do consumo de alcalinizantes.	73

Tabela 12 -- Velocidades de sedimentação	80
Tabela 13 – Espessuras usuais das camadas do filtro	87
Tabela 14 – Dimensões das camadas, de acordo com material	88
Tabela 15 – Espessuras das camadas de acordo com diâmetro do material	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Curva de variação horária do consumo.....	21
Figura 2 – Pontos de tomada de água	29
Figura 3 – Dimensões de um desarenador	31
Figura 4 – Detalhes para remoção de sólidos.....	32
Figura 5 – Detalhe de comporta tipo stop-log.....	33
Figura 6 – Detalhe de válvulas ou registros	34
Figura 7 – Detalhe de adufa	34
Figura 8 – Detalhe da barragem em planta	36
Figura 9 – Detalhe da barragem em cortes	37
Figura 10 – Adutora por gravidade em conduto forçado.....	39
Figura 11 – Adutora por recalque simples.....	39
Figura 12 – Adutora por gravidade em conduto livre.....	39
Figura 13 – Adutora por recalque duplo	39
Figura 14 – Adutora por gravidade com trechos em conduto livre (aqueduto) e trechos em conduto forçado (sifões invertidos)	39
Figura 15 – Adutora mista com trecho por recalque e trecho por gravidade	39
Figura 16 – Adutora de gravidade com caixas de quebra de pressão.....	40
Figura 17 – Exemplos de dispositivos especiais	42
Figura 18 – Influência da válvula redutora de pressão na posição da L.P.	43
Figura 19 – Detalhe de stand-pipes	44
Figura 20 – Grandezas características de uma bomba	47
Figura 21 – Ambientes de uma estação elevatória.....	49
Figura 22 – Detalhes da redução excêntrica e concêntrica	51
Figura 23 – Detalhes do recalque.....	52
Figura 24 – Dispositivos para escorva da bomba	53
Figura 25 – Dispositivos para escorva da bomba	54
Figura 26 – Detalhe do reservatório de montante.....	56
Figura 27 – Detalhe do reservatório de jusante, ou de sobras	56
Figura 28 – Detalhe do reservatório enterrado.....	57
Figura 29 – Detalhe do reservatório semi-enterrado	57

Figura 30 – Detalhe do reservatório apoiado	57
Figura 31 – Detalhe do reservatório elevado	58
Figura 32 – Dimensões econômicas e relativas de um reservatório retangular	60
Figura 33 – Rede ramificada em espinha de peixe.....	62
Figura 34 – Rede ramificada em grelha	62
Figura 35 – Rede malhada.....	62
Figura 36 – Detalhe da distância entre condutos secundários – rede ramificada	64
Figura 37 - Detalhe da distância entre condutos principais – rede ramificada	64
Figura 38 – Detalhe da distância entre condutos – rede malhada	65
Figura 39 – Detalhe de uma rede de distribuição real.....	66
Figura 40– Detalhe de uma rede assimilada à real.....	66
Figura 41 – Somatória de vazões em um nó.....	66
Figura 42 – Somatória de perdas de carga num circuito.....	66
Figura 43 – Fluxograma do tratamento convencional.....	70
Figura 44 – Lay-out do tratamento convencional	71
Figura 45 – Vista geral da estação de tratamento do sistema João Leite em Goiânia, em dezembro / 2003	71
Figura 46 – Detalhe da câmara de mistura rápida.....	74
Figura 47 – Calha Parshal (ponto de aplicação de sulfato de alumínio na ETA Meia Ponte)	74
Figura 48 – Detalhe do misturador.....	75
Figura 49 – Floculador mecânico do tipo de Turbina Axial.....	75
Figura 50 – Floculador mecanizado de eixo horizontal	76
Figura 51 – Floculador não mecanizado (hidráulico) de movimento horizontal.	77
Figura 52 – Floculador não mecanizado (hidráulico) de movimento vertical	77
Figura 53 – Floculador tipo Alabama	78
Figura 54 – Floculadores protegidos por guarda – corpos metálicos.....	78
Figura 55 – Esquema do decantador em planta baixa.....	79
Figura 56 – Detalhes construtivos do decantador em corte.....	83
Figura 57 – Detalhe da cortina distribuidora de água no decantador	83
Figura 58 – Detalhe do raspador de lodo no decantador.....	84
Figura 59 – Detalhe das Calhas que recebem a água decantada.....	85
Figura 60 – Vista do decantador	85
Figura 61 – Detalhe da bateria de filtros em planta.....	89
Figura 62 – Detalhe dos filtros em corte.....	89
Figura 63 – Início do processo de lavagem de uma das células do filtro.....	91
Figura 64 – Injeção de ar para limpeza das camadas do filtro	91

Figura 65 – Injeção de água no sentido ascensional e respectiva descarga	92
Figura 66 – Régua de medição de perda de carga de cada filtro.....	92
Figura 67 – Tubulação que recebe água dos filtros, localizada abaixo do nível do terreno	92
Figura 68 – Conjunto motor - bomba que recalca água para lavar os filtros	93
Figura 69 – Vista lateral das bombas que recalcam água para lavar os filtros	93

CAPÍTULO I — SANEAMENTO BÁSICO

1. NOÇÕES PRELIMINARES

Saúde - é o estado de completo bem-estar físico, mental e social, e não apenas a ausência de doenças ou de enfermidades. (Conforme a Organização Mundial de Saúde).

Saúde Pública - formas de preservar, melhorar ou recuperar a saúde, através de medidas coletivas e com a participação da população, de forma motivada.

Saneamento - instrumento da saúde pública que consiste em intervenções sobre o meio físico do homem, de forma a eliminar as **condições deletérias à saúde**.

2. OBJETIVOS DO SANEAMENTO

- a) abastecimento de água;
- b) coleta, remoção, tratamento e disposição final dos esgotos;
- c) coleta, remoção, tratamento e disposição final dos resíduos sólidos - lixos;
- d) drenagem das águas pluviais;
- e) higiene dos locais de trabalho e de lazer, escolas e hospitais;
- f) higiene e saneamento dos alimentos;
- g) controle de artrópodes e de roedores (vetores de doenças);
- h) controle da poluição do solo, do ar e da água, poluição sonora e visual;
- i) saneamento em épocas de emergências (quando ocorrem calamidades, como: enchentes, terremotos, maremotos, tufões, tornados, ciclones etc., ou quando ocorrem epidemias de determinadas doenças).

3. IMPORTÂNCIA DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

3.1. Importância Sanitária

A implantação ou a melhoria de um sistema de abastecimento de água vai repercutir imediatamente sobre a saúde da população, assim porque:

- ocorre a erradicação de doenças de veiculação ou de origem hídrica;
- ocorre a diminuição dos índices de mortalidade geral e em especial da mortalidade infantil;

- as melhores condições de higiene pessoal e do ambiente que proporciona vai implicar diminuição de uma série de doenças não relacionadas diretamente à água. (Efeito Mills-Reincke).

3.2. Importância Econômica

A importância econômica é também relevante. A implantação do abastecimento público de água se traduz num aumento de vida média útil da população e na redução de número de horas perdidas com diversas doenças, refletindo num aumento sensível de número de horas trabalhadas dos membros da comunidade beneficiada e com isto, aumento de produção. O homem é um ser que trabalha, sendo portanto um fator de produção.

A água constitui matéria-prima de muitas indústrias ou auxiliar de processos em atividades industriais, como água para caldeira e outras.

4. A ÁGUA NA TRANSMISSÃO DE DOENÇAS

4.1. Doenças de Transmissão Hídrica

A água é um importante veículo de transmissão de doenças notadamente do aparelho intestinal. Os microrganismos patogênicos responsáveis por essas doenças atingem a água com os esgotos de pessoas infectadas.

Relativamente aos microrganismos patogênicos, as doenças de transmissão hídrica podem ser ocasionadas por:

- bactérias: febres tifóides e paratifóide, disenteria bacilar, cólera;
- protozoários: amebíase ou disenteria amebiana;
- vermes (helminthoses) e larvas (esquistossomose);
- vírus: hepatite infecciosa e poliomielite.

4.2. Doenças de Origem Hídrica

Quatro tipos de contaminantes tóxicos podem ser encontrados nos mananciais de abastecimento público:

- a) contaminantes naturais de uma água que esteve em contato com formações minerais venenosas;
- b) contaminantes naturais de uma água na qual se desenvolveram determinadas colônias de microrganismos venenosos;
- c) contaminantes introduzidos nos cursos de águas por certos despejos industriais;
- d) a água distribuída à população pode ser contaminada por instalações e obras hidráulicas defeituosas, pelo uso de tubos metálicos inadequados, ou por práticas inadequadas de tratamento das águas.

4.3. Água e Doenças

As doenças relacionadas com a água podem ser causadas por agentes microbianos ou por agentes químicos.

4.3.1. Doenças adquiridas por via oral

As doenças relacionadas a agentes microbianos podem ser adquiridos predominantemente por via oral ou seja, quando se ingere a água.

Primeiro grupo:

- cólera, febres tifóide e paratifóide, hepatite infecciosa, gastroenterites infantis ou diarreias, essas doenças só são contraídas ao se beber água contaminada.

Segundo grupo:

- disenteria bacilar, amebíase, poliomielite, as quais têm outras formas de difusão além da água.

Terceiro grupo:

- helmintoses, tuberculoses, a importância da água como veículo é pequena.

4.3.2. Doenças adquiridas por contato, através da pele e das mucosas

- esquistossomose, leptospirose e doenças relacionados aos banhos em piscinas, praias, tais como: conjuntivites, otites, sinusites, micoses e outras doenças da pele.

4.4. Doenças causadas por agentes químicos

A água no ciclo hidrológico pode entrar em contato com agentes químicos venenosos presentes no ar ou no solo. Além disso, as múltiplas atividades industriais podem introduzir substâncias das mais diversas naturezas que podem ocasionar doenças.

5. MEDIDAS GERAIS DE PROTEÇÃO PARA EVITAR DISSEMINAÇÃO DE DOENÇAS PELA ÁGUA

- proteção dos mananciais e controle da poluição das águas;
- tratamento adequado da água a ser fornecida á população;
- sistema de distribuição bem projetado, construído, operado e mantido;
- controle permanente da qualidade bacteriológica e química da água na rede de distribuição, ou preferivelmente na torneira do consumidor;
- lavar periodicamente os reservatórios domiciliares;
- solução sanitária para a coleta e disposição dos esgotos com a finalidade de impedir a contaminação das águas de uso doméstico de forma geral e as usadas no lazer e recreação.

CAPÍTULO II — QUALIDADE, IMPUREZAS E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS E BIOLÓGICAS DAS ÁGUAS

1. QUALIDADE DE ÁGUA

1.1. Conceitos Fundamentais

Água pura, no sentido rigoroso do termo, não existe na natureza. Por ser um ótimo solvente, ela nunca é encontrada em estado de absoluta pureza. As impurezas presentes na água é que vão determinar suas características físicas, químicas e biológicas. As características das águas naturais, bem como as que devem ter a água fornecida ao consumidor, determinam o grau de tratamento necessário para cada uso. Portanto o conceito de impureza é relativo.

Assim, a água destinada ao uso doméstico deve ser desprovida de gosto, ao passo que numa água destinada à irrigação, esta característica não tem importância.

2. GRAU DE POLUIÇÃO DAS ÁGUAS NATURAIS

A qualidade das águas naturais depende do grau de poluição das mesmas, podendo ser registrado um grau tão elevado que até mesmo impeça a sua utilização, devido a impossibilidade ou dificuldade para o seu tratamento, adequando-a às necessidades de uso.

2.1. Grau de poluição e de contaminação das águas de consumo

2.1.1. Água de consumo doméstico

A água de consumo domiciliar deve ser potável. Água potável é aquela que obedece aos seguintes requisitos:

- a) **Higidez** – ser hígida significa:
 - não estar contaminada de forma a permitir a infecção do consumidor com qualquer moléstia de veiculação hídrica;
 - não conter substâncias tóxicas;
 - não conter quantidades excessivas de substâncias minerais ou orgânicas.

- b) **Palatabilidade** – a água deve impressionar bem os sentidos pela sua limpidez (ausência de cor e turbidez), por não possuir sabor e odor e pela temperatura agradável.

2.1.2. *Água de consumo não doméstico*

Água industrial - sua qualidade varia com o tipo da indústria. A água usada como matéria prima numa indústria farmacêutica, por exemplo, deve ter qualidade superior à potável (água destilada).

Água de irrigação - vegetais ingeridos crus e aqueles que têm contato com o solo exigem água de boa qualidade para não contaminar os alimentos e o homem por consequência. Algumas culturas podem ser irrigadas com água de qualidade inferior e até mesmo com esgotos.

Água para fins pecuários - a criação de gado leiteiro exige água de boa qualidade.

3. IMPUREZAS

Na água são encontrados vários tipos de impurezas, umas mais comuns, outras com características particulares ou especiais.

3.1. Impurezas mais comuns

As impurezas mais comuns podem ser consideradas sob os seguintes aspectos: quanto à natureza; quanto à ocasião de aquisição e quanto a apresentação e principais efeitos.

a) quanto à natureza:

- **naturais** - adquiridas de constituintes normais do solo e do ar;
- **artificiais** - resultados do lançamento de resíduos da atividade humana (poluição do ar, das águas, do solo, esgotos, lixos, fumaças).

b) quanto à ocasião de aquisição:

- **pelas águas meteóricas:** poeiras, oxigênio, nitrogênio, gás carbônico, gás sulfídrico, cloretos, fumaças, radioatividade;
- **pelas águas de superfície:** argila, sílica, silte, algas, microrganismos diversos, inclusive patogênicos (bactérias, protozoários, vermes, larvas) matéria orgânica simples ou complexas, cloretos, nitratos, substâncias radioativas, pesticidas agroquímicos em geral;
- **pelas águas subterrâneas:** microrganismos diversos, incluindo patogênicos, bicarbonatos, carbonatos, sulfatos, sais de ferro, de cálcio, de magnésio, de flúor.

c) quanto à forma de apresentação e principais efeitos:

- *em suspensão:*

Tabela 1 – Impurezas em suspensão

<i>Agentes</i>	<i>Efeitos Causados</i>
Microrganismos diversos: bactérias (sendo algumas patogênicas), algas e protozoários.	cheiro, sabor, turbidez
vermes e vírus.	doenças
areia, argila, silte, resíduos industriais e domésticos.	turbidez
larvas.	doenças.

- *em estado coloidal:*

Tabela 2 – Impurezas em estado coloidal

<i>Agentes</i>	<i>Efeitos Causados</i>
sílica	turbidez
vírus	doenças

- *em dissolução:*

Tabela 3 – Impurezas em dissolução

<i>Agentes</i>	<i>Efeitos Causados</i>
sais de cálcio e de magnésio: carbonatos e bicarbonatos	alcalinidade, dureza, incrustações
sulfatos	dureza;
cloretos	dureza, corrosividade
sais de sódio e potássio: carbonatos e bicarbonatos	alcalinidade
sulfato	ação laxativa, borbulhamento nas caldeiras
fluoretos	ação sobre os dentes
cloretos	sabor;
ferro	sabor; cor
manganês	cor escura
oxigênio	corrosão
nitrogênio	doenças
metano	odor.

4. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS E BIOLÓGICAS DA ÁGUA.

As impurezas contidas na água vão ser responsáveis por suas características físicas, químicas e biológicas. Estas características são determinadas por meio de exames em laboratório de amostras adequadas da água e complementadas com inspeção sanitária de campo. As amostras, para fins de análise, devem ser colhidas com cuidados e técnicas apropriados, com volume e número de amostras convenientes.

Os exames são feitos conforme métodos padronizados por entidades especializadas.

4.1. Características Físicas

As principais características físicas da água são: cor, turbidez, sabor, odor e temperatura. Estas características envolvem aspectos de ordem estética e psicológica, exercendo uma certa influência no consumidor leigo. Entretanto, dentro de determinados limites, não apresentam inconvenientes de ordem sanitária. Contudo, por serem perceptíveis pelo usuário, independente de exame, o seu acentuado teor pode causar certa repugnância aos consumidores. Podem também favorecer uma tendência para se utilizar águas de melhor aparência, porém de má qualidade sanitária, com risco para a saúde.

Os resultados dos exames laboratoriais são usualmente expressos em **mg/litro**, ou **ppm** (parte por milhão).

Das características físicas só serão conceituadas cor e turbidez, já que as demais são de domínio do senso - comum.

Cor: é uma característica devida a existência de substâncias dissolvidas, que, na grande maioria dos casos, são de natureza orgânica.

Turbidez: é decorrente de substâncias em suspensão na água, ou seja de sólidos suspensos, finamente divididos e de organismos microscópicos. (**Água turva = Água Suja.**)

4.2. Características Químicas

São devidas à presença de substâncias dissolvidas na água, geralmente avaliáveis somente por meios analíticos, em laboratório. São de grande importância, pois podem acarretar conseqüências sobre o organismo dos consumidores, ou comprometer o aspecto higiênico, bem como o aspecto econômico do uso da água.

As características químicas contam a história da água, denunciando os contatos que na sua trajetória ela manteve com componentes do ar e do solo, antes do ponto de coleta. As principais características, expressas também em mg/litro ou ppm, são:

- a) **salinidade** - ocasionada pelo conjunto de sais (bicarbonatos, carbonatos, cloretos, sulfatos e demais sais) conferindo à água um sabor salino, ou salgado.
- b) **dureza** - devida à presença de carbonatos e bicarbonatos de cálcio e de magnésio. A dureza é caracterizada pela dificuldade do sabão formar espuma, o que dificulta a lavagem de utensílios e de roupas, além da higiene corporal, criando problemas higiênicos. As águas duras podem provocar incrustações nas tubulações e nas caldeiras.
- c) **alcalinidade** - devida à presença de bicarbonatos, carbonatos e hidróxidos de sódio, potássio, cálcio e magnésio.
- d) **agressividade** - a tendência corrosiva ou agressiva da água pode ser conferida pela presença de ácidos (fenômeno que se toma mais comum a cada dia) ou pela existência em solução de oxigênio, gás carbônico, gás sulfídrico. De modo geral, o oxigênio é

fator de corrosão dos produtos ferrosos, o gás carbônico dos materiais à base de cimento e o gás sulfídrico dos materiais não ferrosos.

4.3. Características Hidrobiológicas das Águas

Usualmente são encontrados na água os seguintes grupos de organismos, em geral microscópicos: algas, protozoários, rotíferos (animais multicelulares), crustáceos, vermes, larvas e bactérias.

De especial interesse é a determinação do **NMP** (Número Mais Provável) de coliformes. **Coliformes** são bactérias que habitam o intestino do homem e dos animais. Um teor alto de NMP/100ml significa que a água está recebendo esgotos.

O quadro seguinte dá uma indicação da qualidade da água, levando em conta o NMP/100ml de coliformes.

Tabela 4 – Indicação da qualidade da água x processos de tratamento exigidos

Categoria	Média mensal de NMP/100 ml		Processos de tratamento exigidos
	Total	Fecal	
Desejável	50	< 2	Simple desinfecção.
Desejável	5000	1000	Filtração e desinfecção.
Desejável	10000	2000	Tratamento completo (coagulação, floculação, decantação, filtração e desinfecção).
Duvidosa	20000	5000	Tratamento especial tratamento completo inclusive pré - desinfecção.
Inadequada	acima de 20000	acima de 5000	-----

CAPÍTULO III — CONSUMO DE ÁGUA

1. INTRODUÇÃO

A elaboração de um projeto de abastecimento de água exige o conhecimento das vazões de dimensionamento das diversas partes constitutivas do sistema. Para a determinação dessas vazões é necessário conhecer a demanda de água na cidade, que é função:

- a) do número de habitantes a ser abastecido;
- b) da quantidade de água consumida por pessoa.

2. USOS DA ÁGUA

A água no cenário urbano pode ter os seguintes usos.

a) doméstico:

Água usada nas habitações e compreende as parcelas destinadas às finalidades higiênicas, alimentares, e à lavagem em geral. Conforme dados pesquisados, o consumo doméstico registra, em média, os seguintes valores, expressos em litros por habitante por dia (litros / hab. / dia).

Tabela 5 – Usos da água

<i>Tipos de Consumo</i>	<i>Litros/habitante/dia</i>
Bebida e cozinha	10 – 20
Lavagem de roupa	10 – 20
Banhos e lavagem de mãos	25 – 55
Instalações sanitárias	15 – 25
Outros usos	15 – 30
Perdas e desperdícios	25 – 50
Total	100 – 200

As vazões destinadas ao uso doméstico variam com o nível de vida da população;

b) comercial e industrial:

variável de acordo com o tipo de estabelecimento.

c) público:

parcela de água utilizada na irrigação de jardins, lavagem de ruas e passeios, nos edifícios públicos, alimentação de fontes, esguichos e chafarizes e demais equipamentos públicos.

d) perdas e desperdícios:

água que se perde por vazamentos na rede pública e nas residências e as que são desperdiçadas pelos maus hábitos da população.

3. CONSUMO MÉDIO PER CAPITA

Numa cidade com sistema de abastecimento de água em funcionamento regular, o valor do consumo médio per capita é obtido, dividindo-se o volume total de água distribuída durante um ano, por 365 e pelo número de habitantes beneficiados. É expresso geralmente em litros por habitante por dia (1 / hab. / dia).

$$qm = \frac{\text{Volume distribuído anualmente}}{365 \cdot \text{população beneficiada}}$$

Cálculos já efetuados para um grande número de cidades, permitem conhecer com razoável aproximação o seu valor e aplicá-lo quando se pretende elaborar um projeto.

O perfil do consumo médio per capita obedece, no geral, a seguintes composição:

- para fins domésticos _____ 42,5%
- para fins industriais e comerciais _____ 25,0%
- para fins públicos _____ 12,5%
- perdas e desperdícios _____ 20,0%

Usualmente são considerados os seguintes consumos médios per capita de acordo com a população a ser abastecida:

- até 50.000 habitantes _____ 150 l / hab. / dia
- de 50.000 a 500.000 habitantes _____ 200 l / hab. / dia
- de 500.000 a 3.000.000 habitantes _____ 250 l / hab. / dia
- de 3.000.000 a 10.000.000 habitantes _____ 300 l / hab. / dia
- acima de 10.000.000 de habitantes _____ 350 l / hab. / dia

4. FATORES QUE AFETAM O CONSUMO

4.1. Clima

Quanto mais quente a região maior é o consumo de água.

4.2. Hábitos e Nível de Vida da População

Os hábitos da população refletem na utilização direta ou indireta da água. Quanto maior o nível de vida e o poder aquisitivo maior o consumo.

4.3. Natureza da Cidade

As cidades industriais e mistas apresentam maior consumo que as cidades tipicamente residenciais.

4.4. Tamanho da Cidade

A experiência tem demonstrado que quanto maior a cidade, maior o número de estabelecimentos comerciais e industriais e de repartições públicas, jardins e equipamentos públicos, implicando aumento nesses dois tipos de consumo. A maior extensão de redes de distribuição vai também acarretar maior volume de perdas por vazamentos, além de apresentarem, obviamente, um maior contingente populacional e portanto maior consumo doméstico.

4.5. Existência ou Ausência de Medição

Quando o consumo é estimado em lugar de ser hidrometrado, a população não se sente motivada a economizar água, nem evitar desperdícios.

4.6. Pressão na Rede

Quando na rede reina pressões elevadas, uma abertura mínima de torneiras e válvulas ocasiona uma grande saída de água, elevando o consumo.

5. VARIAÇÕES DE CONSUMO

A água distribuída para uma cidade não tem vazão constante mesmo considerada invariável a população consumidora. As condições climáticas e os hábitos da população exercem significativa influência.

5.1. Variações Diárias

O consumo não é uniforme em todos os dias do ano, ocorre sempre um dia de maior consumo. A relação entre o maior consumo diário no ano e o consumo médio diário no ano fornece o coeficiente do dia de maior consumo K_1 , cujo valor varia de 1,2 a 2,0 dependendo das condições locais.

$$K_1 = \frac{\text{maior consumo diário}}{\text{consumo médio diário}}$$

O coeficiente K_1 é utilizado na composição da vazão de dimensionamento das unidades do sistema que antecedem o reservatório de distribuição; ou sejam: as unidades de produção, tais como obras de captação, adutoras, elevatórias de água bruta, estações de tratamento, elevatórias de água tratada.

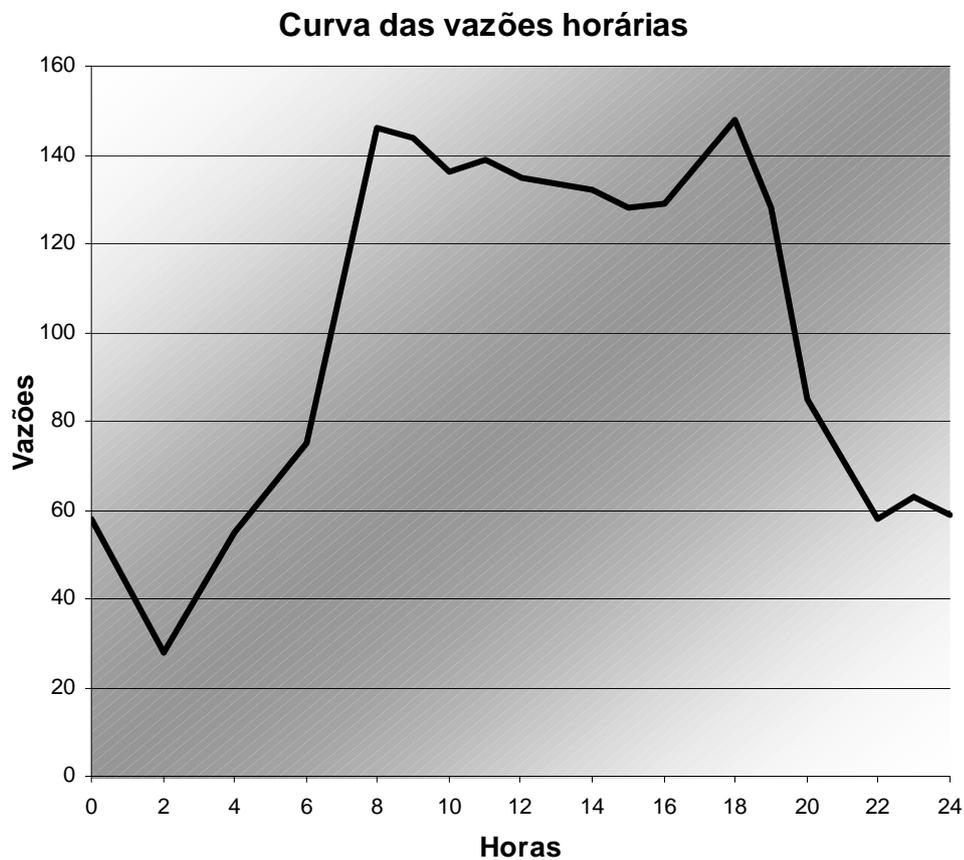
5.2. Variações Horárias

Durante o dia ocorrem sensíveis variações no consumo de água. As horas de maior demanda situam-se em torno daquelas em que a população está habituada a tomar refeições, em virtude do uso mais acentuado de água na cozinha, antes e depois das mesmas. O consumo mínimo verifica-se no período noturno, geralmente nas fases iniciais da madrugada. O coeficiente K_2 é utilizado quando se pretende dimensionar a rede de distribuição. Seu valor varia entre 1,5 e 3,0.

A expressão de K_2 é obtida através da seguinte relação:

$$K_2 = \frac{\text{maior vazão horária no dia}}{\text{vazão média horária no dia}}$$

Figura 1 – Curva de variação horária do consumo



CAPÍTULO IV — PERÍODO DE PROJETO E POPULAÇÃO DE PROJETO

1. PERÍODO DE PROJETO

O projeto de um sistema de abastecimento de água, para uma cidade deve levar em consideração a demanda que se verificará numa determinada época em virtude de sua população futura. Admitindo ser a população **variável e crescente**, com o decorrer dos anos, é fundamental fixar a época até a qual o sistema poderá funcionar satisfatoriamente, sem sobrecargas nas instalações ou deficiências na distribuição.

O universo temporal necessário para atingir essa época demarca o **período de projeto**.

O **período de projeto** pode estar relacionado à durabilidade ou vida útil das obras e equipamentos, ao período de retorno dos financiamentos, ou a outras razões específicas. Os problemas concernentes às dificuldades de ampliação de determinadas estruturas ou componentes do sistema, como também o custo do capital a ser investido e o ritmo de crescimento da população são também fatores a serem considerados.

No Brasil é comum adotar-se períodos de **20 anos** para as pequenas e médias cidades. Os projetos de capitais e de suas áreas metropolitanas admitem períodos de até **30 anos**.

2. PREVISÃO DA EVOLUÇÃO DA POPULAÇÃO DURANTE O PERÍODO DE PROJETO

Fixado o período de projeto, é necessário conhecer a evolução da população neste espaço temporal, determinando-se a população esperada para o fim do plano. Com este elemento poderá ser feita a estimativa do consumo de água, ano a ano, e sobretudo no fim do período adotado como de projeto.

A expressão geral da população de uma comunidade, em função do tempo é a seguinte:

$P = P_0 + (N - M) + (I - E)$, sendo:

$P =$ população na data t
 $P_0 =$ população na data inicial t_0
 $N =$ nascimentos (no período $t - t_0$)

- M** = óbitos (no período $t - t_0$)
I = imigrantes no período
E = emigrantes no período
(N-M) = crescimento vegetativo no período
(I-E) = saldo migratório no período

Essa expressão pela dificuldade de obtenção de seus parâmetros não tem uso prático. Para estimar a população de projeto, lança-se mão de métodos matemáticos e estatísticos. Alguns desses métodos serão estudados a seguir:

2.1. Método da Progressão Aritmética

Procedimento de cálculo:

- é necessário conhecer dados censitários correspondentes a duas datas anteriores t_0 , com a sua população P_0 e t com a sua população P ;
- calcula-se o incremento populacional nesse período:

$$r = \frac{P - P_0}{t - t_0}$$

- a população na data futura t_x deverá ser:

$$P_x = P_0 + r \cdot (t_x - t_0)$$

2.2. Método da Progressão Geométrica

Procedimento de cálculo:

- é também necessário conhecer dados censitários correspondentes a duas datas anteriores t_0 e t ;
- determina-se a razão de crescimento geométrico no período conhecido:

$$q = \sqrt[t - t_0]{\frac{P}{P_0}}$$

- a população, no tempo t_x , resulta:

$$P = P_0 \cdot (q)^{t_x - t_0}$$

2.3. Método da Parábola

Procedimentos de cálculo:

- é necessário ter dados de três recenseamentos feitos em datas anteriores e com idênticos intervalos de tempo: $P_0 = t_0$, $P = t$ e $P_1 = t_1$.
- entrando com os valores de P_0 , P e P_1 , na equação geral $P = A + BX + CX^2$, em que X é um diferencial de tempo, são obtidos os parâmetros A , B e C .
- considerando finalmente para um valor de $X = (t_x - t_0)$, pode-se assim, determinar a população no tempo t_x , ou seja

$$P_x = A + B \cdot (t_x - t_0) + C \cdot (t_x - t_0)^2$$

2.4. Método da Curva Logística

Procedimentos de cálculo:

- é necessário conhecer três pontos censitários cronologicamente equidistantes: P_0 , P e P_1 , correspondentes a três datas anteriores: t_0 , t e t_1 .
- Adota-se, como curva de desenvolvimento populacional, uma curva definida por esses três pontos censitários e que obedeça à seguinte equação:

$$P = \frac{K}{1 + (2,718)^{a-bt}} \quad , \text{ em que:}$$

a é um valor tal que para $t = a/b$ ocorre uma inflexão ou mudança no sentido da curvatura;

b é a razão de crescimento da população;

K é o valor de saturação ou o limite de P ;

t é contato em décadas, a partir de t_0 .

Resultando:

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

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

$$b = \frac{1}{0,4343 \cdot d} \cdot \log \left(\frac{P \cdot (K - P_0)}{P_0 \cdot (K - P)} \right) \quad (\text{em que } d \text{ é expresso em décadas})$$

2.5. Processo de Extrapolação Gráfica

A extrapolação gráfica ou processo de prolongamento manual consiste no traçado de uma curva arbitrária que se ajuste aos dados já observados, sem se procurar em estabelecer a equação dessa curva.

O uso deste método implica necessidade de se aplicar julgamento próprio e bom senso. Podem ser utilizados, como elementos auxiliares, os dados de população de outras comunidades que tenham maior número de habitantes, desde que tenham condicionantes e características de crescimento similares aos da cidade em estudo. Marcam-se, neste caso, no mesmo diagrama, os registros de população da cidade e das outras maiores que ela. Traçam-se as correspondentes curvas de crescimento observadas. A partir do ponto referente ao dado mais recente da cidade em estudo, desenham-se segmentos paralelos às curvas pertinentes às cidades maiores, segmentos esses começando no ponto em que estas apresentaram a mesma população. Por meio do feixe de curvas assim resultante, traça-se uma curva média de previsão populacional para a cidade em causa. Este método requer uma escolha criteriosa de dados a serem utilizados como paradigmas, levando-se em conta as condições de semelhança entre os respectivos fatores de desenvolvimento. Exemplos: pertencer a uma mesma microrregião homogênea, terem os mesmos suportes de atividade econômica, dispor de condições análogas de atração de fluxos migratórios.

2.6. População Flutuante

Cidades turísticas, balneárias, estâncias hidrominerais e climáticas, de peregrinação religiosa constante as quais recebem afluxos maciços de pessoas, em fins de semana ou em períodos de férias, devem considerar, além da população residente, um quantitativo de população flutuante. Este contingente deve ser previsto, levando-se em conta os dados estatísticos sobre as ocorrências anteriores e as tendências esperadas de comportamento futuro. A rede de hotéis, pousadas e infra-estrutura para a prática de “camping” podem ser usadas como referências. As cidades nas quais ocorrem romarias religiosas devem considerar um percentual de população adicional, tendo em conta que a ocorrência só se verifica em datas determinadas.

2.7. Distribuição Demográfica

O projeto da rede de distribuição necessita basear-se na análise de como a população em crescimento vai ocupar a malha urbana da cidade e quais as tendências de expansão de futuros loteamentos. As previsões de densidades demográficas são realizadas com a aplicação dos métodos gerais de previsão populacional, em cada uma das áreas parciais em que se divide a cidade. Estas áreas parciais são formatadas em função dos fatores que presidem a intensidade de ocupação de uma área urbana, tais como: condições topográficas, preço dos terrenos, planos urbanísticos, zoneamento, facilidades de transporte e comunicações, hábitos da população, existência ou facilidade de instalação dos serviços de água, eletricidade, esgotos e galerias de

drenagem de águas pluviais e outros. Nesses estudos, são de grande utilidade os levantamentos cadastrais, assim como as fichas detalhadas por bairros, obtidas por ocasião dos recenseamentos.

Tabela 6 – Densidades demográficas observadas em áreas urbanas

Tipo de Ocupação	Densidade Demográfica (hab. /hectare)
Áreas periféricas – casas isoladas, 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
Pequenos prédios de apartamentos (até 6 pavimentos)	150 - 250
Prédios de apartamentos altos	250 - 750
Áreas comerciais e industriais	25 - 100

2.8. Considerações Adicionais sobre a Previsão de População

Qualquer que seja o método matemático adotado na previsão populacional, deve ser periodicamente verificado e ajustado às informações produzidas por um novo censo. Parâmetros econométricos, sociológicos e os fatores locais de atração e de fixação da população devem ser considerados para a escolha dos valores que darão contorno à população futura.

2.9. Áreas a Serem Abastecidas – Concepção e Etapas de Projeto

A medida que o crescimento populacional ocorre, verifica-se também a expansão da área urbanizada da cidade. Identificar o potencial e a tendência de expansão urbana é fundamental para o maior acerto do projeto e melhor performance do futuro sistema de distribuição. As áreas a serem abastecidas, tendo em conta a viabilidade técnica e econômica, devem ser criteriosamente estabelecidas no projeto.

A concepção do projeto deve evitar execução de obras que acarretem um investimento inicial incompatível com o poder de pagamento da população. O projeto deve ser modulado, de forma a permitir a implantação por etapas, acompanhando o crescimento populacional, de forma a não onerar desnecessariamente a população atual. Para um período de projeto de 20 anos é aconselhável a proposição de duas ou três etapas para a implantação das obras componentes do sistema.

2.10. Volume de água a ser distribuído numa cidade

A estimativa do volume de água a ser distribuído numa cidade poderá ser feita com o conhecimento da evolução da população de projeto, do consumo médio per capita e das prováveis variações de consumo. Se a cidade tiver ou vier a ter: indústrias, hospitais, quartéis ou quaisquer instituições que representem demandas elevadas de água serão necessários considerá-las à parte,

tanto no cálculo da vazão global, como para dimensionar os condutos que irão abastecê-los, O dimensionamento de rede de distribuição que assegure vazões suficientes para combate a incêndios não é usual, restringindo-se a determinadas áreas de risco, e em situações específicas. Seria aconselhável a participação das companhias de seguro e de investimentos a fundo perdido, pelo Governo, para dotar as cidades maiores de segurança no combate a esse tipo de sinistro, evitando-se as cenas costumeiras de hidrantes que nunca funcionam por ocasião dos incêndios; fato corriqueiro nas cidades brasileiras.

CAPÍTULO V — CAPTAÇÃO DE ÁGUAS DE SUPERFÍCIE

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Captação é o conjunto de estruturas e dispositivos construídos ou montados junto ao manancial, para se efetuar a tomada de água destinada ao sistema de abastecimento. As obras de captação devem ser projetadas e construídas de forma a assegurar, em qualquer época do ano, condições de fácil entrada de água e, tanto quanto possível, da melhor qualidade encontrada no manancial escolhido. Devem-se ter sempre em consideração, ao se desenvolver um projeto, facilidades de operação e de manutenção ao longo do tempo.

Por tratar-se, geralmente, de estruturas construídas junto ou dentro da água, sua ampliação é por vezes muito trabalhosa. Por isso, recomenda-se a construção das partes mais difíceis numa só etapa de execução, mesmo que isto acarrete maior custo inicial.

Freqüentemente, os cursos de água, no ponto de captação, acham-se localizados em cota inferior à cidade; por isso, as obras de tomada estão quase sempre associadas a instalações de bombeamento. Essa circunstância faz com que o projeto das obras de captação fique condicionado às possibilidades e limitações dos conjuntos elevatórios.

2. EXAME PRÉVIO DAS CONDIÇÕES LOCAIS

A elaboração do projeto de captação deverá ser precedida de uma criteriosa inspeção local, para exame visual prévio das possibilidades de implantação das obras no local escolhido.

Na falta de dados hidrológicos, devem ser investigados, na fase de concepção e elaboração do projeto, todos os elementos que informem as oscilações do nível de água entre os períodos de estiagem e de cheia e por ocasião das precipitações torrenciais, apoiando-se nos depoimentos de pessoas conhecedoras da região.

Quando não se conhecem dados sobre as vazões médias e mínimas do curso de água torna-se necessária a programação de um trabalho de medições diretas. Através de correlações com dados de precipitação e de comparações com vazões específicas conhecidas de bacias vizinhas, é possível chegar-se a dados aproximados.

Deverá ser investigado, também, através de inspeção sanitária de campo se não existem nas proximidades possíveis focos de contaminação. A geologia ou a natureza do solo na região

atravessada pelo curso de água devem ser investigadas, verificando se existe favorecimento de ocorrência de areia em suspensão na água e se as condições de execução das fundações são boas.

Serão colhidas amostras de água para análise, complementando as já realizadas.

Seguem-se as tarefas de levantamentos topográficos completos da área circunvizinha às obras, de batimetria do curso de água, no ponto escolhido e de sondagens geotécnicas.

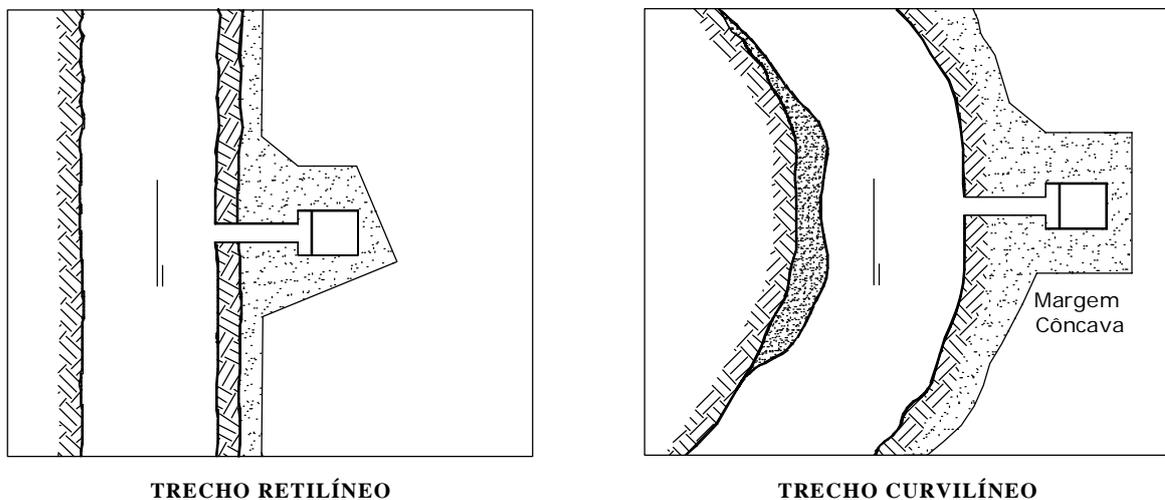
3. PRINCÍPIOS GERAIS PARA A LOCALIZAÇÃO DE TOMADAS DE ÁGUA

As obras de captação deverão ser implantadas, preferencialmente em trechos retilíneos do curso de água ou, quando em curva, junto à sua curvatura externa (margem côncava), onde a velocidade da água é maior. Evitam-se, assim, bancos de areia que poderão obstruir as entradas de água. Nessa margem côncava as profundidades são maiores e poderão oferecer melhor submersão aos componentes da entrada de água.

Deverá ser considerada a necessidade de acesso ao local da captação, mesmo ocorrendo fortes temporais e inundações, pântanos e áreas alagadiças devem ser evitados.

Por essa razão, é contra-indicada a construção de obras em terrenos baixos, próximos do curso de água, mesma que a casa de bombas fique ao abrigo das cheias. As estradas de acesso devem propiciar livre trânsito em qualquer época do ano.

Figura 2 – Pontos de tomada de água



É importante estabelecer, com bastante discernimento, as cotas altimétricas de todas as partes constitutivas das obras de captação, não perdendo de vista que:

- deverá haver entrada permanente de água para a sistema, mesmo nas estiagens;
- havendo instalação de bombeamento conjugada à captação, os equipamentos e em especial os motores deverão ficar sempre ao abrigo das maiores enchentes previstas;
- a distância entre o eixo da bomba e o nível de água mínimo previsto no manancial, não deverá ultrapassar a capacidade de sucção do equipamento, para as condições locais.

A maneira de levar energia elétrica até a captação, bem como seu custo deve ser examinado no projeto com bastante cuidado.

4. COMPONENTES DE UMA CAPTAÇÃO

Os elementos componentes de uma captação em um curso de água compreendem:

- barragens para manutenção de nível ou para regularização de vazão;
- órgãos de tomada com dispositivos para impedir a entrada de materiais flutuantes ou em suspensão na água;
- dispositivos para controlar a entrada de água;
- canais ou tubulações de interligação;
- poço de sucção das bombas.

4.1. Barragens

São obras executadas em rios, córregos, ribeirões, ocupando toda a sua largura, com a finalidade de assegurar nível a montante, e com isso permitir a submersão permanente de canalizações, fundos de canaletas e válvulas-de-pé das bombas. Este tipo de barragem é conhecido como barragem de nível e usualmente tem altura reduzida.

Em rios profundos, com grande lâmina de água no ponto de captação, dispensa-se a construção de barragens. As barragens de nível podem ser executadas em alvenaria de pedra argamassada, em concreto ou em terra; podem também constar de colocação de pedras soltas no leito do curso de água, o que se denomina simples enrocamento.

Não podem ser confundidas com as barragens de acumulação ou de regularização, que têm por finalidade armazenar a água nos períodos chuvosos para suprir a população nos períodos de estiagem, quando as vazões reduzidas do manancial podem ser menores que a demanda do sistema abastecedor.

4.2. Dispositivos Retentores de Materiais Estranhos

Os materiais estranhos presentes na água e que devem ser impedidos de entrar para o sistema, compreendem:

- **sólidos sedimentáveis**, particularmente a areia;
- **materiais flutuantes e em suspensão**, como folhas, galhos de árvores, plantas aquáticas (aguapés) e outras;
- **répteis, peixes, anfíbios e moluscos**.

4.2.1. Remoção de sólidos sedimentáveis.

Os sólidos sedimentáveis que se mantêm em suspensão devido a agitação ou velocidade de escoamento da água, são retirados por meio de dispositivos conhecidos como caixa de areia ou desarenadores. Esses dispositivos asseguram um escoamento à

baixa velocidade. Nessa condição, as partículas de areia se precipitam, depositando-se no fundo e são posteriormente removidas.

Os desarenadores têm geralmente o formato retangular e são dispostos transversalmente aos cursos d'água e instalados antes do poço de sucção das bombas.

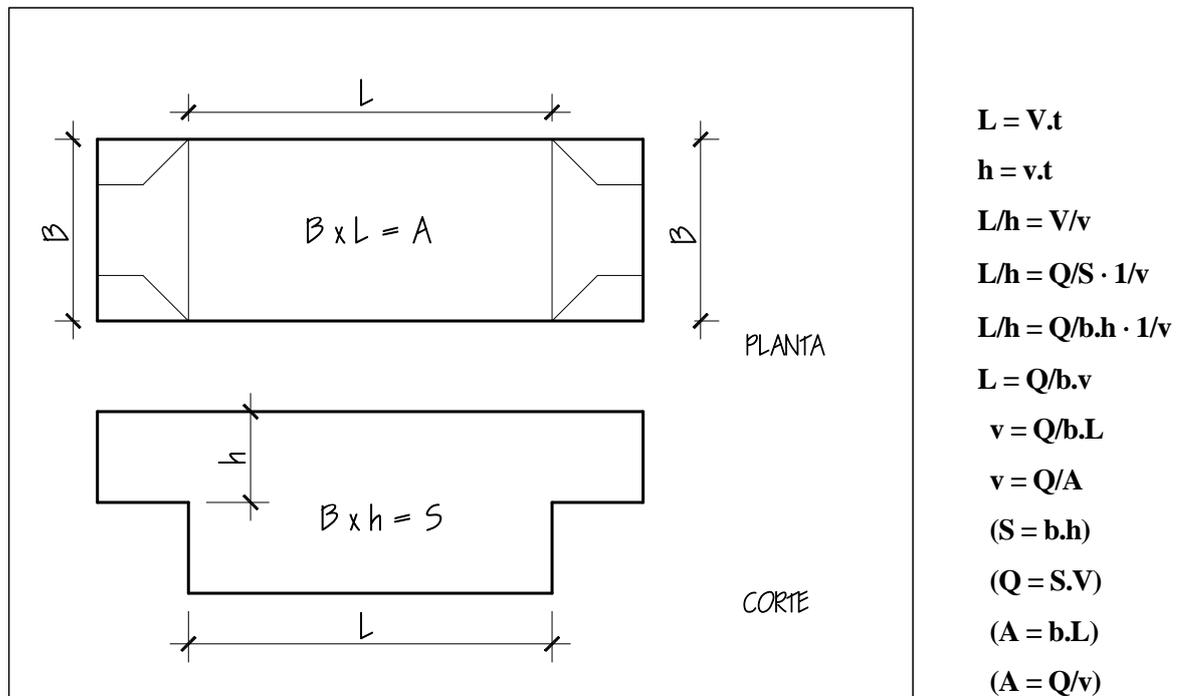
Deseja-se remover partículas com diâmetros $\geq 0,2\text{mm}$, velocidade de sedimentação ≥ 21 mm/s.

Tabela 7 – Velocidade de sedimentação de partículas na água

Diâmetro das partículas (mm)	1,00	0,80	0,60	0,40	0,30	0,20	0,15	0,10
Velocidades de sedimentação (mm/s)	100	83	63	42	32	21	15	8

O cálculo baseia-se no princípio de que o tempo de sedimentação, desde a superfície até o fundo, deve ser igual ao tempo de escoamento horizontal da água.

Figura 3 – Dimensões de um desarenador



- v = velocidade de sedimentação das partículas
- V = velocidade de escoamento da água no desarenador
- h = lâmina de água
- L = comprimento teórico do desarenador
- b = largura do desarenador
- S = seção de escoamento
- A = seção horizontal do desarenador
- Q = vazão de escoamento

Na prática, para se evitar o efeito da turbulência que pode prejudicar a sedimentação é usual dar-se um acréscimo de 50% ao comprimento (**L**) do desarenador.

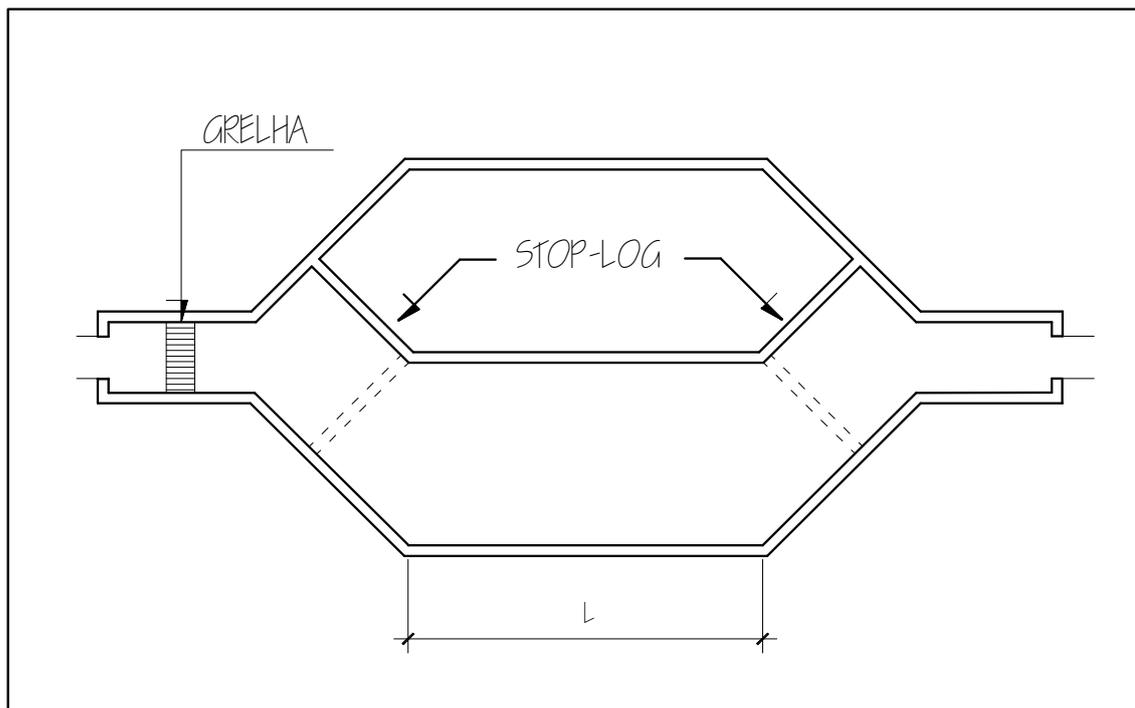
4.2.2. Remoção de répteis, peixes, anfíbios e moluscos

Para impedir a entrada de répteis, anfíbios, peixes e moluscos são usados os **CRIVOS**. As válvulas-de-pé das bombas são, quase sempre, dotadas de crivos.

4.2.3. Remoção de materiais flutuantes e em suspensão

Para a retenção de materiais grosseiros flutuantes ou em suspensão usa-se as **GRADES**. As grades são constituídas de barras metálicas dispostas verticalmente e com espaçamento suficiente para reter materiais grosseiros como folhas, galhos, troncos de árvores, plásticos, papéis, panos, plantas aquáticas etc. As distâncias entre as barras podem ser de 3 a 7 cm, aproximadamente. A limpeza das grades é feita manualmente, nas pequenas instalações, com o emprego de rastelo ou de garfo. Em grandes instalações, junto a rios, a limpeza pode ser mecanizada.

Figura 4 – Detalhes para remoção de sólidos



4.3. Dispositivos para controlar a entrada de água

Destinam-se a regular ou vedar a entrada de água para o sistema, quando se objetiva efetuar reparos ou limpeza em desarenadores, poços de sucção, válvulas-de-pé e tubulações.

São utilizadas para tal fim:

- **Comportas**

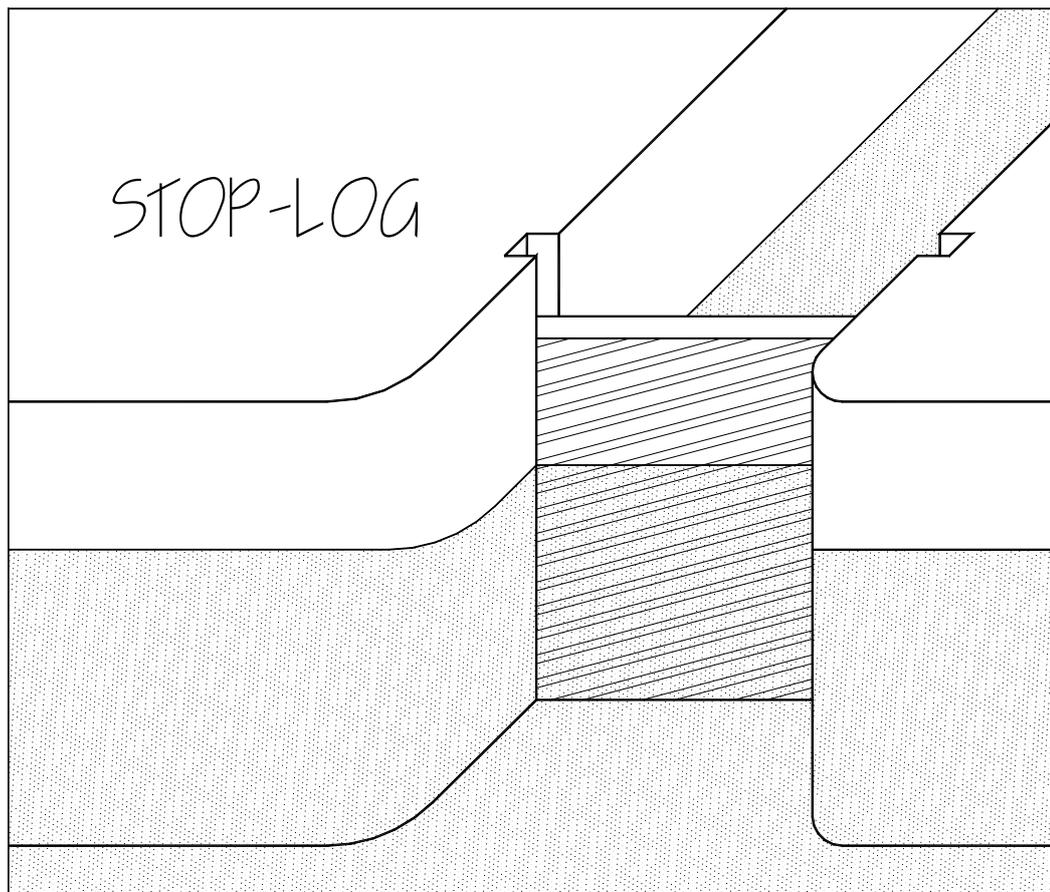
São dispositivos de vedação constituídos de uma placa movediça que desliza em sulcos ou canaletas verticais. São instaladas em canais e nas entradas de tubulações de grande diâmetro.

Os tipos mais simples (stop-logs) podem ser constituídos de pranchas de madeira com encaixes, sobrepostas umas as outras.

Devido à dificuldade de colocação e retirada das peças e da menor resistência às pressões, comparativamente às peças metálicas, são utilizadas com maior frequência, nas pequenas instalações e para uso esporádico.

As comportas quando situadas em locais de acesso difícil ou quando o acionamento for freqüente, devem ser dotadas de pedestal de manobra e dispositivos de suspensão mecanizados.

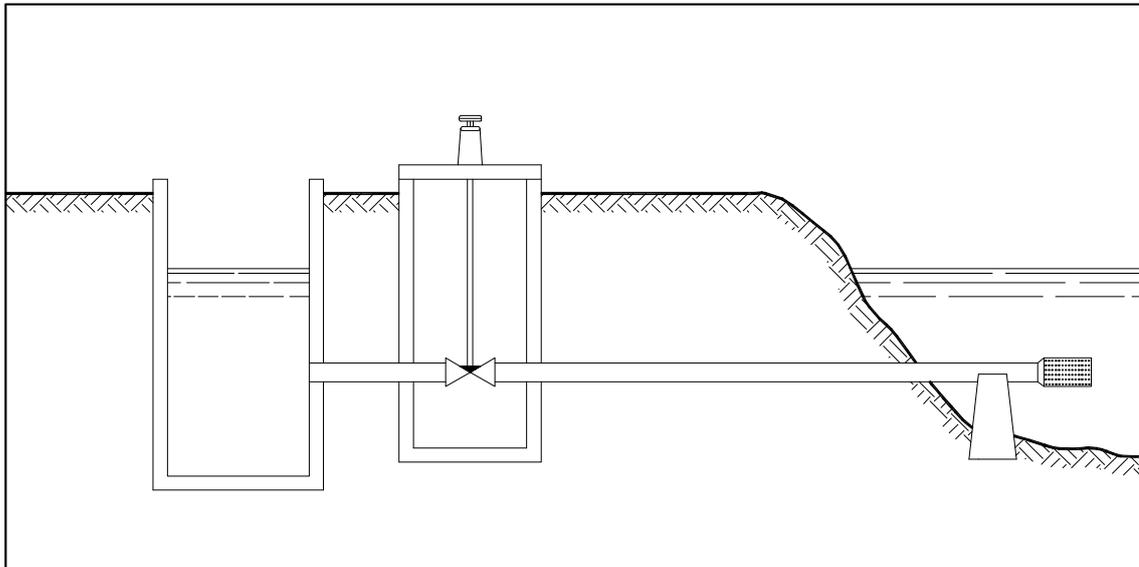
Figura 5 – Detalhe de comporta tipo stop-log



- **Válvulas ou Registros**

As válvulas ou registros são dispositivos que regulam ou interrompem o fluxo da água em condutos fechados. São empregadas onde se pretende estabelecer uma vedação no meio de um trecho constituído por uma tubulação longa.

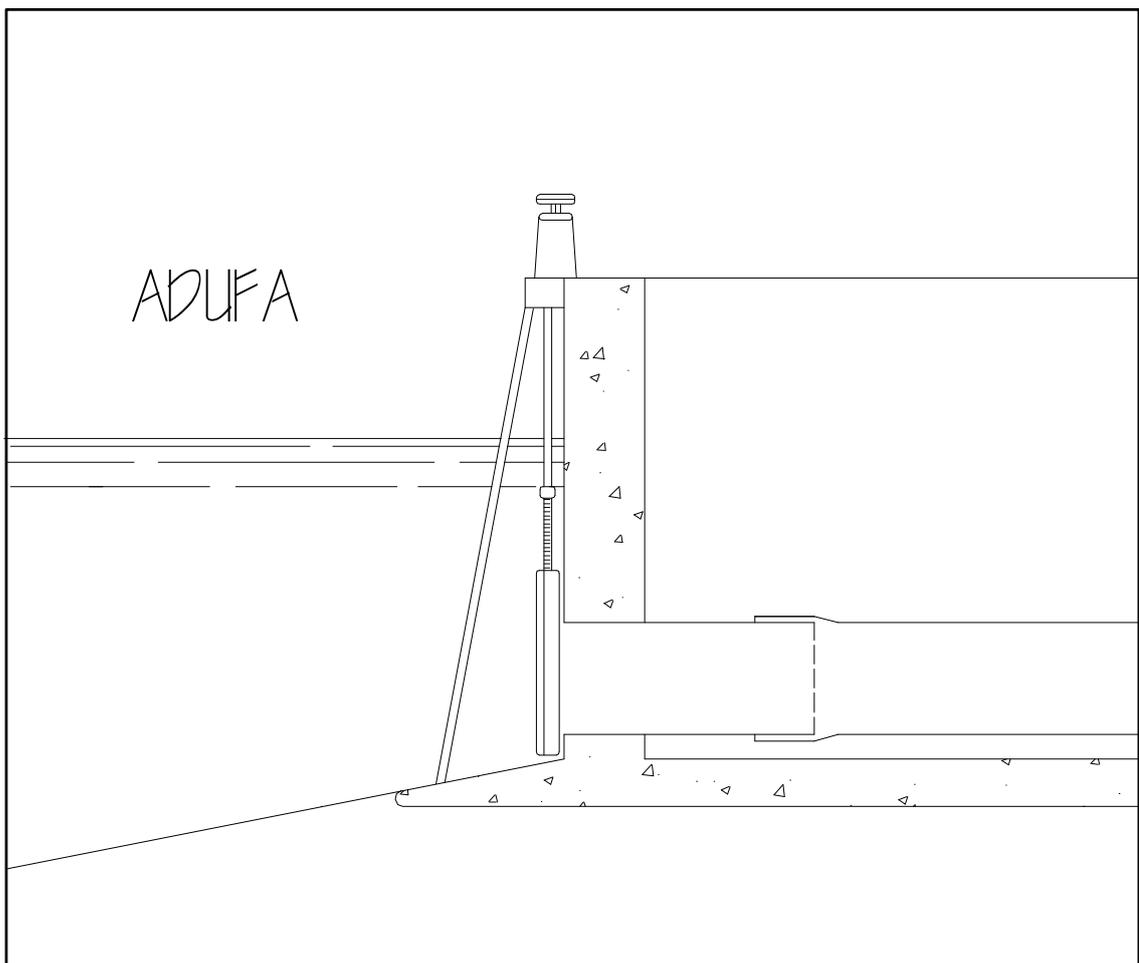
Figura 6 – Detalhe de válvulas ou registros



- **Adufas**

As adufas são peças semelhantes às comportas e são ligadas a um segmento de tubo. A placa de vedação é movimentada por uma haste com rosca existente na própria armação da placa.

Figura 7 – Detalhe de adufa



4.4. Canais e tubulações de interligação

A ligação entre o manancial e o desarenador ou ao poço de sucção das bombas é feita por meio de canais abertos ou de tubulações fechadas. A ligação direta por meio de tubos é mais comum, quando a tomada é feita no meio do manancial ou, quando as margens forem muito elevadas em relação ao nível das águas.

Nos demais casos, pode-se optar por um canal a céu aberto. Aconselha-se que o mesmo seja revestido, para facilitar os trabalhos de conservação e limpeza.

Qualquer que seja o tipo de conduto, deverá ser dimensionado para escoar a vazão de captação inicial e futura, sem ocasionar perda de carga apreciável. Como base, poderão ser utilizadas velocidades entre 0,30m/s e 1,00m/s no dimensionamento do canal e dispositivo de tomada.

4.5. Poço de sucção

Os poços de sucção destinam-se a receber as tubulações e peças que compõem a sucção das bombas e a conter água para suprir as bombas que efetuam o recalque da água. Deverão ter dimensões suficientes em planta e em elevação, para facilitar os trabalhos de montagem e de reparação das peças e para assegurar a entrada de água ao sistema elevatório, qualquer que seja a situação do nível do manancial.

O projeto deverá prever condições que evitem a formação de vórtex ou de remoinhos no interior do poço de sucção. Quando houver várias tubulações de sucção, é conveniente dividir o poço em vários compartimentos, cada qual recebendo o seu sistema de sucção.

5. DETALHES EXECUTIVOS DE UMA BARRAGEM DE NÍVEL

A seguir estão detalhados os componentes de uma barragem de nível, bem como os dispositivos complementares que compõem uma tomada de água.

É interessante observar que: as notações abaixo são provenientes da língua inglesa.

L = length = **comprimento**

B = breadth = **largura**

h = height = **altura**.

Figura 8 – Detalhe da barragem em plantaⁱ

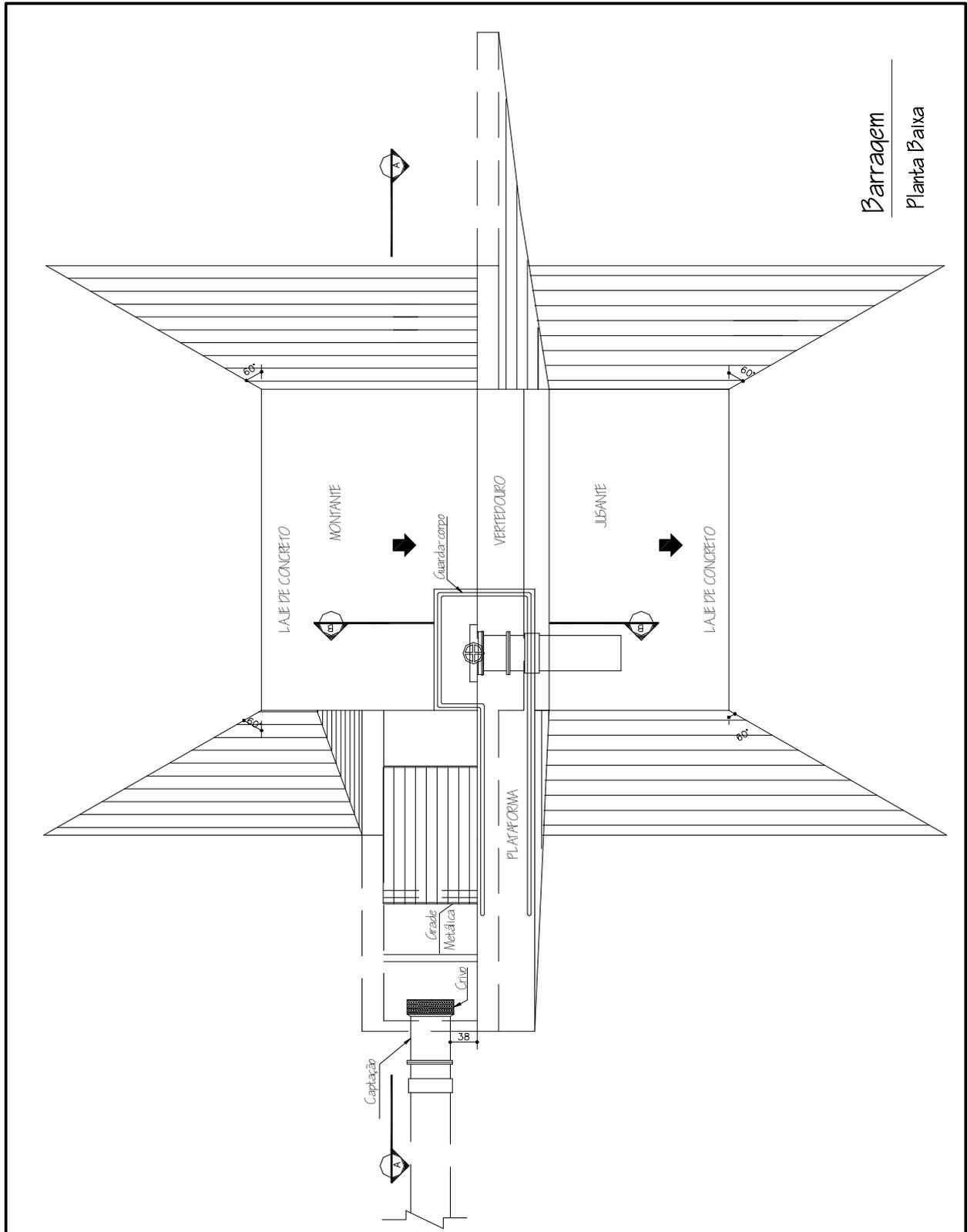
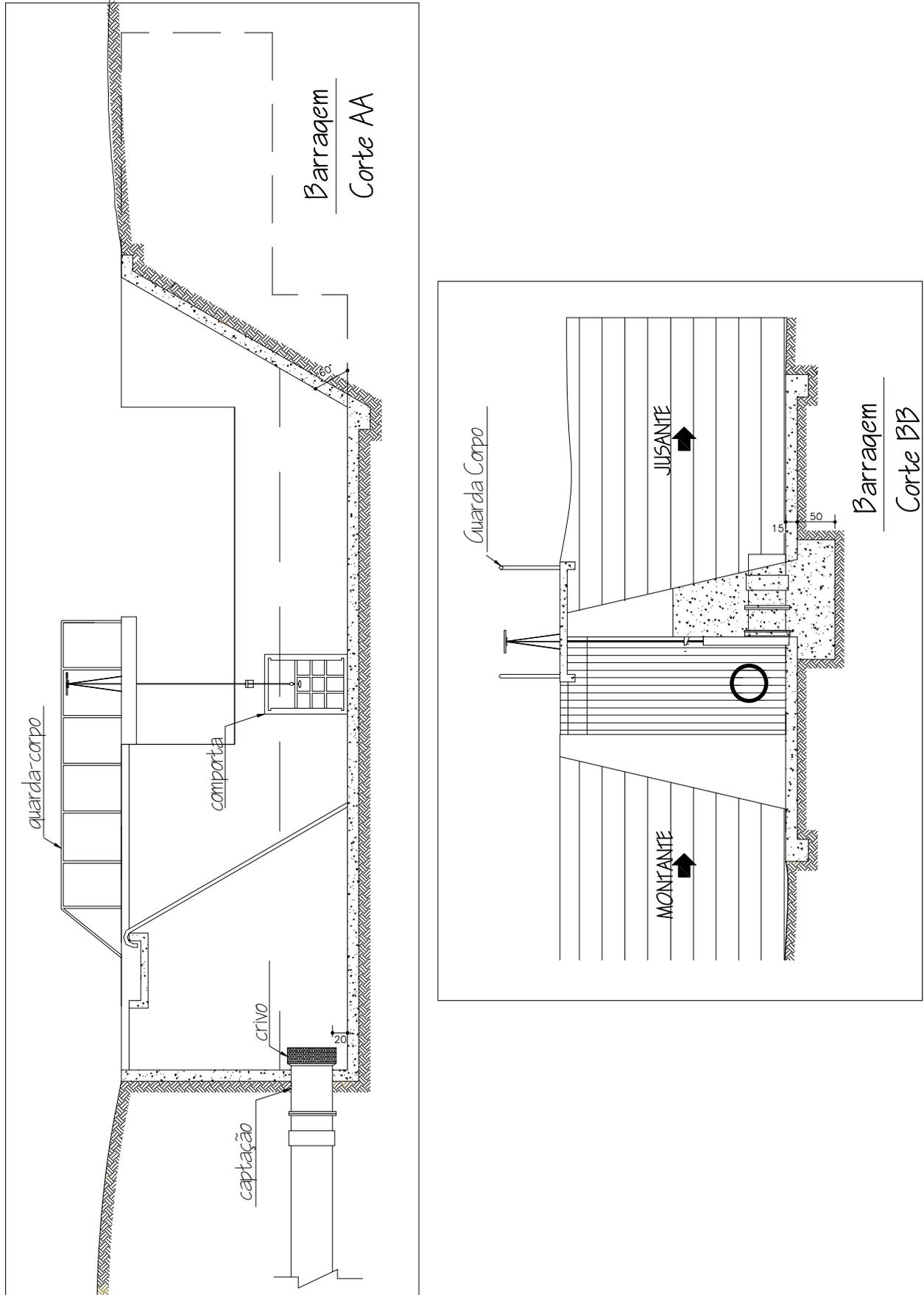


Figura 9 – Detalhe da barragem em cortes



CAPÍTULO VI — LINHAS ADUTORAS E ÓRGÃOS ACESSÓRIOS

1. GENERALIDADES

Adutoras são canalizações que conduzem a água entre as unidades do sistema que precedem a rede de distribuição. Não possuem derivações para alimentarem distribuidores de rua ou ramais prediais. Há casos em que da adutora principal partem ramificações (subadutoras) para levar água a outros pontos fixos do sistema. As adutoras interligam tomadas de água, estações de tratamento e reservatórios, geralmente na seqüência indicada.

São canalizações de importância vital para o abastecimento de cidades. Qualquer interrupção, que venham a sofrer, afetará o abastecimento da população, com reflexos negativos.

As adutoras devem ser criteriosamente projetadas e construídas de forma a minimizar as possibilidades de “panes” que podem determinar falta de água por longos períodos.

Para o traçado das adutoras, devem-se levar em consideração vários fatores, tais como: topografia, características geológicas do solo, facilidades de acesso. Deve-se evitar a passagem por regiões acidentadas, com rampas muito fortes, pois isto, além de encarecer a construção e a manutenção, pode dar origem a pressões elevadas nos pontos baixos da linha, obrigando o emprego de tubos de maior resistência.

Os terrenos rochosos dificultam seriamente o assentamento de adutoras enterradas. Os solos agressivos como os de pântanos ou terreno turfosos podem prejudicar a durabilidade de certos tipos de tubulação. Por isso, um exame local complementado por sondagens é desejável na fase que precede a elaboração do projeto definitivo.

Devem ser evitados os trajetos que necessitem de obras complementares caras tanto na construção como na manutenção. A escolha do caminhamento deve se pautar pela economia, segurança e facilidades futuras de operação e de manutenção.

2. CLASSIFICAÇÃO DAS ADUTORAS

2.1. Quanto à natureza do líquido transportado

- a) adutora de água bruta;

b) adutora de água tratada.

2.2. Quanto à energia de movimentação da água

2.2.1. Adutoras por gravidade

- a) em conduto forçado; (figura 8);
- b) em conduto livre ou aqueduto (figura 10);
- c) em combinação de condutos forçados e livres (figura 12).

2.2.2. Adutoras por recalque

- a) um único recalque (figura 9);
- b) recalques múltiplos (figura 11)

2.2.3. Adutoras mistas, parte por recalque, parte por gravidade (figura 13)

Figura 10 – Adutora por gravidade em conduto forçado

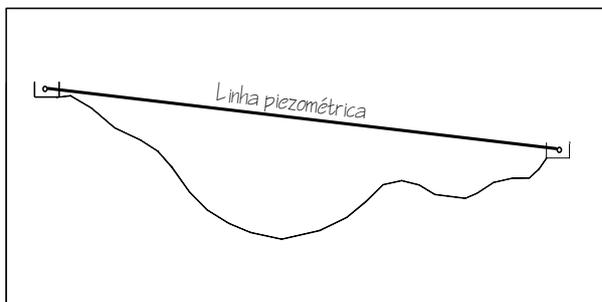


Figura 11 – Adutora por recalque simples

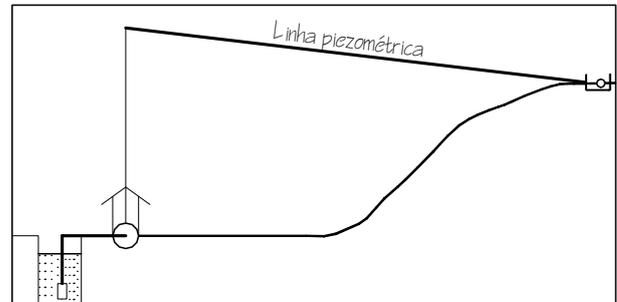


Figura 12 – Adutora por gravidade em conduto livre

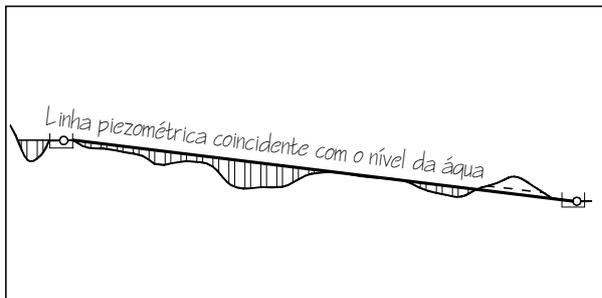


Figura 13 – Adutora por recalque duplo

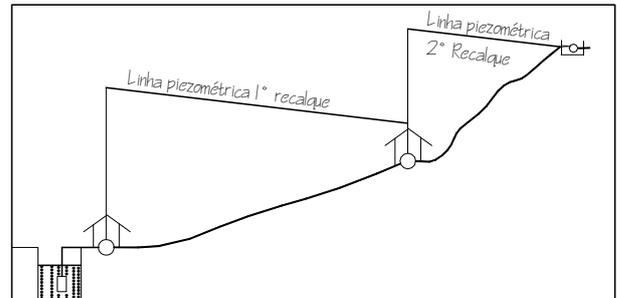


Figura 14 – Adutora por gravidade com trechos em conduto livre (aqueduto) e trechos em conduto forçado (sifões invertidos)

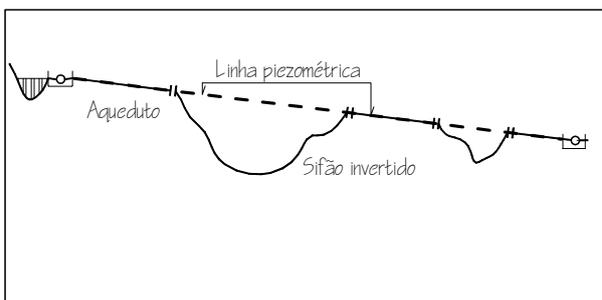
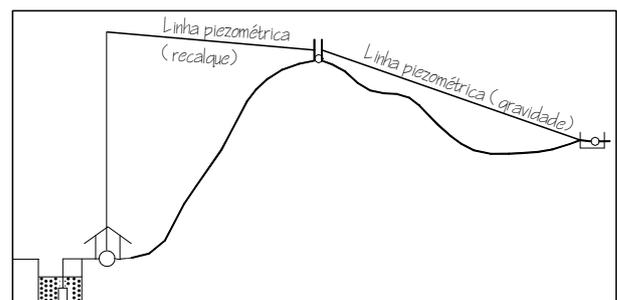


Figura 15 – Adutora mista com trecho por recalque e trecho por gravidade



3. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DAS ADUTORAS POR GRAVIDADE

Parâmetros que devem ser conhecidos:

- vazão de adução (Q);
- comprimento da adutora (L);
- material do conduto, que determina a rugosidade e por conseqüência C da fórmula de Hazen & Williams, o γ da fórmula de Bazin ou o n da fórmula de Ganguillet & Kutter e também de Manning, para condutos livres.

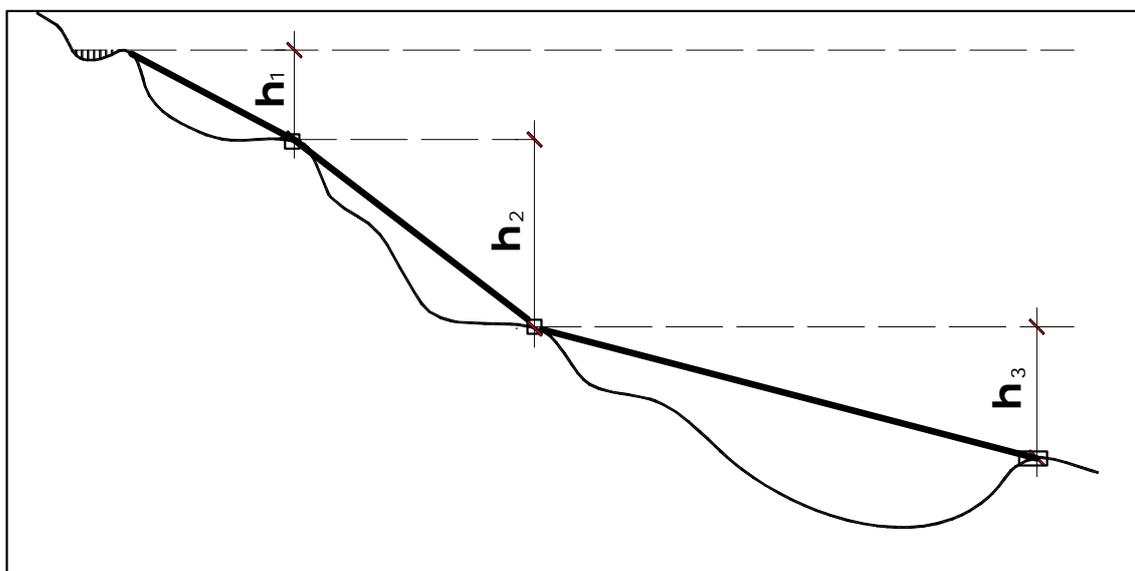
A vazão (Q) é estabelecida em função da população a ser abastecida, do consumo médio per capita e do coeficiente de variação diária do consumo K_1 .

O comprimento do trecho e a diferença entre os níveis de água (no início e no fim da adutora) são dados físicos previamente fixados. Utiliza-se comumente a fórmula de Hazen & Williams para os condutos forçados. A fórmula de Manning é a mais usada para condutos livres.

4. ASPECTOS A SEREM CONSIDERADOS

A rigor, no dimensionamento de adutoras deveriam também ser computadas as perdas de carga localizadas. Contudo, tais perdas atingem, na maioria dos casos, um valor desprezível, comparativamente às perdas por atrito ao longo da tubulação. Por esse motivo são desprezadas. No traçado de uma linha adutora em conduto forçado, deve-se fazer com que a linha piezométrica fique sempre acima da tubulação. Caso contrário, o trecho teria pressão inferior à atmosférica, situação que deve ser evitada. A vazão veiculada por um conduto forçado independe da pressão reinante no seu interior. Entretanto, por razões econômicas, não é desejável que uma tubulação fique sujeita a uma pressão excessiva, quando é possível evitar. Às vezes a simples alteração do traçado poderá aliviar consideravelmente a pressão interna. Podem-se adotar caixas de quebra de pressão, em adutoras por gravidade e em conduto forçado, para evitar pressões inconvenientes.

Figura 16 – Adutora de gravidade com caixas de quebra de pressão



5. DIMENSIONAMENTO DE UMA ADUTORA POR RECALQUE

Parâmetros a serem considerados:

- vazão de adução (**Q**)
- comprimento da adutora (**L**)
- o desnível a ser vencido (**H_g**)
- o material do conduto e seu coeficiente **C**.

O pré-dimensionamento é feito através da fórmula de Bresse modificada:

$$D = \beta^{\frac{1}{4}} \cdot K \cdot Q^{\frac{1}{2}}, \text{ onde:}$$

$$\beta = \frac{\text{número de horas de bombeamento diário}}{24}, \text{ em que:}$$

$$K = 1,2;$$

$$Q = \text{vazão em m}^3/\text{s}.$$

Uma vez encontrado o diâmetro **D**, o valor achado é comparado com um diâmetro imediatamente inferior **D₀** e um diâmetro imediatamente superior **D₁**. Em seguida:

- determinam-se as alturas manométricas que deverão ser geradas pela bomba para elevar a vazão desejada (soma do desnível geométrico com todas as perdas de carga ocorrentes na adutora e nas peças especiais existentes ao longo da mesma);
- calculam-se as potências das bombas, para cada diâmetro, em função da vazão e da altura manométrica

$$P = \frac{0,736 \cdot Q \cdot Hm}{75 \cdot \eta}, \text{ em que:}$$

P = potência das bombas em KW;

0,736 = fator de conversão de CV para KW;

Q = vazão em l/s;

H_m = altura manométrica em metros;

η = rendimento dos conjuntos elevatórios.

- calculam-se os consumo de energia; em Kwh, para cada diâmetro em comparação;
- determina-se o custo da energia elétrica anualmente;
- determina-se os custos anuais de amortização e juros do capital a ser aplicado na compra dos conjuntos elevatórios, bem como das tubulações (despesas financeiras);

- somam-se os custos anuais determinados (energia elétrica + despesas financeiras), a comparação dessas somas permite conhecer o diâmetro que conduz a maior economia global.

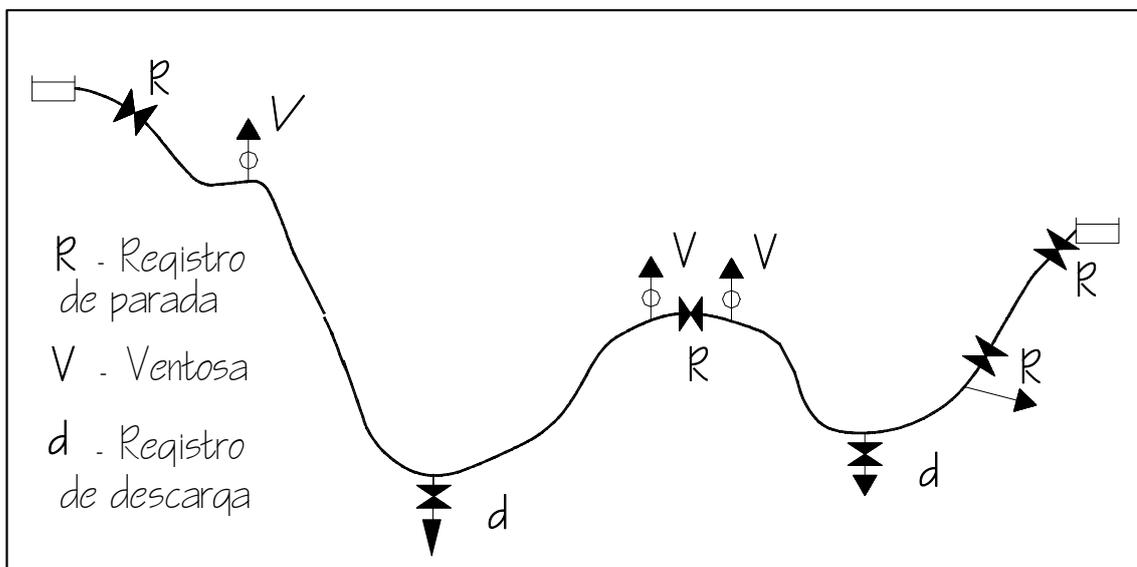
Tabela 8 – Roteiro de Cálculo

a – Diâmetro (mm)	D_0	D	D_1
b – Velocidade de escoamento (m/s)	V_0	V	V_1
c – Perda de carga unitária $J = (m/km)$	J_0	J	J_1
d – Perda de carga ao longo da tubulação ($J \times L$)	$J_0 \cdot L$	$J \cdot L$	$J_1 \cdot L$
e – Perdas de cargas localizadas	$\frac{10 \cdot V_0^2}{2 \cdot g}$	$\frac{10 \cdot V^2}{2 \cdot g}$	$\frac{10 \cdot V_1^2}{2 \cdot g}$
f – Perdas de carga total (d + e)	h_0	h	h_1
g – Altura manométrica (desnível + perdas de carga total)	Hm_0	Hm	Hm_1
h – Potência consumida em Kw	P_0	P	P_1
i – Energia consumida anualmente (Kwh)	E_0	E	E_1
j – Dispêndio anual de com energia (R\$)	De_0	De	De_1
l – Custo total dos tubos (R\$)	Ct_0	Ct	Ct_1
m – Custo de 2 conjuntos elevatórios (R\$)	Cc_0	Cc	Cc_1
n – Custo total (tubos + conjuntos) (R\$)	CT_0	CT	CT_1
o – Amortização e juros anuais (R\$)	Df_0	Df	Df_1
p – Dispêndio anual global (j + o) (R\$)	Ga_0	Ga	Ga_1

O menor dispêndio anual corresponde ao diâmetro que deve ser adotado.

6. PEÇAS ESPECIAIS E ÓRGÃOS ACESSÓRIOS

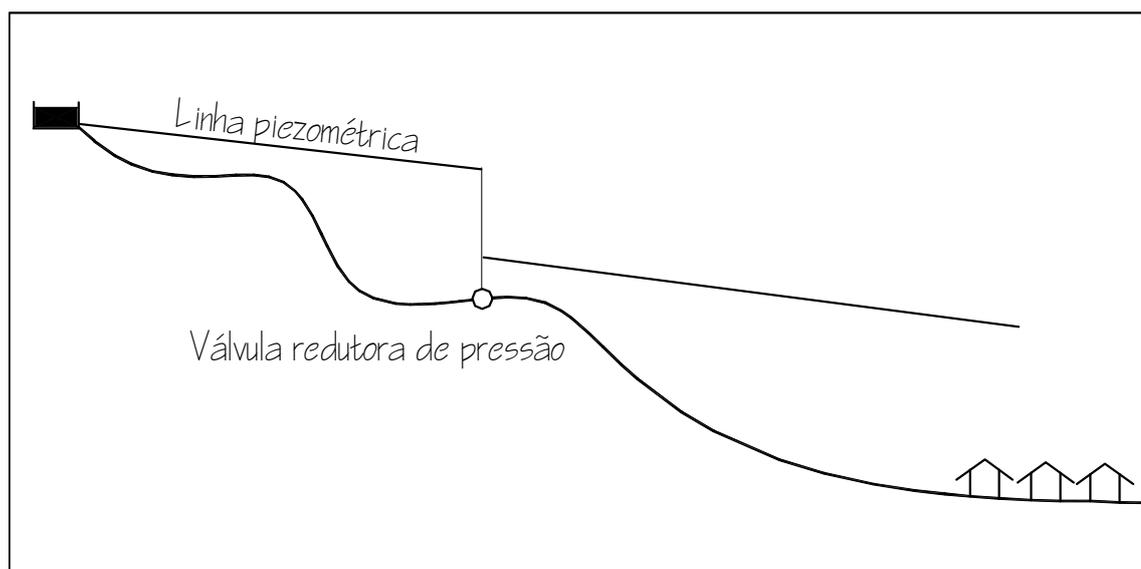
Figura 17 – Exemplos de dispositivos especiais



Numa adutora por gravidade, em conduto forçado, é possível ter as seguintes peças especiais:

- **registros de parada** – destinados a interromper o fluxo da água. Um deles é colocado no início da adutora, outro no fim e os demais são distribuídos ao longo da linha, em pontos convenientes, para permitir o isolamento e esgotamento de trechos, por ocasião de reparos, sem necessidade de esgotar toda a adutora. Permitem, ainda, regular a vazão na operação de enchimento da linha, fazendo-o de forma gradual e assim, evitando o golpe de aríete;
- **registros de descarga** – colocados nos pontos baixos da adutora para permitir o esvaziamento, quando necessário, por ocasião de reparos na adutora. O diâmetro da derivação, na qual se instala o registro de descarga, deverá ser de 1/6 a 1/2 do diâmetro da adutora. A metade do diâmetro é um valor adequado;
- **ventosas** – colocadas nos pontos elevados da tubulação de modo a expulsar, durante o enchimento da adutora, o ar que normalmente se acumula nesses pontos. Deixam também penetrar o ar, quando a tubulação está sendo esvaziada, de modo a se evitar a ocorrência de pressões internas negativas, podendo originar o colapso ou achatamento ou ovalização das tubulações, bem como a possibilidade de entrada de líquido externo devido a defeitos provocados nas tubulações ou através das juntas;
- **válvulas de redução de pressão** – desempenham função semelhante à da caixa de quebra de pressão, só que nesse caso a pressão não é perdida totalmente, pois a água não entra em contato com a atmosfera. Só são usadas em adutoras por gravidade ou em redes de distribuição.

Figura 18 – Influência da válvula redutora de pressão na posição da linha piezométrica



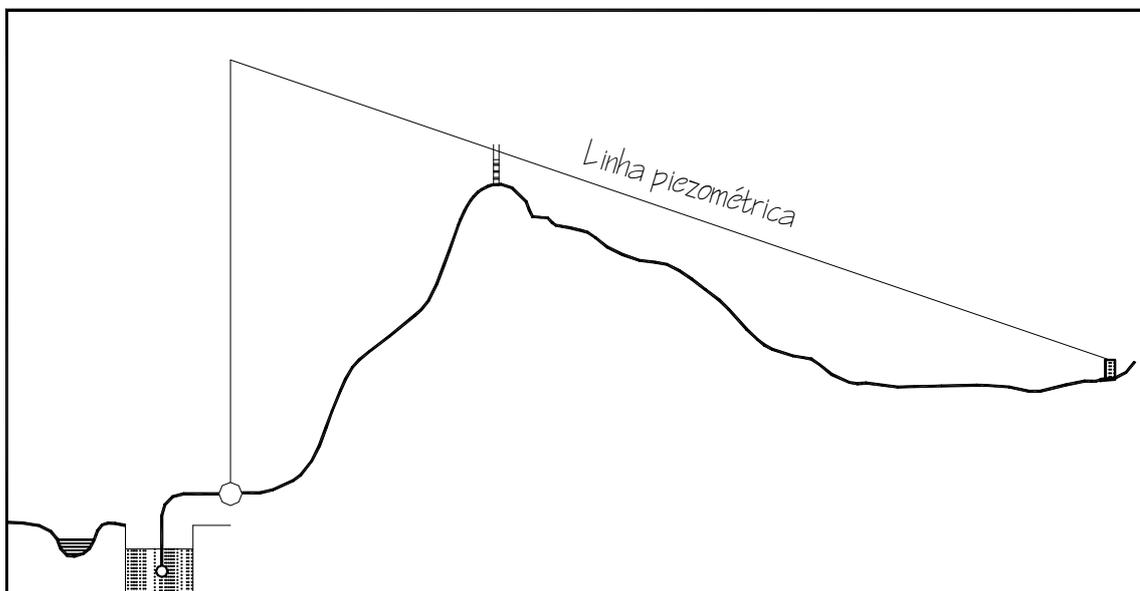
Numa adutora por recalque podem-se ter ainda os seguintes aparelhos:

- **válvulas anti-golpe** – permitem reduzir a pressão interna, atenuando os golpes de aríete. São instaladas geralmente no início das adutoras por recalque. São dispositivos dotados usualmente de ar comprimido e de mecanismos hidráulicos, mecânicos ou até mesmo elétricos. Os golpes de aríete ocorrem quando há uma súbita parada das bombas, devido a falta de energia, ou por qualquer outro motivo. Nesse momento, a água retorna como se fosse em um plano inclinado e a celeridade que adquire pode causar efeitos catastróficos nas casas de bombas e nos equipamentos de bombeamento.
- **válvulas de retenção** – objetivam impedir o retorno da água para as bombas quando está é paralisada. Devem suportar os golpes de aríete.

7. OBRAS COMPLEMENTARES

- **ancoragens** – blocos de concreto colocados junto a curvas, tês e outras conexões, para suportar componentes de esforços não equilibrados, oriundos da pressão interna e externa.
- **stand-pipes** – dispositivos intercalados na adutora no ponto de transição do trecho por recalque para o trecho por gravidade. Assemelha-se a um reservatório, tendo a entrada e a saída de água na parte inferior ou fundo. Os stand-pipes ou chaminés de equilíbrio objetivam evitar que a linha piezométrica corte a tubulação, com os efeitos já analisados.

Figura 19 – Detalhe de stand-pipes



- **pontes, pontilhões, pilares, treliças metálicas, berços** – são estruturas destinadas a suportar trechos que têm que transpor vãos livres, como travessias de cursos de água, canais e fundos de vale e demais depressões dos terrenos;

- **túneis** – objetivam transpor morros, montanhas e demais elevações, superando assim dificuldades de ordem hidráulica. Sua construção pode contribuir para diminuir trajetos no traçado da adutora. Dependendo da natureza do terreno os túneis podem funcionar como trechos de adução, neste caso são revestidos para diminuir as perdas de carga e para diminuir as perdas de água, além de melhorar as condições hidráulicas de transporte da água. A confecção de túneis é exequível no caso de grandes adutoras.
- **materiais da adutora** – uma adutora pode ser implantada em tubos de concreto, tubos de PVC, ferro fundido e suas variantes ou em aço, dependendo do diâmetro, das condições operacionais e das condições de custo.

CAPÍTULO VII — BOMBAS E ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS

1. GENERALIDADES

Muito raramente, nos dias atuais, são encontrados sistemas de abastecimento de água que não possuam um ou vários conjuntos elevatórios.

Os sistemas que funcionam inteiramente por gravidade escasseiam-se, cada vez mais, apesar das vantagens que oferecem, a saber:

- a) evitam despesas com energia elétrica e com pessoal e material de operação e manutenção;
- b) independem de falhas ou interrupções de energia e são mais fáceis de operar e manter, por não possuírem equipamentos mecanizados;
- c) resultam, freqüentemente, em maior facilidade de proteção da bacia hidrográfica, para a preservação da qualidade, pois as águas mais altas acham-se mais próximas das nascentes ou cabeceiras.

O fato de muitas cidades se localizarem em cotas bastante elevadas, em relação aos mananciais próximos, ou às enormes distâncias dos mananciais que podem suprir as cidades por gravidade, torna-se necessário o uso de equipamentos de bombeamento.

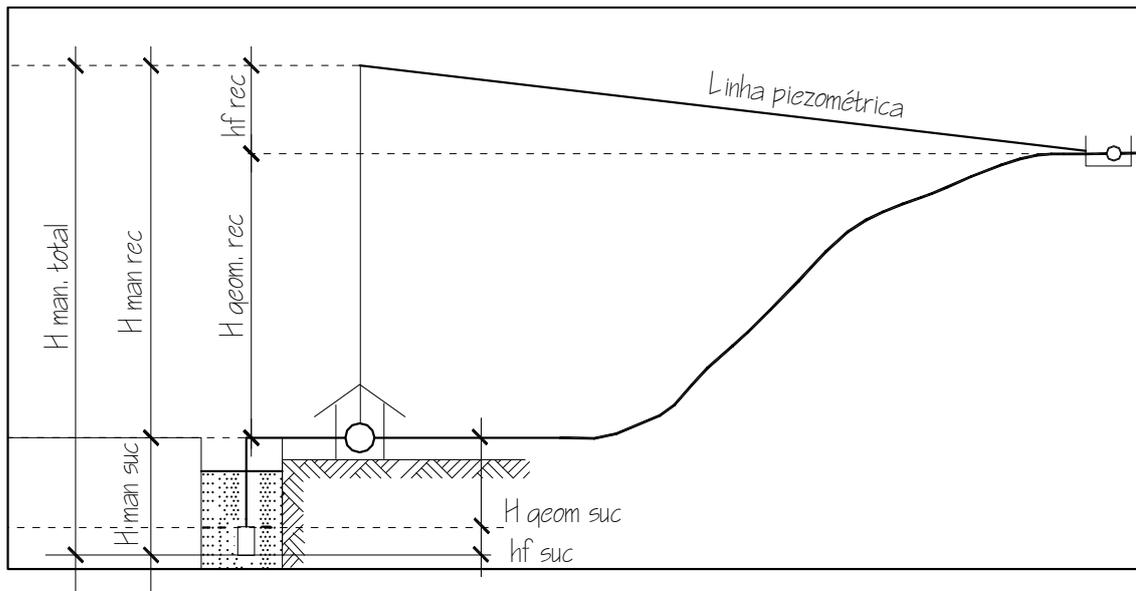
2. DEFINIÇÃO DE UMA BOMBA PARA EFETUAR O RECALQUE DE ÁGUA

2.1. Grandezas Características

A definição de uma bomba é feita essencialmente por meio da vazão a ser bombeada e da altura manométrica total capaz de ser produzida pela bomba, a essa vazão.

A altura manométrica total (H_{man}) corresponde ao desnível geométrico (H_g) verificado entre os níveis da água no início e no fim do recalque, acrescida de todas as perdas localizadas e por atrito que ocorrem nas tubulações e peças, quando se bombeia uma vazão (Q). Essas podem ser desdobradas em perdas na sucção (hf_{suc}) e perdas no recalque (hf_{rec}). A figura seguinte mostra esquematicamente o significado desses valores.

Figura 20 – Grandezas características de uma bomba



Em conseqüência, a altura manométrica pode ser desdobrada em duas parcelas a saber:

- a) a **altura manométrica de recalque** é a soma da altura geométrica de recalque com as perdas verificadas, no trecho correspondente.

$$Hman_{rec} = Hgeom_{rec} + J \cdot Lr + n \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

- b) a **altura manométrica de sucção** é a soma da altura geométrica de sucção com as perdas verificadas na sucção.

$$Hman_{suc} = Hgeom_{suc} + J \cdot Ls + n \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

A altura manométrica total é:

$$Hman = Hman_{rec} + Hman_{suc}$$

A potência da bomba, expressa em Cavalos – Vapor, é determinada por meio da expressão:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot Hman}{75 \cdot \eta}, \text{ em que:}$$

γ = peso específico da água em Kgf / m³

Q = vazão a ser bombeada em m³/s.

H man = altura manométrica total em metros.

η = eficiência ou rendimento do conjunto elevatório

P = potência do conjunto elevatório em CV.

Esta fórmula pode também ser expressa por:

$$P = \frac{Q \cdot H_{man}}{75 \cdot \eta}, \text{ em que:}$$

Q = vazão a ser bombeada em litros/s.

H man = altura manométrica total em metros.

η = eficiência ou rendimento do conjunto elevatório

P = potência do conjunto elevatório em CV.

Adotam-se, no mínimo, dois conjuntos elevatórios, sendo um de reserva. É conveniente programar a instalação de conjuntos elevatórios de acordo com a evolução da população e por consequência do consumo da cidade.

2.2. NPSH – Limite De Sucção Positiva

O destaque feito entre alturas manométricas de recalque e de sucção deve-se ao fato de que a última necessita ser calculada separadamente, para verificar se a bomba terá condições de operar sem sofrer danos. Se a altura de sucção for excessiva a bomba sofrerá a ação de um fenômeno denominado “**cavitação**”. Tal fenômeno consiste no desgaste anormal de partes vitais do rotor, devido a formação, seguida da destruição brusca de partículas de vapor d’água na massa líquida, naquelas condições. A **cavitação** produz vibrações e reduz a capacidade de bombeamento e portanto a eficiência e vida útil dos conjuntos elevatórios. Os cálculos relativos à sucção de um conjunto elevatório envolvem as seguintes considerações básicas:

- pressão barométrica do local (**Pa**);
- pressão de vapor d’água, à temperatura do líquido (**Pv**);
- altura geométrica de sucção (**H geom. suc**);
- perdas de carga na tubulação e nas peças utilizadas na sucção (Σhf_s);
- uma característica particular de cada bomba, variável com a vazão de bombeamento, conhecida por **NET POSITIVE SUCTION HEAD**, que recebe a notação de (**NPSH**). Esses valores são expressos em metros de coluna d’água (mca) e se relacionam pela expressão:

$$\begin{aligned} P_a &= H_{geom_{suc}} + P_v + \sum hf_{suc} + NPSH \\ \Rightarrow NPSH &= (P_a - P_v) - (H_{geom_{suc}} + \sum hf_{suc}) \\ \therefore NPSH &= (P_a - P_v) - H_{man_{suc}} \end{aligned}$$

$$\sum hf_{suc} = J L_s + n \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

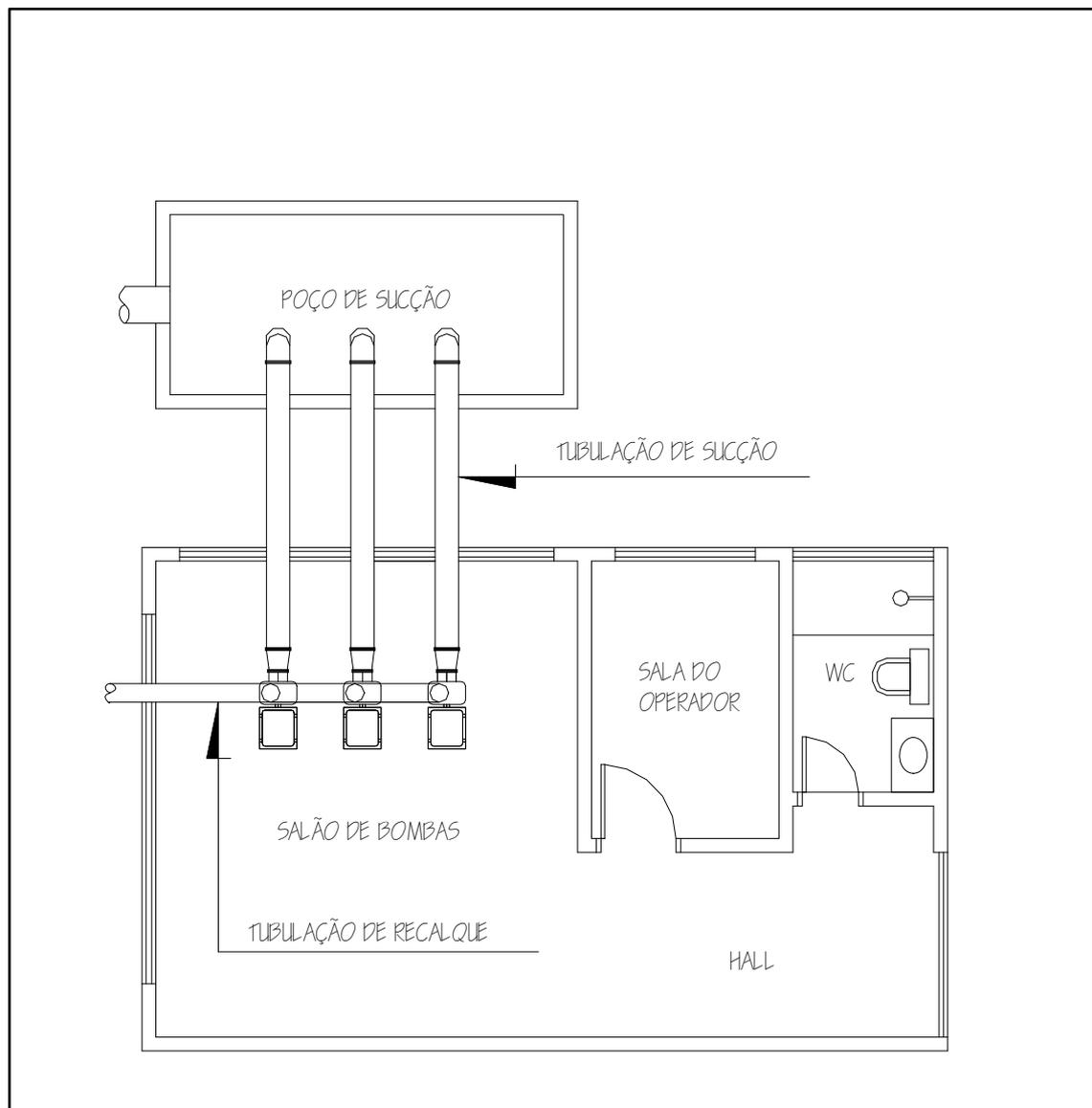
Como $(P_a - P_v)$ depende da altitude do local e da temperatura da água e é constante para cada localidade, para se ter um **NPSH** alto, a H_{geom_suc} ou a Σhf_s , ou ambos deverão ser baixos.

3. ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS

Uma estação elevatória compõe-se, geralmente de:

- salão de máquinas e dependências complementares;
- poço de sucção;
- tubulação e órgãos acessórios;
- equipamentos elétricos e dispositivos auxiliares.

Figura 21 – Ambientes de uma estação elevatória



3.1. Salão de máquinas e dependências complementares

No salão de máquinas são instalados os conjuntos elevatórios e, na maioria dos casos, os equipamentos elétricos como cabines de comando, chaves de partida e os dispositivos de proteção dos motores, bem como os instrumentos de leitura das medições hidráulicas e elétricas,

Deverá permitir que os conjuntos sejam montados com relativa folga e permitir fácil circulação dos operadores e a fácil realização das operações de manutenção e operação. Sendo previsto acréscimos no número de unidades de bombeamento, deverá ser reservado espaço suficiente para a instalação das mesmas e de seus dispositivos.

A iluminação deverá ser abundante e, tanto quanto possível natural, sendo aconselhável a colocação de janelas amplas. Deverá haver livre circulação de ar para evitar a excessiva elevação de temperatura causada pelo aquecimento dos motores. Além da ventilação feita através de janelas e portas, será conveniente prever aberturas que possibilitem permanente movimentação do ar. Ventiladores e exaustores poderão ser instalados em casos extremos, sobretudo em regiões mais quentes.

Entre as dependências auxiliares são consideradas indispensáveis uma instalação sanitária, com vaso, lavatório e chuveiro. De acordo com a importância da estação, outros compartimentos como oficina, depósito de material, vestiário e copa podem ser adicionados.

3.2. Poço de sucção

Poço de sucção ou Poço de tomada é um compartimento de dimensões limitadas, de onde parte a tubulação que conduz água para as bombas.

Conforme a situação do nível de água no poço de sucção, em relação à boca de entrada da bomba, há dois casos a considerar:

a - poço com nível de água abaixo da bomba: há uma altura de sucção a ser vencida pela bomba, necessitando que a mesma seja escorvada para poder funcionar;

b - poço com nível de água acima da bomba: há uma carga permanente sobre a boca de entrada da bomba que, neste caso, funciona afogada.

É mais comum ter-se o caso de poço de sucção com nível abaixo da bomba. Apresenta a vantagem de se poder montar o conjunto de recalque ao nível do terreno, ou mais acima, em ambiente claro e ao abrigo de inundações. Entretanto, devido à necessidade de escorva a operação é mais trabalhosa.

O poço com nível de água acima da bomba exige a construção do salão de máquinas em cota baixa. O sistema de bombas afogadas é freqüentemente utilizado junto a reservatórios enterrados ou semi-enterrados, para a transferência de água para as reservatórios elevados. Utilizando-se chaves elétricas comandadas por meio de bóias, é possível estabelecer um controle automático das bombas. Constituem desvantagens o maior custo dos serviços de escavação e estruturas e o risco de inundações do salão de máquinas.

O poço de sucção deverá, tanto quanto possível, ficar próximo das bombas para reduzir o comprimento das tubulações de alimentação e para menores perdas de carga.

Deverão ser tomadas precauções especiais, no bombeamento de água tratada, para que não ocorra contaminação com a entrada de materiais estranhos no poço. Nesse caso, é necessário que o poço seja coberto. Deve-se impedir a entrada de águas de enxurradas e de lavagem de piso nos poços de sucção.

Não há critérios rígidos para se dimensionar o poço de sucção. Devem ter dimensões suficientes para permitir qualquer operação de limpeza ou de retirada da tubulação de sucção, das válvulas-de-pé ou do crivo.

A cota do fundo é fixada de modo que, com o nível mínimo de água seja assegurada uma submersão equivalente a um mínimo de 3 vezes o diâmetro da tubulação de sucção. Tal providência visa evitar a formação de remoinhos ou vórtex no interior do poço e impede a entrada de ar nas bombas, ocasionado dificuldades operacionais dos conjuntos elevatórios.

3.3. Tubulações e órgãos acessórios

As tubulações das casas de bombas são geralmente de ferro fundido com juntas de flange. Diâmetros maiores utilizam tubos de aço, os quais podem ser ajustados e soldados no próprio local de montagem com a vantagem de serem mais leves. O diâmetro da sucção, usualmente, é um diâmetro comercial acima da tubulação de recalque.

Figura 22 – Detalhes da redução excêntrica e concêntrica

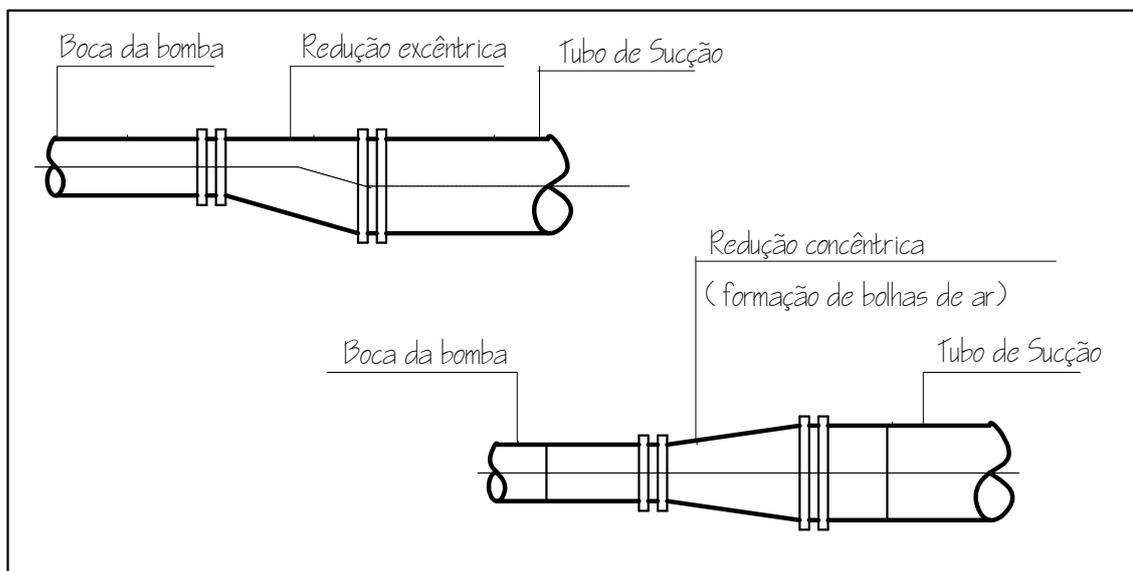
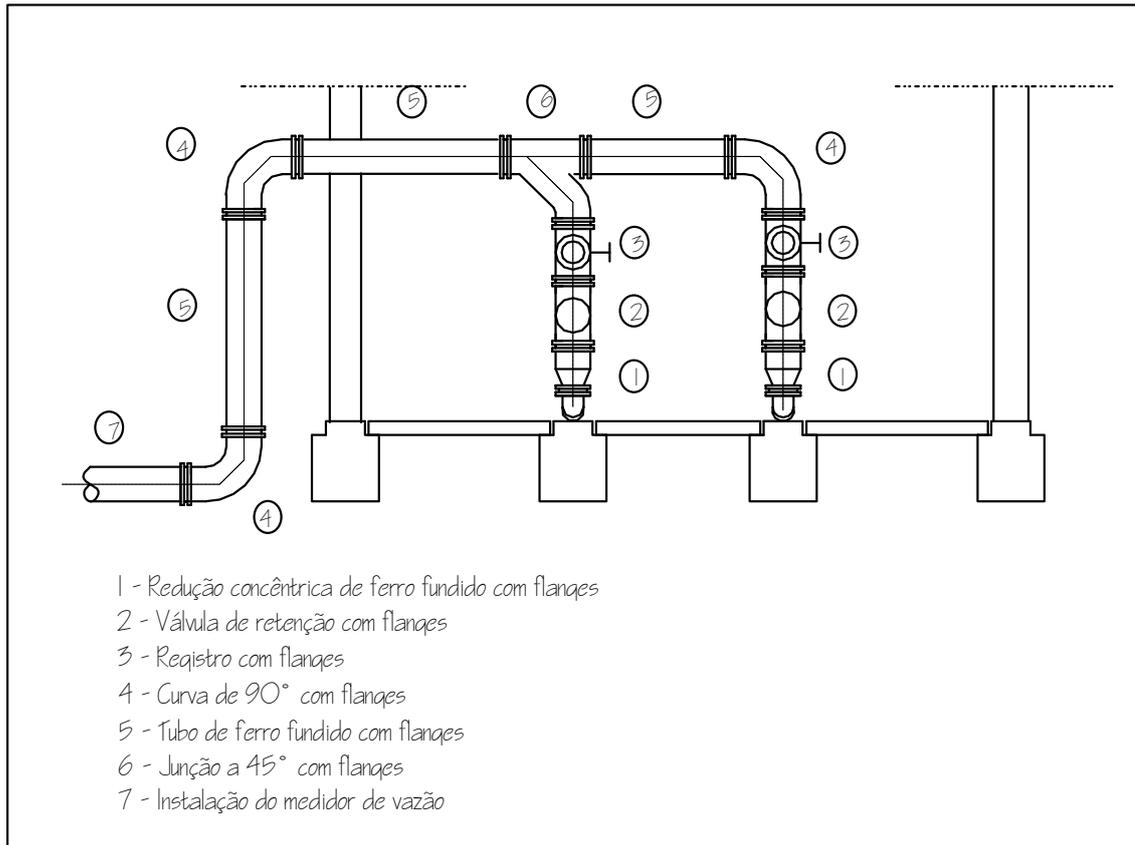


Figura 23 – Detalhes do recalque



3.4. Dispositivos auxiliares

Algumas estações, dependendo da importância, contam ainda com os seguintes equipamentos, aparelhos ou dispositivos:

- medidores de vazão:** colocados na saída da estação e medem a quantidade total de água bombeada. Os principais tipos baseiam-se na criação de uma pressão diferencial. O **Venturi** e o **tubo Dall**, de menor comprimento, são usualmente adotados;
- medidores de nível:** destinam-se a indicar a posição do nível da água no poço de tomada
- dispositivos para escorva das bombas:** as bombas pequenas possuem um copo que permite a escorva. Em certos casos pode ser feito o retorno da água da tubulação de recalque, acionando-se o by-pass da válvula de retenção.

Existem, ainda, sistemas de escorva como mostram as figuras a seguir.

Figura 24 – Dispositivos para escorva da bomba

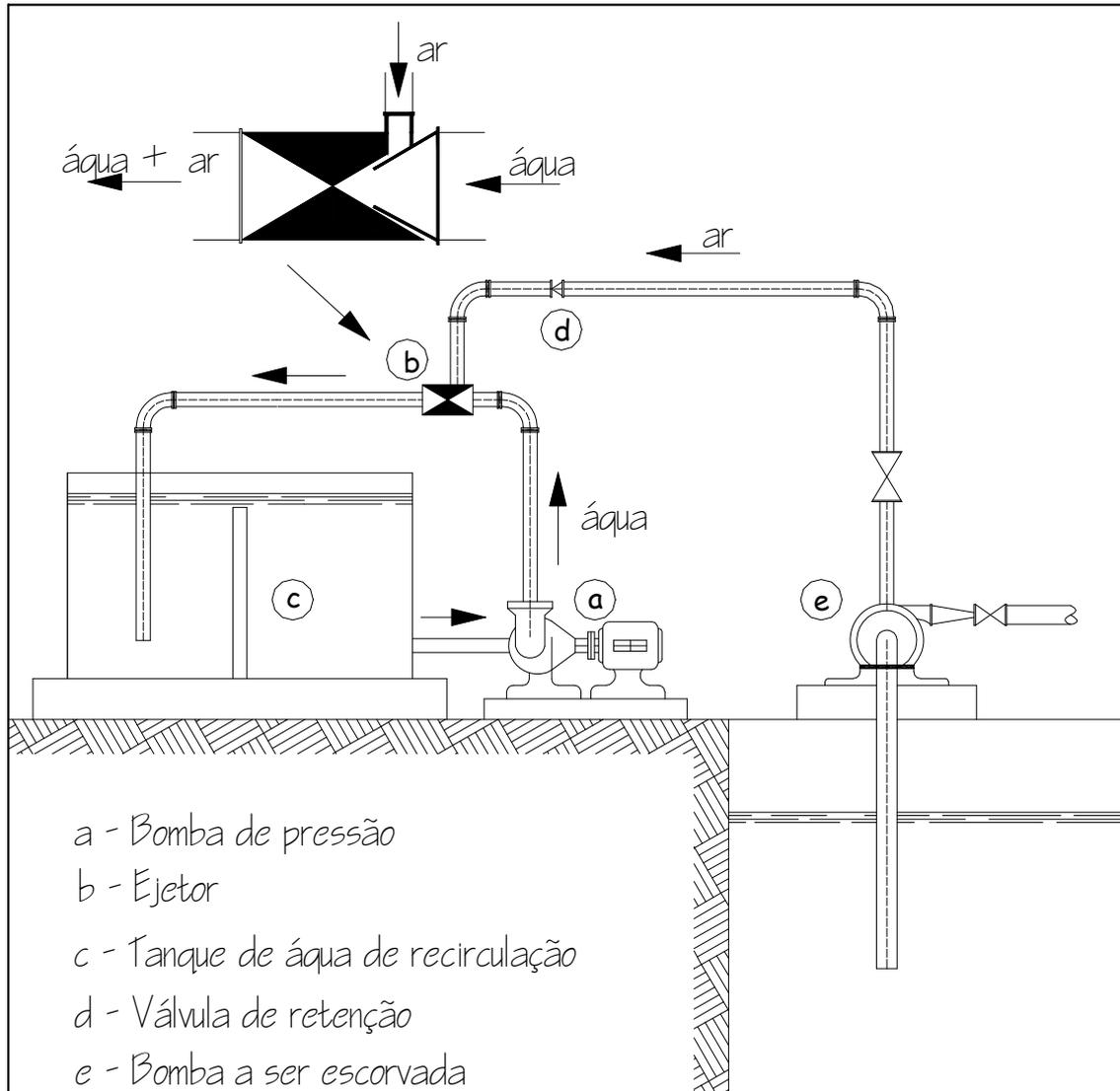
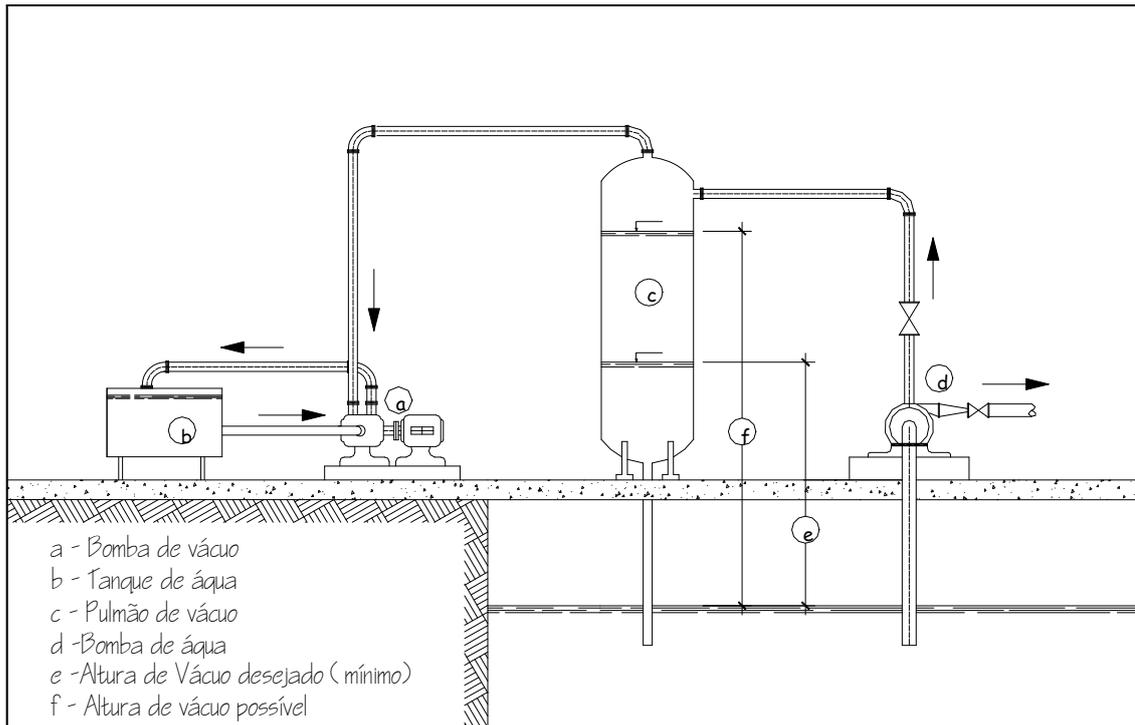


Figura 25 – Dispositivos para escorva da bomba



CAPÍTULO VIII — RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

1. FINALIDADES

Os reservatórios têm por finalidades:

- a) atendimento das variações do consumo;
- b) atendimento das demandas de emergência da cidade;
- c) melhoria e adequação das condições de pressão.

Os reservatórios armazenam a água para atender as variações de consumo e as demandas de emergência.

a) Atendimento das variações de consumo

O consumo de água não é constante, variando ao longo do dia. A colocação do reservatório entre o sistema produtor e a rede de distribuição possibilita adotar uma vazão constante para dimensionar as unidades componentes do sistema. Essas unidades serão dimensionadas para a vazão correspondente ao dia de maior consumo. A rede de distribuição terá seus condutos dimensionados para a vazão correspondente ao consumo máximo horário desse dia.

b) Atendimento das demandas de emergência

Os reservatórios podem permitir a continuidade do abastecimento da cidade, quando ocorrem paralisações do sistema produtor por falta de energia elétrica ou por qualquer outro acidente tais como: rupturas das canalizações de adução, queima de motores e outros. Nesses casos os reservatórios devem ser dimensionados prevendo tais ocorrências. Para o combate a incêndios deve ser também previsto em projeto o armazenamento de vazões para atender tais situações.

c) Melhoria das condições de pressão

As localizações dos reservatórios vão servir para estabelecer “zonas de pressão” convenientes para os diversos setores da cidade, levando em consideração a topografia da

localidade em suas condições altimétricas. Usualmente as pressões devem ficar compreendidas entre os seguintes limites em uma rede de distribuição.

Pressão máxima (estática) = **50 mca**

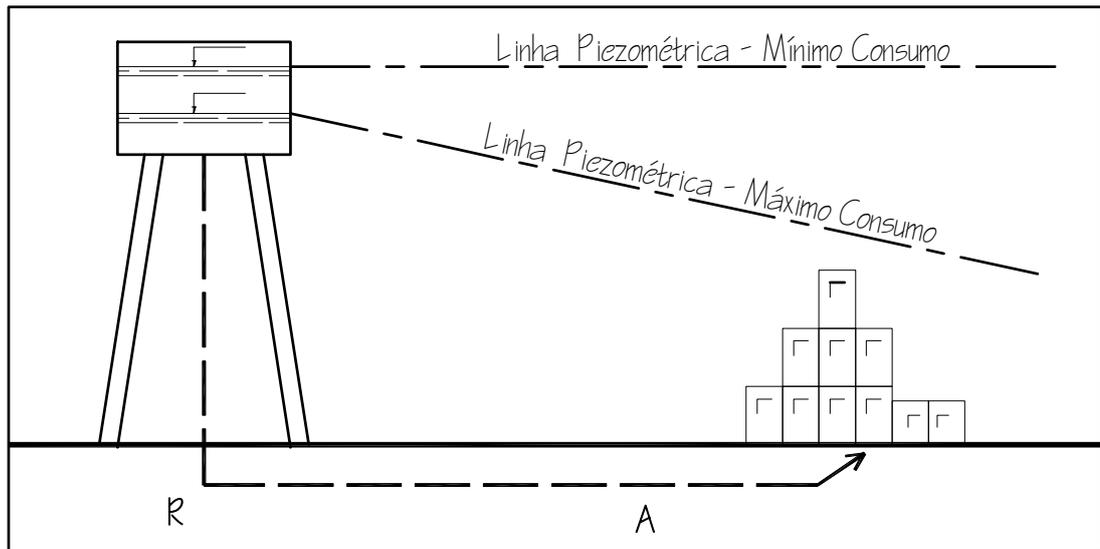
Pressão mínima (dinâmica) = **10 mca**

2. CLASSIFICAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS

2.1. Quanto à localização no sistema

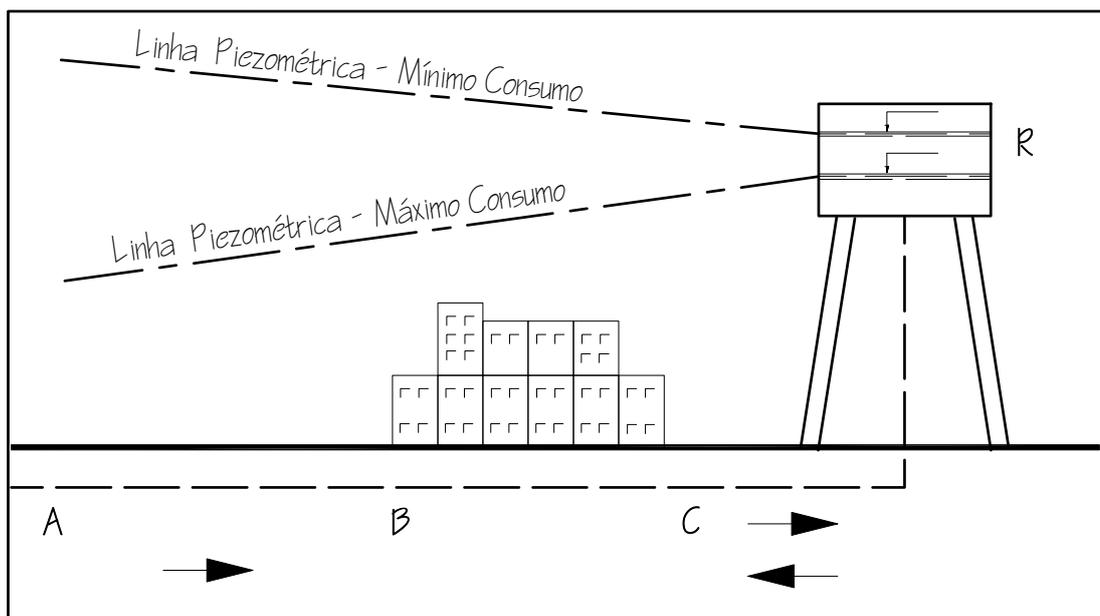
a) reservatório de montante

Figura 26 – Detalhe do reservatório de montante



b) reservatório de jusante, ou de sobras

Figura 27 – Detalhe do reservatório de jusante, ou de sobras



2.2. Quanto à localização no terreno

Figura 28 – Detalhe do reservatório enterrado

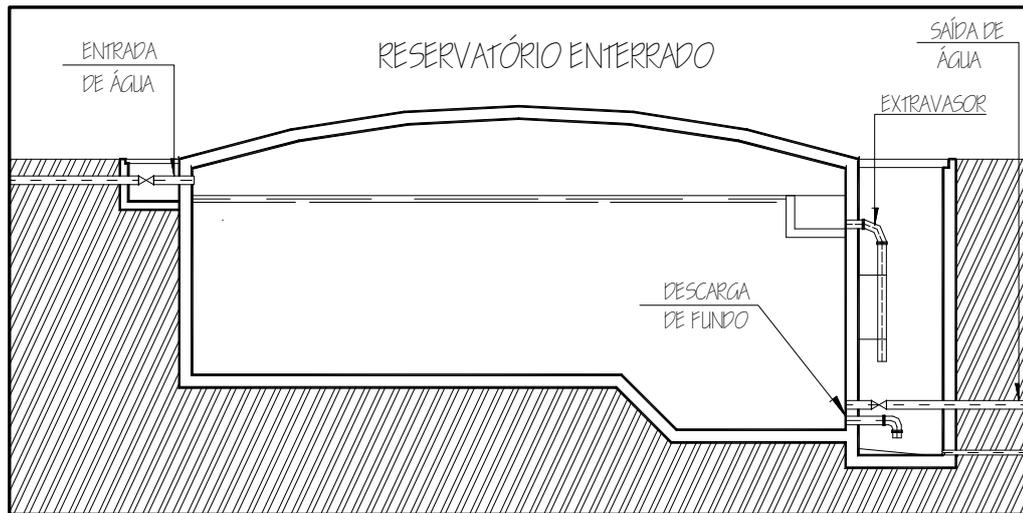


Figura 29 – Detalhe do reservatório semi-enterrado

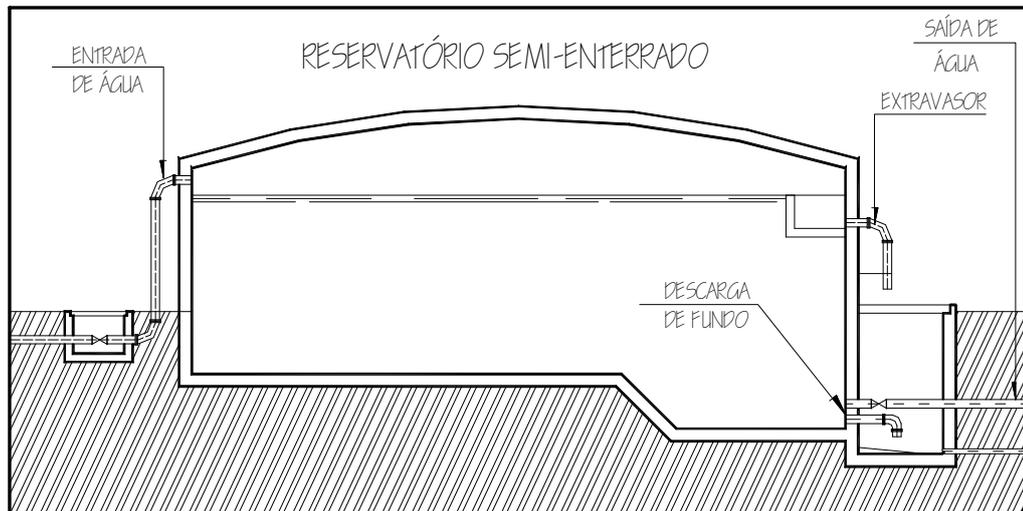


Figura 30 – Detalhe do reservatório apoiado

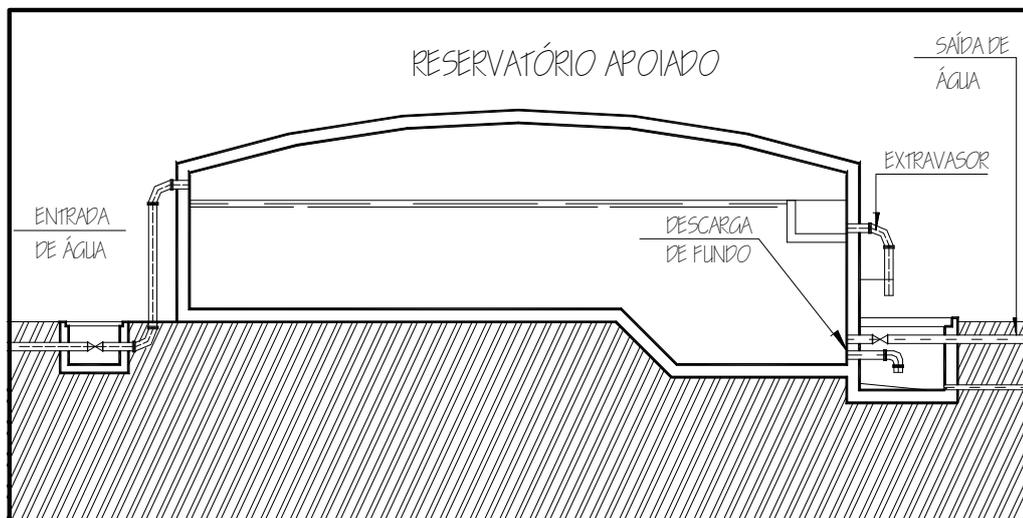
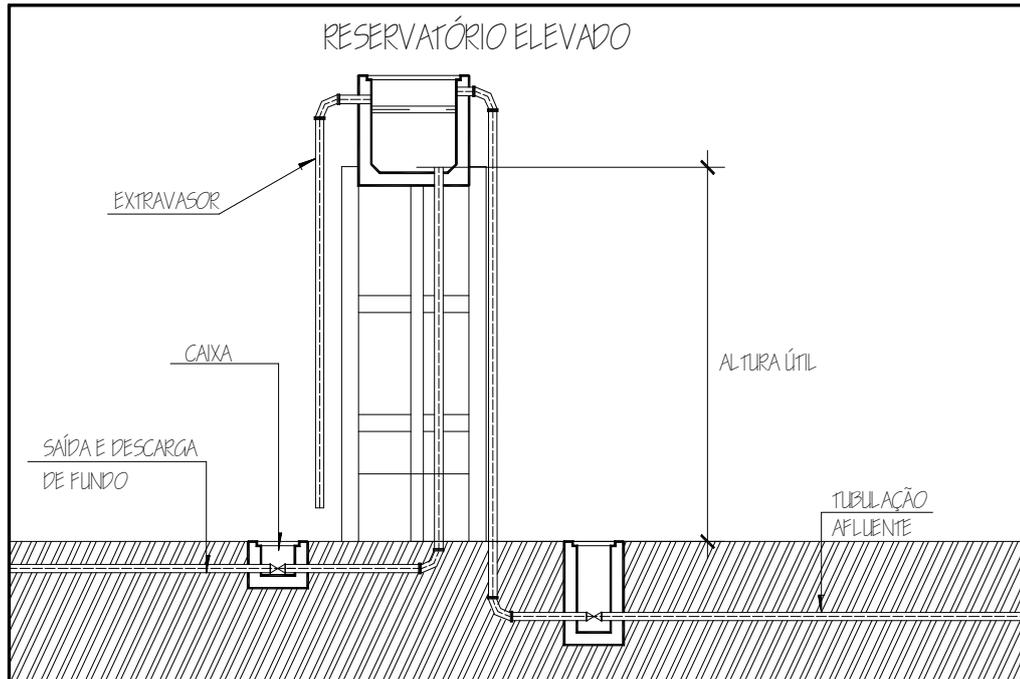


Figura 31 – Detalhe do reservatório elevado



Os reservatórios podem ser construídos: em concreto armado, em alvenaria de pedra argamassada, em concreto protendido, em aço, em fibra de vidro, em madeira.

3. CAPACIDADE DOS RESERVATÓRIOS

Existem várias fórmulas e maneiras de se determinar o volume de reserva necessário para um sistema de distribuição. Na prática, no entanto se adota 1/3 do consumo máximo diário.

$$V = \frac{P \cdot q \cdot K_1}{3} (m^3), \text{ em que:}$$

V = volume a reservar

P = população servida

q = consumo médio per capita

K₁ = coeficiente de variação diária do consumo

As demandas de emergência e as vazões de combate a incêndios não estão consideradas neste cálculo.

4. RESERVATÓRIOS APOIADOS, SEMI-ENTERRADOS E ELEVADOS.

Quando há necessidade de um reservatório elevado para garantir pressões adequadas na rede de distribuição, pode-se dividir o volume de água entre ele e um reservatório apoiado ou semi-enterrado. Uma casa de bombas recalcará a água do reservatório apoiado ou semi-enterrado para o reservatório elevado.

As vazões extremas de dimensionamento do recalque seriam:

- a) recalque com capacidade suficiente para atender a vazão da hora de maior consumo na rede distribuidora

$$Q_{\max} = \frac{P \cdot q \cdot K_1 \cdot K_2}{86400} \text{ (l/s)}$$

O reservatório elevado teria uma capacidade pequena, apenas o suficiente para manter um nível de água que permitisse pressões adequadas na rede. Todo o volume de água para o consumo do local estaria no reservatório apoiado ou semi-enterrado

- b) recalque com a vazão média do dia de maior consumo

$$Q_{\text{med}} = \frac{P \cdot q \cdot K_1}{86400} \text{ (l/s)}$$

O reservatório deveria ter a capacidade necessária para atender a localidade. O reservatório apoiado ou semi-enterrado seria um receptor da água aduzida e poço de sucção do sistema de recalque. Deve-se considerar que:

- a) à medida que cresce a capacidade do reservatório elevado decresce a do reservatório apoiado ou semi-enterrado, sendo constante a capacidade total. O custo total aumenta com o crescer da capacidade do reservatório elevado. O volume de um reservatório elevado não deve superar 500 m³, por razões estruturais e de custos;
- b) a vazão de recalque decresce quando aumenta a capacidade do reservatório elevado, diminuindo o custo do sistema de recalque.

O custo total incluindo reservatório e recalque é variável. A solução ótima é a que corresponda à solução de menor custo.

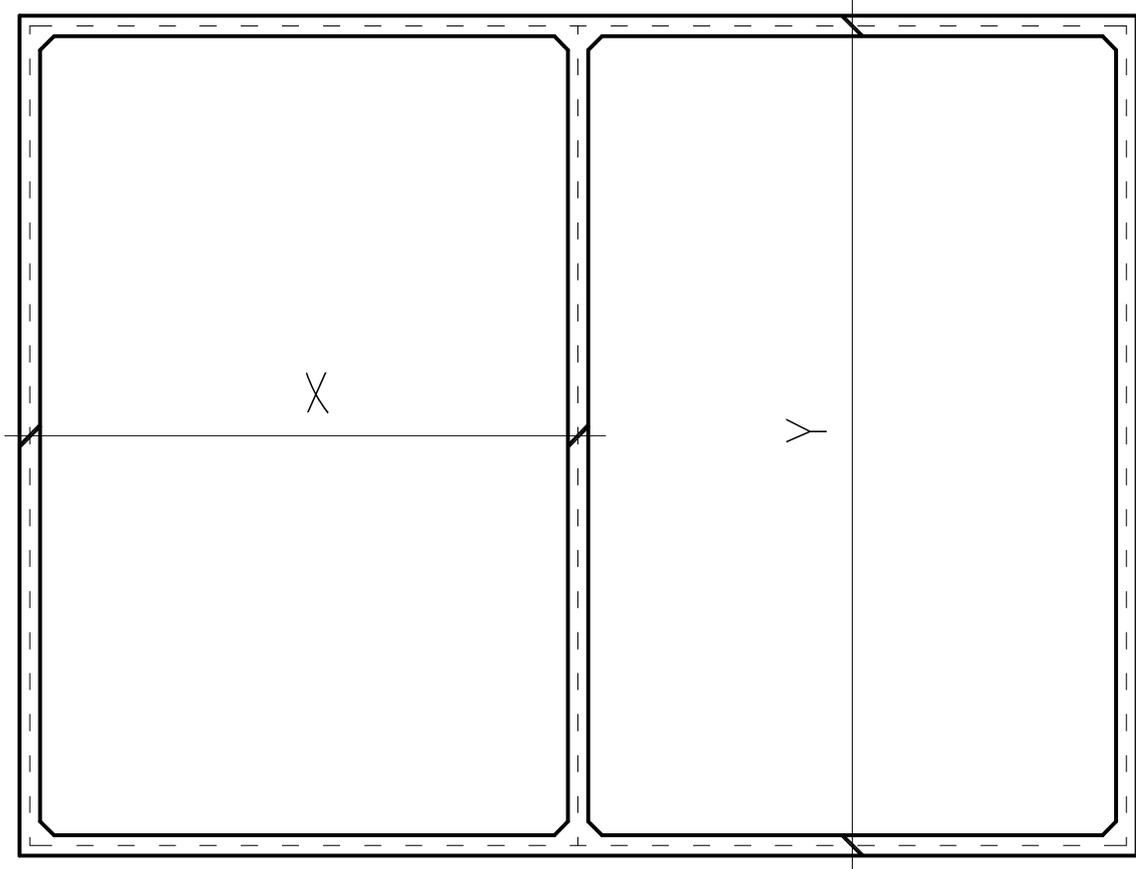
É comum fixar para o reservatório elevado entre 10 a 20% da capacidade total necessária para a cidade.

5. DIMENSÕES ECONÔMICAS

Fixado o tipo, a forma e a capacidade do reservatório é possível estudar as dimensões que o tornem de mínimo custo.

Um reservatório apoiado para o qual foram fixadas a capacidade e a altura, e que se deseja ampliar no futuro deverá ser retangular. Um reservatório retangular em planta terá o menor comprimento de paredes se suas dimensões guardarem a relação: $x/y = 3/4$.

Figura 32 – Dimensões econômicas e relativas de um reservatório retangular



Um reservatório elevado será mais econômico se sua seção horizontal for circular.

Os reservatórios cilíndricos têm dimensões econômicas, quando a relação entre a altura de água e o raio do reservatório estiver na proporção 1:1, ou $h = R$.

CAPÍTULO IX — REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

1. CONCEITO

A rede de distribuição é constituída por um conjunto de condutos assentados nas vias públicas, com a função de conduzir a água para os prédios e demais edificações e pontos de consumo público.

Esses condutos caracterizam-se pelas numerosas derivações (distribuição em marcha) e uma disposição em rede, derivando daí o seu nome.

2. TRAÇADO DOS CONDUTOS

Nas redes de distribuição têm-se dois tipos de condutos: principais e secundários.

Os **condutos principais, troncos ou mestres**, são as canalizações de maior diâmetro, responsáveis pela alimentação dos condutos secundários. Efetuam o abastecimento de extensas áreas da cidade.

Os **condutos secundários**, de menor diâmetro (usualmente 50 e 75mm), são os que estão em imediato contato com os prédios a abastecer. A área servida por um conduto secundário é restrita e está nas suas vizinhanças.

O traçado dos condutos principais deve considerar de preferência:

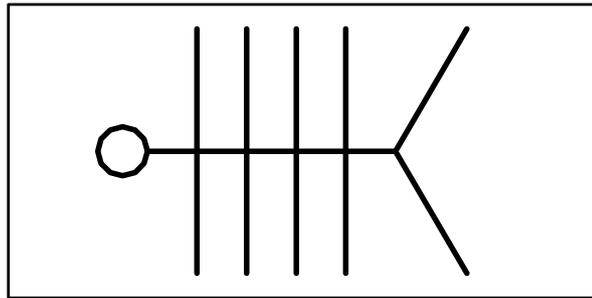
- ruas sem pavimentação ou de pavimento barato;
- ruas de menor intensidade de trânsito;
- proximidade de grandes usuários;
- proximidades de áreas e de edifícios que devem ser protegidos contra incêndios.

Conforme a disposição dos condutos principais, as redes podem ser: ramificadas ou malhadas.

As redes ramificadas são aquelas em que os condutos principais são traçadas, a partir de um conduto principal central, com disposição ramificada, como sugere sua denominação. É um sistema típico de cidades ou setores que têm uma dimensão mais pronunciada. As redes ramificadas podem ser:

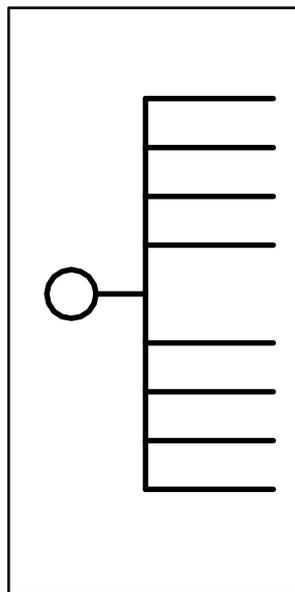
EM ESPINHA DE PEIXE.

Figura 33 – Rede ramificada em espinha de peixe



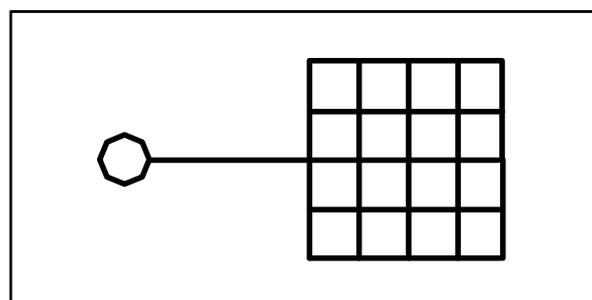
a) em grelha

Figura 34 – Rede ramificada em grelha



As redes malhadas são aquelas nas quais os condutos principais formam malhas, anéis ou circuitos.

Figura 35 – Rede malhada



Nas redes ramificadas a circulação da água faz-se praticamente em um único sentido. Uma interrupção acidental em um conduto tronco prejudica sensivelmente as áreas situadas a jusante do local em que ocorreu o acidente.

Nas redes malhadas, a eventual interrupção do escoamento em um trecho não ocasionará transtornos acentuados ao abastecimento de áreas a jusante.

3. VAZÕES DE DISTRIBUIÇÃO

A vazão de distribuição é calculada para as condições atualmente comuns nas cidades brasileiras isto é, existem reservatórios domiciliares que recebem água da rede pública e alimentam a rede predial. Nestas condições, a vazão de dimensionamento da rede pública se referirá a uma particular situação desfavorável, correspondente à hora de maior consumo do dia de maior consumo.

$$Q = \frac{P \cdot q \cdot K_1 \cdot K_2}{86400} \text{ (l/s) em que:}$$

P = população prevista para a área a abastecer, no fim do plano;

q = consumo médio per capita;

K₁ = coeficiente de variação diária do consumo;

K₂ = coeficiente de variação horária do consumo e

Q = vazão de dimensionamento da rede em litros por segundo.

A vazão específica a partir da qual são determinadas as vazões de dimensionamento, pode referir-se à extensão dos condutos da rede.

$$qm = \frac{P \cdot q \cdot K_1 \cdot K_2}{86400 \cdot L_{TOTAL}} \text{ (l/s/m) , em que:}$$

Lt = a extensão total da rede;

qm = a vazão de distribuição em marcha em litros por segundo por metro.

A vazão específica **qm** é usada para dimensionar redes ramificadas.

Pode-se também expressar a vazão de dimensionamento correlacionada à unidade de área:

$$qd = \frac{P \cdot q \cdot K_1 \cdot K_2}{86400 \cdot A} \text{ (l/s/ha); em que:}$$

A = área coberta pela rede de distribuição;

qd = a vazão específica de distribuição em litros por segundo por hectare

A vazão específica **qd** é usada para dimensionar redes malhadas.

4. CONDIÇÕES DE FUNCIONAMENTO DAS REDES DE DISTRIBUIÇÃO

Diâmetros mínimos: condutos principais = 100 mm;

Diâmetros mínimos condutos secundários = 50mm;

Pressão dinâmica mínima = 10 mca;

Pressão estática máxima = 50 mca.

Tabela 9 – Limites de velocidade e de vazão

Diâmetro	Velocidade	Vazão	Diâmetro	Velocidade	Vazão
50	0,50	1,0	300	1,20	84,8
75	0,50	2,2	350	1,30	125,0
100	0,60	4,7	400	1,40	176,0
150	0,80	14,1	450	1,50	238,0
200	0,90	28,3	500	1,60	314,0
250	1,10	53,9	600	1,80	509,0

5. CONSIDERAÇÕES SOBRE AS DISTÂNCIAS ENTRE CONDUTOS PRINCIPAIS

Para redes ramificadas:

- Significado dos parâmetros:

d = distância entre condutos principais em hectômetros;

Q = vazão limite fixada para o conduto secundário;

q_d = a vazão específica de distribuição em (l/s/ha);

L = distância entre condutos secundários em hectômetros.

Figura 36 – Detalhe da distância entre condutos secundários – rede ramificada

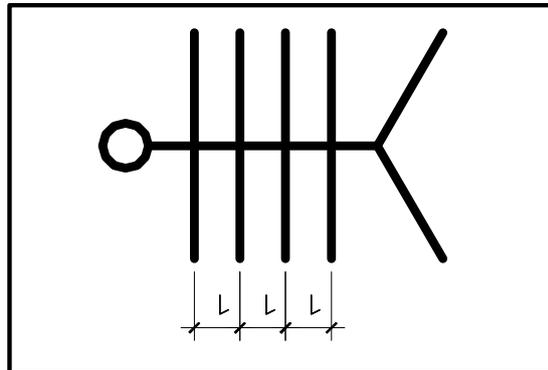
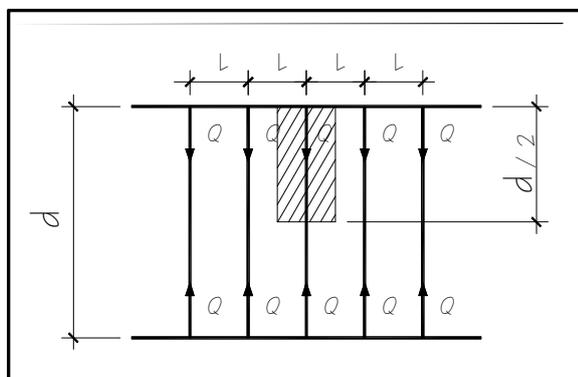


Figura 37 - Detalhe da distância entre condutos principais – rede ramificada



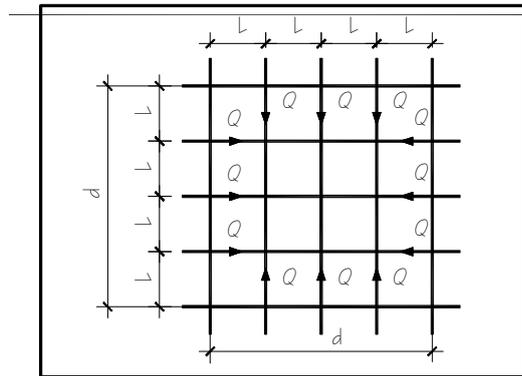
$$\left(\frac{d}{2} \cdot L\right) \cdot q_d = Q$$

$$\therefore d = \frac{2 \cdot Q}{q_d \cdot L}$$

Para redes malhadas:

Em que os parâmetros têm a mesma significação da fórmula anterior.

Figura 38 – Detalhe da distância entre condutos – rede malhada



- Número de derivação de cada conduto principal:

$$N = \left(\frac{d}{L} - 1 \right)$$

- No esquema acima nota-se a presença de 4 condutos principais portanto, o número de derivações totais será:

$$= 4 \cdot \left(\frac{d}{L} - 1 \right)$$

- Tem-se que:

ÁREA x VAZÃO ESPECÍFICA DE DISTRIBUIÇÃO = NÚMERO DE DERIVAÇÕES TOTAIS x VAZÃO DO CONDUTO SECUNDÁRIO.

Portanto:

$$A \cdot q_d = 4 \cdot \left(\frac{d}{L} - 1 \right) \cdot Q \therefore$$

$$d^2 \cdot q_d = 4 \cdot \left(\frac{d}{L} - 1 \right) \cdot Q$$

6. DEDUÇÃO DO MÉTODO DE HARDY-CROSS (REDES MALHADAS)

Figura 39 – Detalhe de uma rede de distribuição real

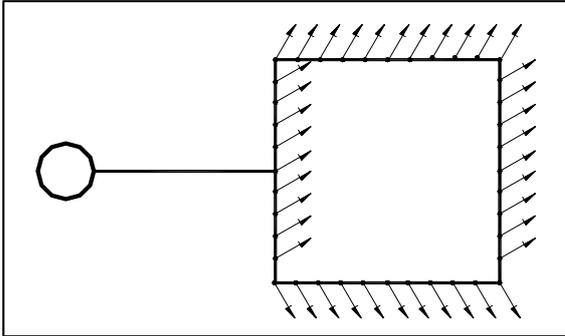
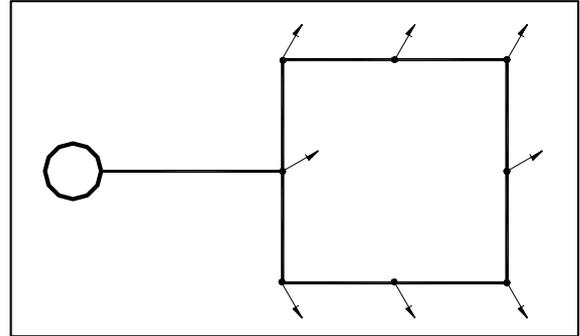


Figura 40 – Detalhe de uma rede assimilada à real

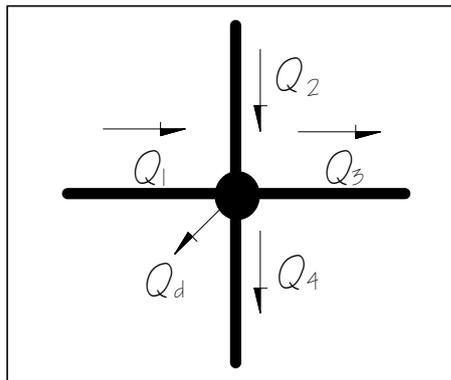


- Considera-se que as vazões ficam concentradas em pontos específicos denominados nós;

- Pressupostos hidráulicos do método de Hardy-Cross:**

- Em um nó, a somatória de vazão é zero

Figura 41 – Somatória de vazões em um nó

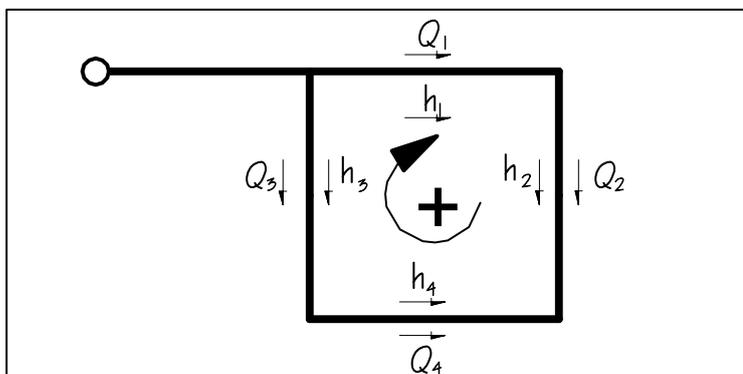


$$Q_1 + Q_2 - Q_3 - Q_4 - Q_d = 0$$

Consideram-se positivas as vazões afluentes ao nó e negativas as efluentes.

- Num circuito, a somatória de perdas de carga localizada é zero. Adota-se como positivo, o sentido horário.

Figura 42 – Somatória de perdas de carga num circuito



$$h_1 + h_2 - h_3 - h_4 = 0$$

$$\sum h = 0$$

$$h = J \cdot L$$

$$R = \frac{1}{(0,2785 \cdot C)^{1,85}} \cdot \frac{L}{D^{4,87}}$$

$$n = 1,85$$

$$h = R \cdot Q^n \Rightarrow h = \left(\frac{1}{(0,2785 \cdot C)^{1,85}} \cdot \frac{L}{D^{4,87}} \right) \cdot Q^{1,85}$$

$$\text{Se } \sum R \cdot Q^n \neq 0 \Rightarrow$$

$$(Q + \Delta Q)^n = 0 \text{ (BINÔMIO DE NEWTON)}$$

$$(Q^n + n \cdot Q^{n-1} \cdot \Delta Q + \frac{n \cdot (n-1)}{2!} \cdot Q^{n-2} \cdot \Delta Q^2 + \dots + \Delta Q^n \cdot 0)$$

$$\text{mas } \Delta Q \rightarrow 0 \therefore$$

$$(Q^n + n \cdot Q^{n-1} \cdot \Delta Q) = 0$$

$$\Delta Q = \left(\frac{Q^n}{n \cdot Q^{n-1}} \right)$$

$$\text{Sabe-se: } Q^{n-1} = \frac{Q^n}{Q}$$

$$\text{Introduzindo } R: \Delta Q = \left(\frac{-R \cdot Q^n}{n \cdot R \cdot Q^{n-1}} \right)$$

$$\Delta Q = \left(\frac{-R \cdot Q^n}{n \cdot R \cdot \frac{Q^n}{Q}} \right) \Rightarrow \Delta Q = \frac{-\sum h}{n \cdot \sum \frac{h}{Q}}$$

CAPÍTULO X — PROCESSOS GERAIS DE TRATAMENTO DE ÁGUA

1. INTRODUÇÃO

Os sistemas públicos de abastecimento devem fornecer água sempre segura e de boa qualidade. As análises das águas obtidas nos mananciais, feitas com frequência desejável, revelarão a necessidade ou dispensabilidade de qualquer processo corretivo.

O tratamento da água apenas deverá ser adotado e realizado depois de demonstrada a sua necessidade. Sempre que a purificação seja necessária, ela deve se restringir apenas aos processos imprescindíveis à obtenção da qualidade que se pretende, com o custo mínimo.

Muitas cidades, entre as quais metrópoles importantes como Nova York, Roma e Madrid, dispoem naturalmente de água de qualidade aceitável, não efetuam o tratamento da água consumida pela população. A desinfecção, visando ao controle de microorganismos que possam causar doenças, é o único processo adotado nessas localidades.

A necessidade de tratamento e os processos a serem adotados deverão ser determinados com base nos resultados dos exames laboratoriais e das inspeções sanitárias de campo, cobrindo um período razoável de tempo, de forma a conferir credibilidade às soluções concebidas.

2. A ESCOLHA DO MANANCIAL

A escolha do manancial a ser utilizado constitui a decisão de maior relevância e responsabilidade em um projeto de abastecimento de água.

As alternativas prováveis devem ser estudadas e comparadas técnica e economicamente para que o acerto da escolha seja assegurado.

Os mananciais próximos, de maior caudal, capazes de atender às demandas por mais tempo e os mananciais com água de melhor qualidade e menos sujeitos à poluição

devem ser cotejados dentro do quadro geral das soluções a serem projetadas e construídas.

3. A QUALIDADE DA ÁGUA

Talvez o erro mais comum que ocorre em projetos de instalações de tratamento de água seja o de se basear os estudos nos resultados de uma única análise de água.

A qualidade da água varia sazonalmente, exigindo para seu conhecimento, a realização de análises em diferentes estações ou épocas do ano.

Ademais, somente com um certo número de análise pode-se reduzir o efeito da variação de resultados.

No caso de grandes cursos de água, com múltiplos aproveitamentos, recorrer à experiência obtida em outros estudos, que precederam as demais utilizações, pode ser de grande valia.

4. INVESTIGAÇÕES DE LABORATÓRIO

Sempre que possível, os projetos de uma estação de tratamento de água ETA, devem ser precedidos por experiências e ensaios de laboratório. Esses recursos permitem melhorar tecnicamente os projetos, reduzir custos e oferecer maior segurança para as soluções preconizadas.

As investigações em laboratório podem fornecer subsídios e contribuições do mais alto valor, para questões tais como:

- a) comportamento da água em relação aos diferentes processos de purificação;
- b) condições de coagulação e floculação
- c) condições de sedimentação e filtração
- d) condições de desinfecção, etc.

5. INSTALAÇÃO PILOTO

Quando se projetam grandes instalações de tratamento, em que não exista experiência prévia com o tipo de água a ser tratada, justifica-se, muitas vezes a utilização de instalações experimentais.

Essas instalações, em modelo reduzido, reproduzem os processos e as futuras unidades de tratamento, possibilitando a obtenção de parâmetros mais vantajosos.

6. FINALIDADES DO TRATAMENTO

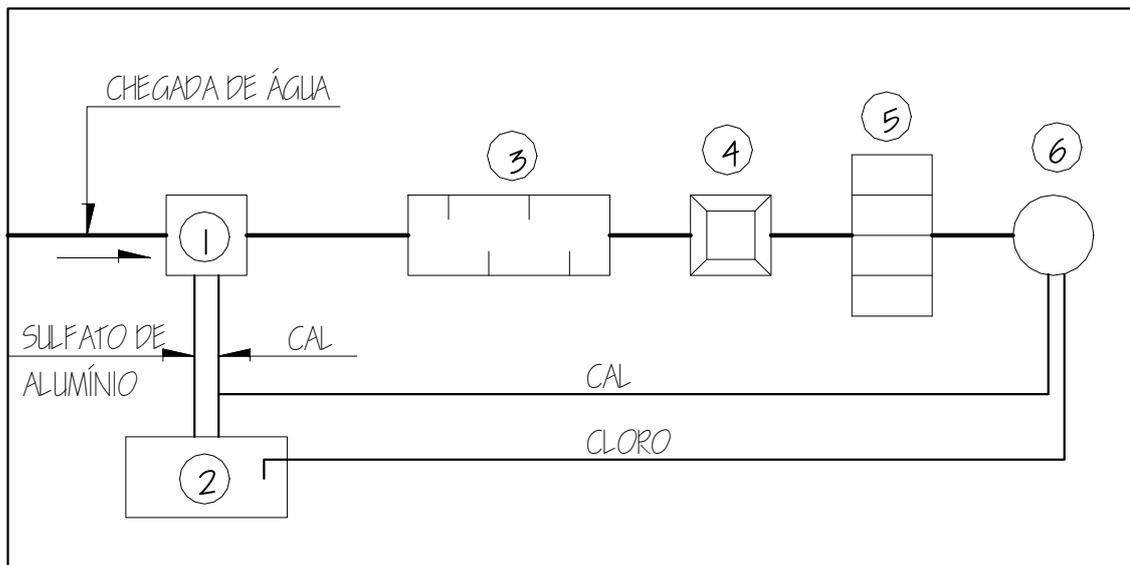
O tratamento da água objetiva, prioritariamente, atender as seguintes finalidades:

- **higiênicas** – remoção de microorganismos patogênicos, de substâncias venenosas ou nocivas, redução do excesso de impurezas e de teores elevados de compostos orgânicos;
- **estéticas** – correção da turbidez, cor, odor e sabor
- **econômicas** – redução da corrosividade, da dureza, cor, turbidez, ferro, manganês, odor e sabor.

7. PRINCIPAIS PROCESSOS DE PURIFICAÇÃO

- **Aeração:** por gravidade, por aspersão e por outros métodos;
- **Sedimentação:** simples ou após coagulação;
- **Tratamento Químico:** com aplicação de reagentes e substâncias auxiliares;
- **Filtração:** lenta, rápida e superfiltração;
- **Correção da dureza;**
- **Desinfecção:** com o emprego do cloro e seus compostos, de ozônio e da luz ultravioleta;
- **Remoção de sabor e odor:** carvão ativado;
- **Controle da corrosividade.**

Figura 43 – Fluxograma do tratamento convencional



- 01 – Câmara de Mistura Rápida
- 02 – Casa de Química
- 03 – Mistura Lenta - Floculadores
- 04 – Decantador
- 05 – Filtros
- 06 – Reservatório de Água Filtrada

Figura 44 – Lay-out do tratamento convencional

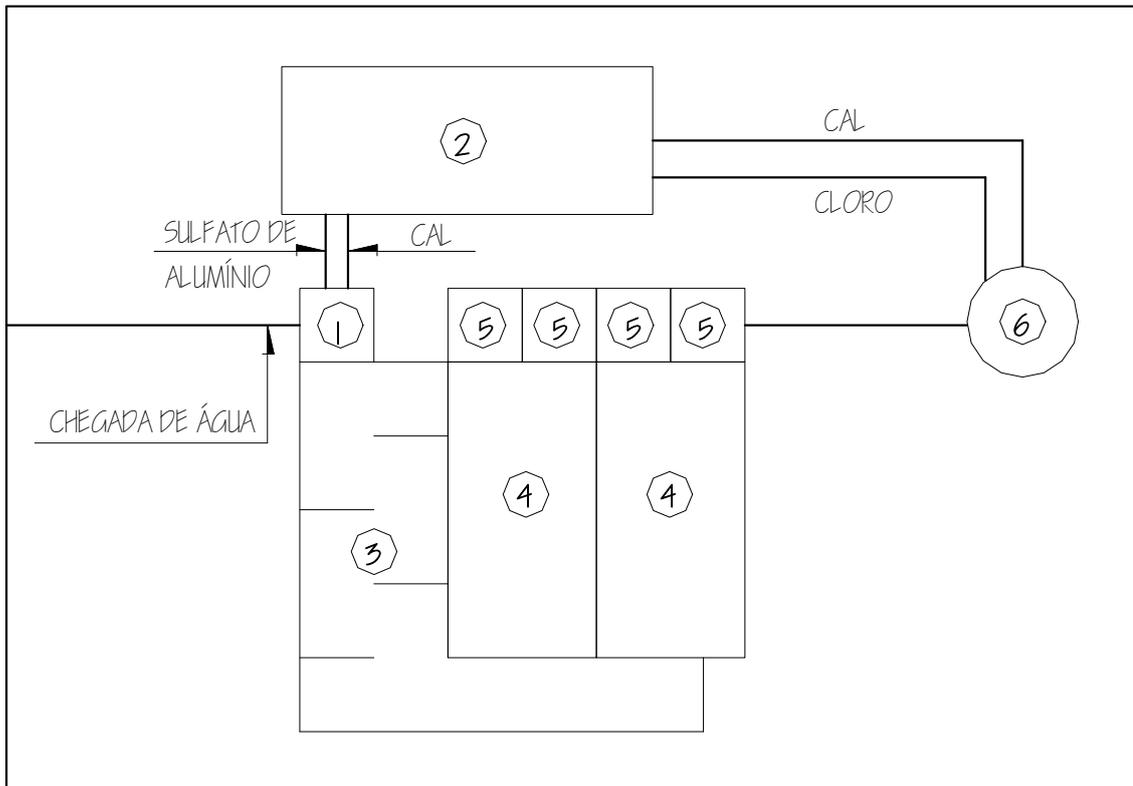


Figura 45 – Vista geral da estação de tratamento do sistema João Leite em Goiânia, em dezembro / 2003



CAPÍTULO XI — TRATAMENTO QUÍMICO-COAGULAÇÃO

1. OBJETIVOS

Transformar impurezas que se encontram: em suspensão fina, em estado coloidal e algumas em solução, em partículas que sejam removíveis por sedimentação ou filtração.

- **Suspensões finas:** turbidez, bactérias, plancton.
- **Colóides:** substâncias orgânicas, ferro e manganês oxidados.
- **Dissolvidos:** dureza, ferro e manganês não oxidados.

As impurezas se agregam formando “flocos” os quais têm um aspecto gelatinoso e na medida em que vão agregando impurezas vão ficando cada vez mais pesados e maiores, podendo ser retirados ou removidos pelos decantadores ou pelos filtros.

2. REAGENTES EMPREGADOS

Sais de elementos que produzam hidróxidos gelatinosos: compostos do alumínio ou do ferro.
Alcalinizantes: CaO, Ca(OH)₂, NaCO₃.

3. PROPRIEDADES COAGULANTES

Os sais de alumínio ou de ferro reagem com a água, em meio alcalino, formando os flocos. A superfície dos flocos é grande, permitindo a adsorção ou fixação das matérias dissolvidas, coloidais e em suspensão na água.

4. REQUISITOS PARA A PERFEITA COAGULAÇÃO

- a) ajustamento conveniente do pH, o que pode ser obtido:
 - o ótimo ácido pela adição de H₂SO₄ ou de CO₂.
 - o ótimo alcalino adicionando-se cal ou barrilha.
- b) emprego de uma quantidade de coagulante, suficiente para a formação do floco.

5. DOSAGEM DE REAGENTES

No Brasil, o coagulante normalmente usado é o sulfato de alumínio. As dosagens ótimas variam durante o ano, em consequência da variação da qualidade da água.

Tabela 10 – Quantidades usuais de sulfato de alumínio, conforme a turbidez

Turbidez (mg/l)	Sulfato de alumínio (mg/l)			Turbidez (mg/l)	Sulfato de alumínio (mg/l)		
	min	max	médio		min	max	médio
10	5	17	10	100	16	32	24
15	8	20	14	120	18	37	27
20	11	22	17	140	19	42	30
40	13	25	19	160	21	51	36
60	14	28	21	180	22	62	39
80	15	30	22	200	23	70	42

Tabela 11 – Estimativas do consumo de alcalinizantes.

Teoricamente cada mg/litro de sulfato de alumínio requer:	
• alcalinidade natural (CaCO_3)	0,45 mg/l
• cal, em CaO	0,25 mg/l
• cal, com $\text{Ca}(\text{OH})_2$	0,33 mg/l
• barrilha, como Na_2CO_3	0,48 mg/l

6. CÂMARAS DE MISTURA RÁPIDA E FLOCULADORES

No processo de tratamento químico da água existem duas fases:

- **mistura rápida** – com a finalidade de dispersar os produtos químicos na água, garantindo uma distribuição uniforme, com melhor aproveitamento.
- **mistura lenta ou floculação** – assegurando o tempo necessário às reações e as condições para a constituição, formação, desenvolvimento e agregação dos flocos.

6.1. Câmara de Mistura Rápida

Os reagentes devem ser, rápido e uniformemente, aplicados sobre toda a massa líquida. São usualmente aplicados em pontos de grande turbulência, à montante de bombas, orifícios, ressaltos hidráulicos, chicanas, agitadores mecânicos.

Pode também ser concebida e construída câmara de mistura rápida especialmente para a dispersão dos reagentes.

As câmaras de mistura rápida são dimensionadas, adotando-se tempo de detenção de 10 a 90 segundos, sendo mais comuns os períodos de 10 a 30 segundos. As câmaras de mistura rápida

geralmente são de seção quadrada, com entrada de água pela parte inferior, ou fundo e saída pela parte superior.

São dotados de agitadores com a finalidade de facilitar a dispersão dos reagentes na água a ser tratada.

Figura 46 – Detalhe da câmara de mistura rápida

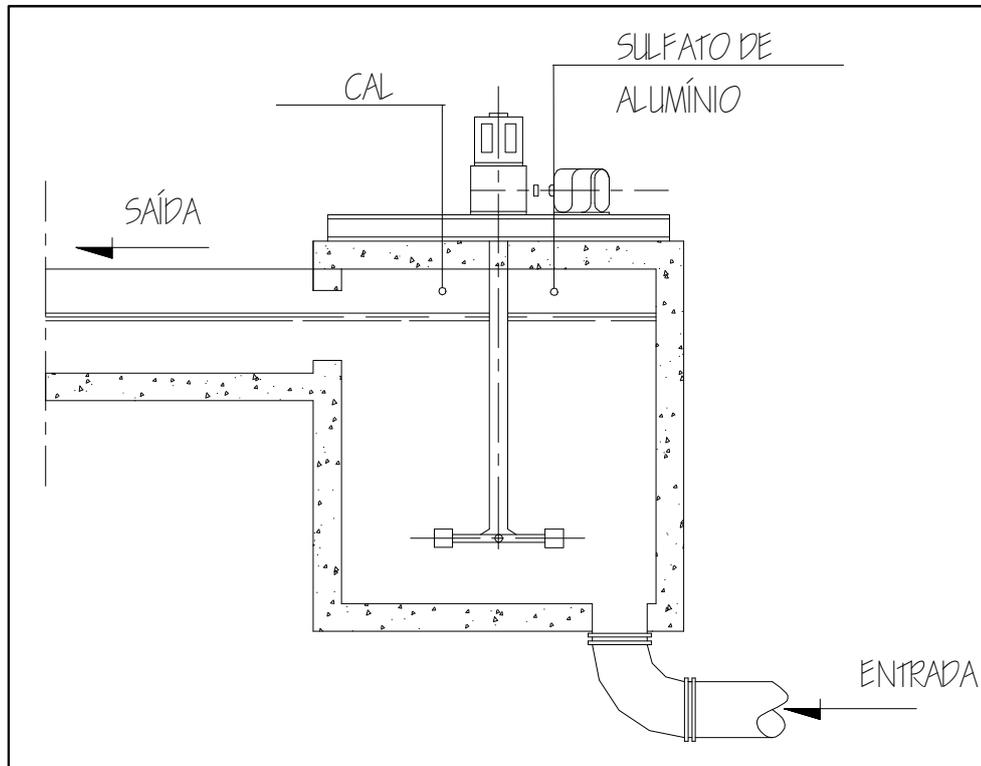


Figura 47 – Calha Parshal (ponto de aplicação de sulfato de alumínio na ETA Meia Ponte)



6.2. Floculadores

São destinados a promover a agitação moderada para a boa constituição dos flocos e a agregação das impurezas. Períodos de detenção de 10 a 50 minutos. Usualmente de 10 a 20 minutos.

Os floculadores mecanizados possuem as seguintes vantagens:

- melhor agitação;
- permitem variação de velocidade, (usualmente 3 ou 4 velocidades);
- perda de carga praticamente nula.

A velocidade das pás ou palhetas é relativamente baixa, variando de 1 a 8 rpm.

A potência necessária (instalada) é de 0,5 a 1,5 CV por milhões de litros tratados.

Julga-se representativa a velocidade a $\frac{2}{3}$ do raio do agitador.

Geralmente está compreendida entre os valores de 0,20 a 0,60m/s. (velocidades periféricas até 0,70 m/s).

Figura 48 – Detalhe do misturador

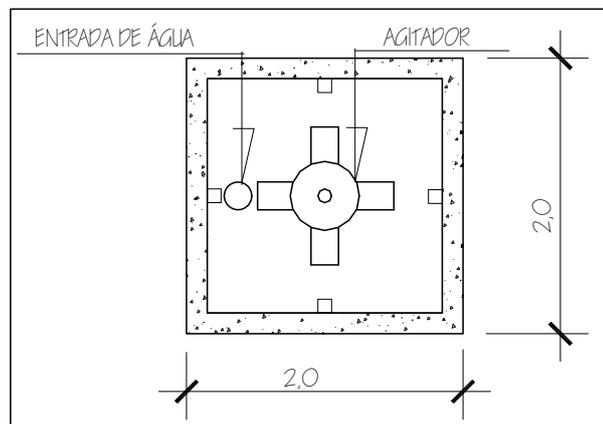
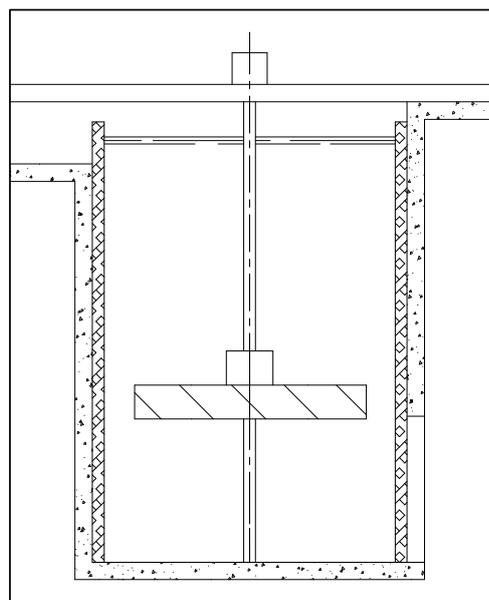


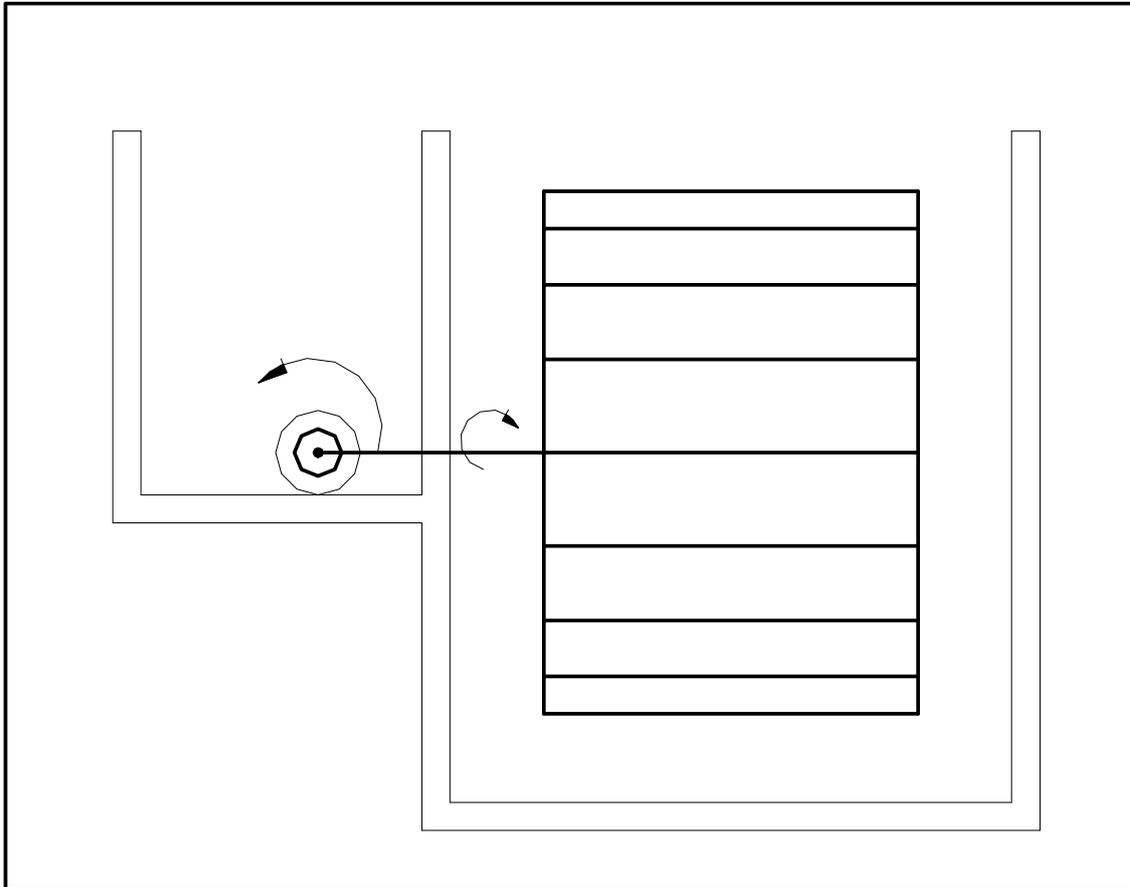
Figura 49 – Floculador mecânico do tipo de Turbina Axial



Os flocladores mecânicos compreendem dispositivos mecanizados de agitação, tais como pás ou palhetas rotativas e turbina axial.

Os agitadores podem ser de eixo vertical, mais modernos e mais utilizados e os de eixo horizontal, os quais só são adotados nas estações de tratamento antigas e sem quaisquer reformas inovadoras.

Figura 50 – Floclador mecanizado de eixo horizontal



Como as águas mais turvas sempre requerem uma maior agitação que as águas de baixa turbidez, e como a turbidez varia sazonalmente, ou seja, de acordo com as estações do ano, os flocladores mecanizados são mais eficientes porque permitem variações de velocidades de agitação.

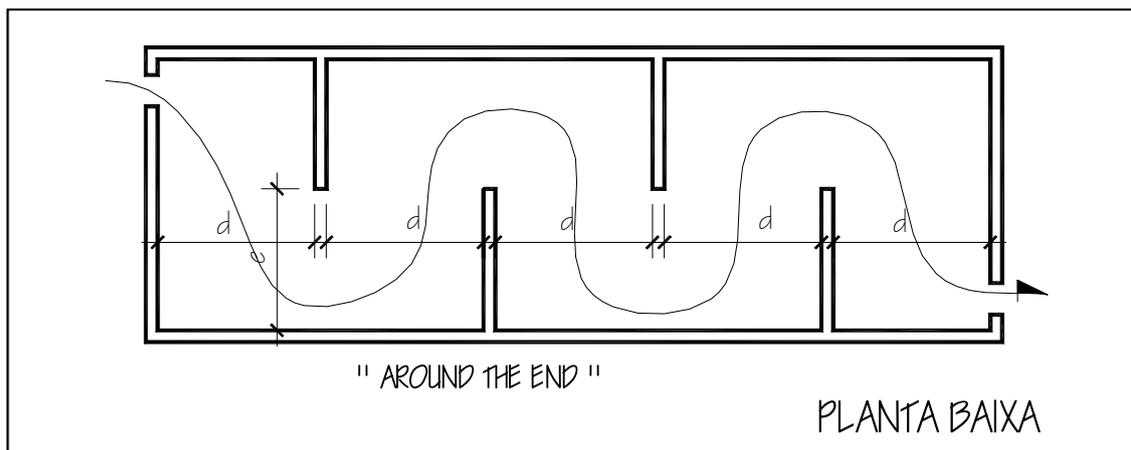
O diâmetro das palhetas geralmente entre 1,50m e 4,00m.

Velocidades inferiores a 0,10 m/s podem ocasionar a deposição dos “flocos” no floclador, o que é indesejável.

Essas condições limites de velocidade valem também para os flocladores hidráulicos ou não mecanizados.

Nos flocladores não mecanizados a agitação é promovida à custa da energia hidráulica. Por conseqüência as perdas de carga são elevadas: 0,30m a 0,90m.

Figura 51 – Floculador não mecanizado (hidráulico) de movimento horizontal.



Velocidade entre 20 e 40 m / s (para água muito turva)
Velocidade entre 20 e 30 m / s (para água pouco turva)
 $e = 1,5 \times d$
 $d \geq 0,45 \text{ m}$

São constituídos de câmaras com chicanas.

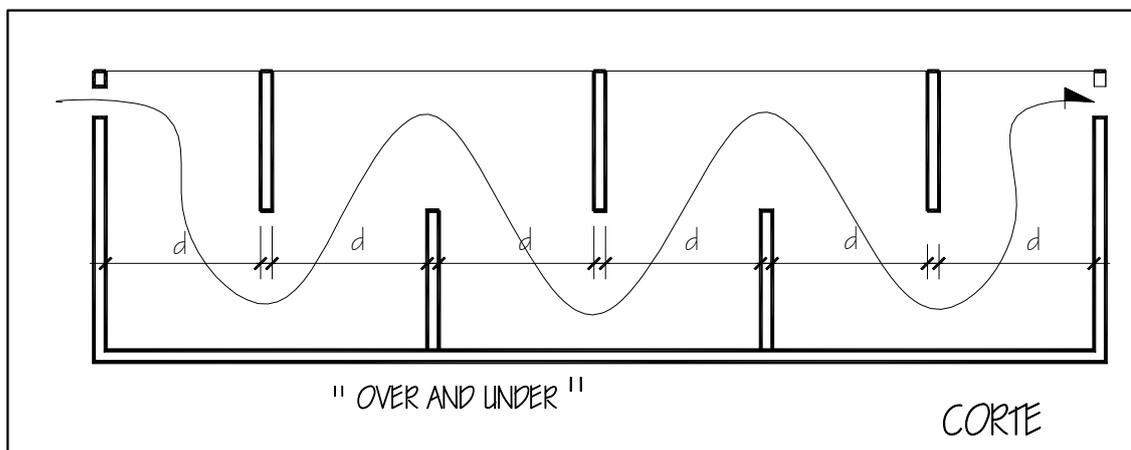
Nas câmaras com chicanas de fluxo horizontal as velocidades usuais são as seguintes:

águas muito turvas – 0,30 a 0,40 m/s

águas pouco turvas – 0,20 a 0,30 m/s

As câmaras com chicanas de fluxo vertical são as mais comuns e freqüentemente mais vantajosas. As velocidades ficam compreendidas entre 0,10 e 0,30 m/s.

Figura 52 – Floculador não mecanizado (hidráulico) de movimento vertical



A separação mínima entre chicanas fixas de concreto é de 0,45m. No caso de dimensões inferiores, as quais não devem ser menores que 0,30m, deverão ser previstas separações ou cortinas removíveis de madeira ou metálica. O espaço livre entre a extremidade das chicanas deve ser igual a 1,5 vezes o espaçamento entre chicanas. A profundidade dos floculadores varia de 2,50m a 4,00m.

6.2.1. Câmara tipo Alabama

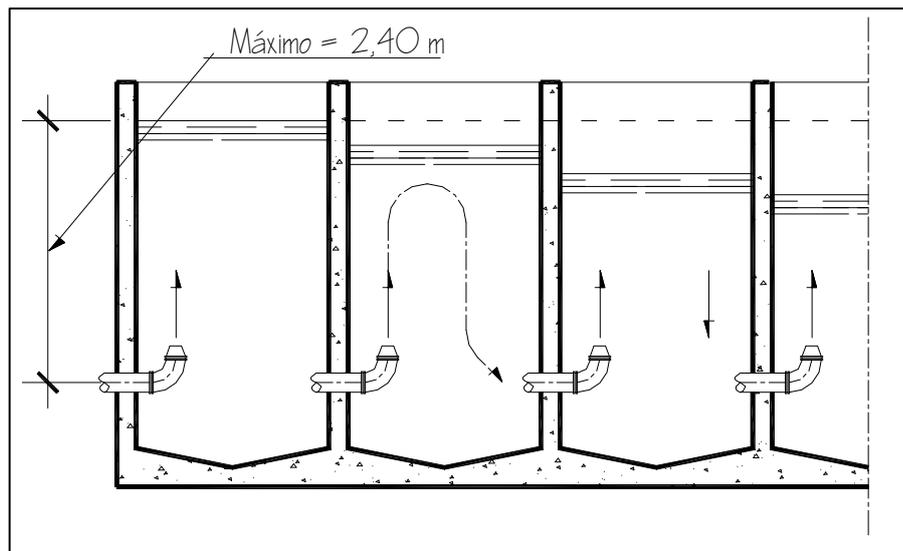
Usadas em pequenas instalações, com vazões ≤ 100 l/s.

A passagem da água de um compartimento para o outro é feita através de tubulação acoplada a curvas e bocais convenientes.

A velocidade de passagem pode variar desde 0,25 m/s a 0,70 m/s.

A profundidade dos flocladores do tipo Alabama é de 2,50m.

Figura 53 – Floclador tipo Alabama



As câmaras não mecanizadas possuem os seguintes inconvenientes:

- impossibilidade de variação de vazão e de velocidade;
- menor flexibilidade;
- perdas de cargas elevadas.

Figura 54 – Flocladores protegidos por guarda – corpos metálicos



CAPÍTULO XII — DECANTADORES

1. CONCEITOS

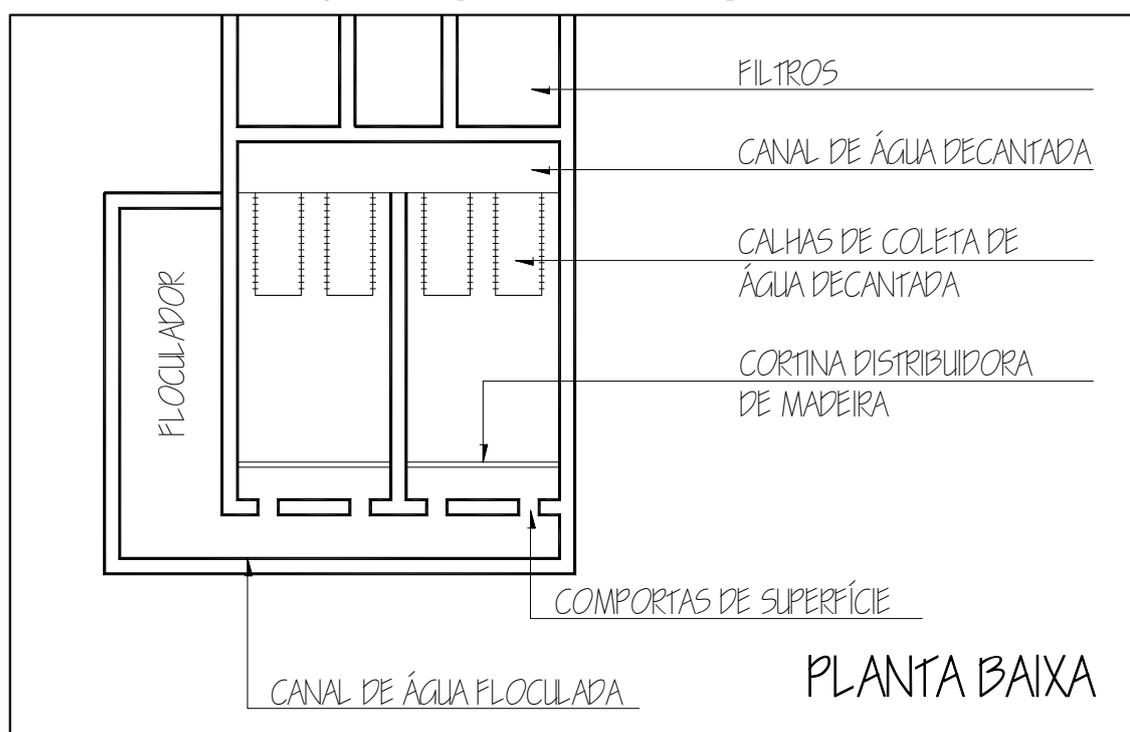
As águas dos mananciais podem conter partículas em suspensão e partículas em estado coloidal, dando origem a turbidez e a cor.

Partículas, mais pesadas que a água, podem manter-se permanentemente suspensas pela ação de forças relativas à turbulência das águas em movimento.

Na sedimentação pode-se obter a separação das partículas sólidas presentes na água. Essas partículas, tendo peso maior que o da água, podem precipitar-se com uma determinada velocidade (velocidade de sedimentação). Diminuindo-se ou anulando-se a velocidade de escoamento das águas os efeitos da turbulência passam a ser reduzidos e as partículas passam a se depositar.

Nos decantadores procura-se obter um movimento tranqüilo e com isso neutralizam-se os efeitos da turbulência, permitindo a separação dinâmica dos sedimentos existentes na água. As velocidades de fluxo da água nos decantadores são muito pequenas, sendo usualmente $\leq 1,25\text{cm/s}$.

Figura 55 – Esquema do decantador em planta baixa



2. VELOCIDADES DE SEDIMENTAÇÃO

Os sedimentos relativamente grandes (com diâmetros $\geq 10\text{mm}$) precipitam-se em movimento acelerado, consoante as leis de Newton. Os sedimentos relativamente pequenos (diâmetros $< 0,1\text{mm}$) precipitam-se com velocidade constante. Os sedimentos extremamente pequenos, da ordem de um milésimo de mm e menores, permanecem em movimento browniano e não se precipitam.

Tabela 12 -- Velocidades de sedimentação

Partículas	Tamanho	Velocidade	Tempo aproximado para cair 3,00m
Areia	0,20 mm	21 mm/s	2 minutos
Areia Fina	0,10 mm	9 mm/s	6 minutos
Silte	0,01 mm	0,001 mm/s	8 horas

3. DIMENSIONAMENTO DOS DECANTADORES

Experimentalmente tem sido comprovado que a área superficial dos decantadores constitui uma importante característica e que a performance dos decantadores depende da relação vazão/unidade de superfície. Por esse motivo, os decantadores são dimensionados com a adoção de taxas de escoamento superficial, levando-se em conta, naturalmente, a qualidade da água.

3.1. Taxas de escoamento superficial

Usualmente são adotadas as seguintes taxas:

- clarificação de águas turvas – 30 a 60 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$;
- clarificação de águas coloidais – 15 a 45 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$.

Exemplo: dois decantadores, componentes de uma estação de tratamento de água, devem clarificar 60l/s de água de um lago. Este lago possui uma diminuta turbidez e cor intensa. Calcular a área necessária para os decantadores.

Solução:

- taxa de escoamento superficial adotada = 30 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$;
- vazão diária a ser clarificada = 60 l/s x 86.400 s = 5184 m^3/dia ;
- área dos dois decantadores = 5.184 m^3/dia / 30 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ = 173 m^2
- área de cada decantador = 173 m^2 / 2 = 86,5 m^2 .

3.2. Relação entre comprimento e largura L/B

Usualmente admite-se $L/B \geq 2,25$ como mínimo e $L/B \leq 4$ com máximo.

Exemplo: determinar as dimensões (L e B) dos dois decantadores cuja área individual é $86,5m^2$.

Solução:

- relação L/B adotada = 2,5;

$$Area = L \cdot B = 86,5m^2$$

$$L = 2,5 \cdot B$$

$$\Rightarrow 2,5 \cdot B \cdot B = 86,5 \therefore 2,5 \cdot B^2 = 86,5 \Rightarrow B = \sqrt{\frac{86,5}{2,5}} \Rightarrow B = 5,88m \therefore L = 14,70m$$

3.3. Período de detenção

Período de detenção, conceitualmente, é o tempo que o decantador leva para ser cheio com a vazão de funcionamento para ele estabelecida.

Exemplo: se a vazão a ser tratada é de $50 m^3 /hora$ e o volume do decantador for $125m^3$, determinar o período ou tempo de detenção

Solução:

tempo de detenção, em horas = Volume do decantador/ Vazão em m^3/h , no decantador.

$$T_D = \frac{Vol}{Q} = \frac{125m^3}{50m^3/h} \Rightarrow T_D = 2,5horas$$

Os tempos de detenção podem variar de $1\frac{1}{2}$ a 3 horas, ou mais usualmente de 2 a $2\frac{1}{2}$ horas.

Exemplo: se a vazão em cada decantador é de $30 l/s$, determinar o volume dos decantadores que estão sendo calculados.

Solução:

- tempo de detenção adotado = 2,5 horas
- vazão em $m^3/hora$ em cada decantador:

$$Q = \frac{30l}{s} \cdot 3600s \Rightarrow Q = 108m^3 / hora$$

$$Vol = Q \cdot T_D \Rightarrow Vol = \frac{108m^3}{hora} \cdot 2,5hora \Rightarrow Vol = 270m^3$$

3.4 Profundidade dos decantadores

Exemplo: conhecendo-se o volume do decantador V e a sua área A, determinar a profundidade H

Solução:

$$h = \frac{Vol}{Area} \Rightarrow h = \frac{270m^3}{86,5m^2} \Rightarrow h = 3,12m$$

3.5 Número de decantadores

Nas pequenas estações, o número mínimo a ser construído na primeira etapa é de 2 (dois). Assim, se um ficar fora de funcionamento para que se realizem tarefas de manutenção ou reparos, o outro passa a operar com sobrecarga temporária, enquanto durar aquelas tarefas.

3.6 Limpeza dos decantadores

Com a finalidade de facilitar a limpeza dos decantadores eles devem:

- possuir dispositivos, tais como descarga de fundo, capazes de efetuar o rápido esvaziamento e facilitar a saída do lodo acumulado;
- o fundo deve reunir condições para facilitar a descarga, tais como: declividade, canaletas, poços de descarga, dispositivos de raspagem de lodo entre outros;
- possuir um sistema de água com pressão adequada para se fazer a lavagem por meio de mangueiras próprias. A seção da descarga é encontrada pela expressão:

$$S = \left(\frac{A}{4850 \cdot t} \right) \cdot h^{\frac{1}{2}}; \text{ em que:}$$

A = área do decantador, em m²;

t = tempo de esvaziamento em horas;

h = lâmina de água ou profundidade útil do decantador.

Exemplo: determinar o diâmetro de descarga para o decantador que vem sendo estudado

Solução:

- adotando-se t = 1,5 hora.

$$S = \left(\frac{A}{4850 \cdot t} \right) \cdot h^{\frac{1}{2}} \Rightarrow S = \left(\frac{86,5}{4850 \cdot 1,5} \right) \cdot 3,12 \Rightarrow S = 0,021m^2$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0,021m^2 \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,021}{\pi}} \Rightarrow D = 0,163m \therefore D = 200mm$$

O diâmetro mínimo da tubulação de descarga deve ser 200 mm, em qualquer situação. O esvaziamento será comandado por uma adufa colocada na entrada do tubo de descarga.

O lodo que se deposita no fundo não se distribui uniformemente ao longo do decantador.

Cerca de 60 a 80% do lodo deposita-se até a metade de seu comprimento.

Em decantadores não muito longos ($\leq 20m$ de comprimento), usualmente, o poço de lodo fica localizado junto à entrada.

Nos decantadores de maior extensão, a canaleta central deve se iniciar no meio e terminar nas extremidades, onde ficam situados os poços de lodo.

Figura 56 – Detalhes construtivos do decantador em corte

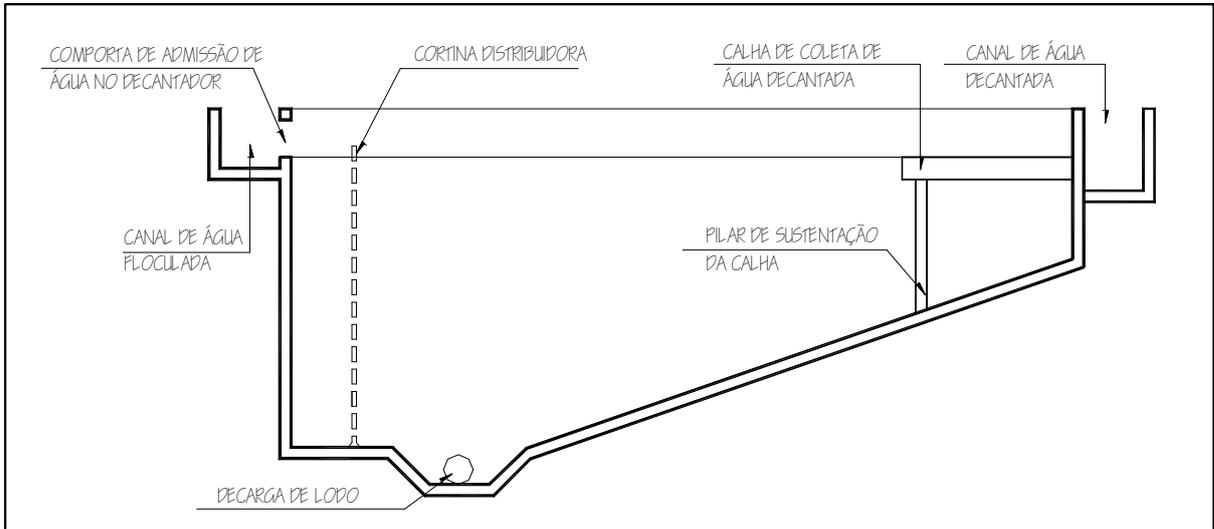


Figura 57 – Detalhe da cortina distribuidora de água no decantador

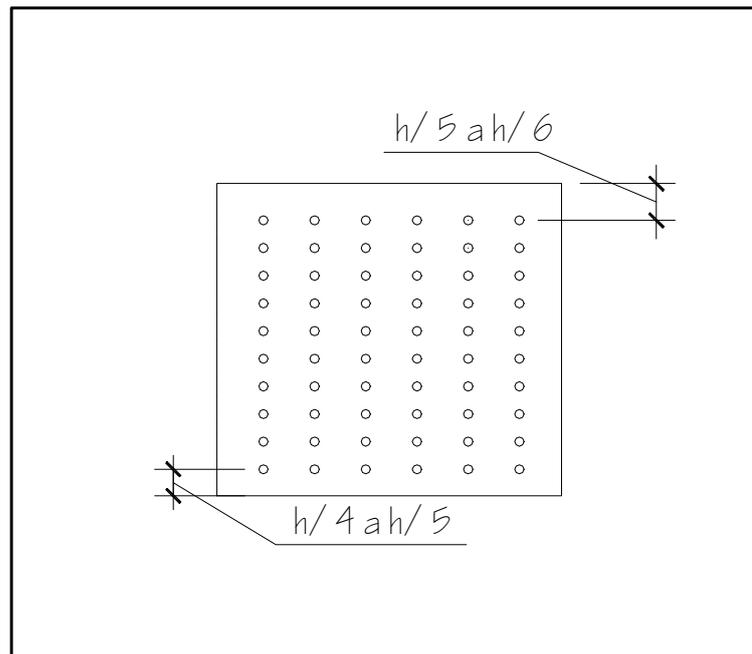


Figura 58 – Detalhe do raspador de lodo no decantador



3.7 Distribuição de Água nos Decantadores — Entrada de Água.

O percurso da água floculada para os decantadores deve ser o menor possível.

Deverão ser observadas as condições de velocidade (máxima e mínima), de forma a evitar a desagregação ou quebra dos flocos formados e também a deposição dos flocos no canal de entrada.

As passagens ou os canais de água floculada devem ser projetados de maneira a assegurar uma boa distribuição de água, para os diversos decantadores. Procura-se com tal providência evitarem-se os curtos-circuitos, assegurando melhor divisão do fluxo para os decantadores.

A velocidade da água nos canais e comportas de alimentação dos decantadores deverão obedecer aos limites de 0,15m/s e 0,60m/s, para que os flocos não quebrem, nem se depositem no canal.

A alimentação dos decantadores pelo canal de água floculada se faz através de comportas de forma a dividir equitativamente o fluxo por todos os decantadores.

O canal de entrada pode ser de seção constante ou de seção variável.

Na parte inicial dos decantadores deve ser prevista uma cortina perfurada, para proporcionar a distribuição uniforme do fluxo da água segundo a horizontal e a vertical.

A velocidade da água através dos orifícios está compreendida entre 0,15 e 0,30 m/s.

3.8 Saída da Água — Coleta da Água Decantada

Os dispositivos de saída de água dos decantadores, juntamente com os dispositivos de entrada, concorrem em conjunto para garantir a boa distribuição de água entre os diversos decantadores.

As calhas coletoras são projetadas para atender as seguintes finalidades:

- melhorar a distribuição do fluxo no final dos decantadores;
- reduzir as velocidades ascensionais da água
- diminuir o transporte de flocos.

Figura 59 – Detalhe das Calhas que recebem a água decantada



Figura 60 – Vista do decantador



CAPÍTULO XIII — FILTROS RÁPIDOS DE GRAVIDADE

1. TAXA DE FILTRAÇÃO

A taxa de filtração fica compreendida entre os seguintes limites

filtros de uma camada	120 a 360 m ³ /mVdia
filtros de dupla camada	240 a 480 m ³ 1m ² /dia.

2. NÚMERO DE FILTROS

A projeção do número de filtros necessários pode se feita usando a fórmula de Wallace & Merrill, qual seja:

$$n = 1,5 \cdot \sqrt{C}, \text{ em que:}$$

C = a quantidade de água filtrada, em milhões de litros por dia.

n = número de unidades

O número mínimo de filtros deve ser 3, e excepcionalmente 2.

3. FORMA E DIMENSÕES DOS FILTRO

Os filtros são de seção retangular e suas dimensões finais em planta (largura e comprimento). são estabelecidas tendo-se em consideração:

- o tipo de fundo de filtro e as dimensões resultantes de espaçamento requeridos ou de limites vantajosos. Se o fundo falso tiver bocais espaçados de 20 cm as dimensões finais devem ser múltiplas de 20. Quando se usa fundos do tipo “Leopold”, para não ter que seccionar os blocos usa-se dimensões finais múltiplas das dimensões dos blocos;
- quando se tem lavagem superficial, os dispositivos de lavagem condicionam as dimensões dos filtros;
- o espaçamento e as dimensões das calhas que recebem a água de lavagem;
- a economia de paredes, isto é, as condições de custo mínimo. Quando se têm vários filtros contíguos, o custo mínimo corresponde á seguinte relação:

$$\frac{B}{L} = \frac{n+1}{2 \cdot n}, \text{ em que:}$$

- B = largura da câmara;
L = comprimento da câmara;
n= número de câmaras.

4. ESPESSURA DAS CAMADAS E ALTURA DA CAIXA DO FILTRO

Nos filtros prevalecem as seguintes dimensões, os valores em negrito são os mais comuns

Tabela 13 – Espessuras usuais das camadas do filtro

• altura livre adicional	0,25 a 0,40 m	(0,30m)
• altura de água sobre o leito filtrante;		
a) filtros de areia	1,40 a 1,80m	(1,60m)
b) filtros de antracito e areia	1,80 a 2,40m	(2,20m)
1) altura do leito filtrante		
a) camada única de areia	0,60 a 0,80m	(0,70m)
b) dupla camada		
1. antracito (carvão mineral)	0,45 a 0,70m	(0,55m)
2. areia	0,15 a 0,30m	(0,25m)
c) camada de pedregulho (*)	0,30 a 0,55m	(0,50m)
• altura mínima do fundo falso $\geq D+0,25m$		
D = diâmetro da tubulação de água para lavagem, $D \geq 0,50m$		

(*) Observações:

- 1) a camada de pedregulho pode ser eliminada em filtros com fundo falso dotados de bocais especiais;
- 2) a profundidade total do filtro é denominada “altura da caixa do filtro” e resulta da soma dos valores adotados.

5. MEIO FILTRANTE

a) Filtros de areia

Prevalecendo a atual tendência, os filtros de camada única de areia tendem a desaparecer dando lugar aos filtros de duas ou mais camadas filtrantes. Para os filtros de uma só camada, as características predominantes no país para o material filtrante são:

- espessura da camada 0,55 m
- tamanho efetivo 0,5 a 0,6 mm
- tamanho mínimo 0,42 mm
- tamanho máximo 1,20 mm
- peneiras de preparação (usuais) 14 e 35 (Tyler)

Sob a camada filtrante adota-se uma camada intermediária, de areia mais grossa, conhecida como “camada torpedo”, com as seguintes características

- espessura da camada 0,15m
- tamanho efetivo 0,8 mm
- peneiras de preparação 6 e 24 (Tyler)

b) Filtros de dupla camada (antracito e areia)

Tabela 14 – Dimensões das camadas, de acordo com material

Materiais	Espessura da Camada	Tamanho Efetivo
antracito	0,55m	0,9 mm
areia	0,25m	0,4 a 0,5 mm

6. CAMADA SUPORTE

A camada suporte de pedregulhos é composta de cinco subcamadas, assim dispostas:

Tabela 15 – Espessuras das camadas de acordo com diâmetro do material

Tamanhos	Espessuras	Tamanhos	Espessuras
4,8 a 2,4 mm	7,5 cm	12,5 a 4,8 mm	7,5 cm
19,0 a 12,5 mm	10,0 cm	38,0 a 19,0 mm	10,0 cm
63,0 a 38,0 mm	15,0 cm	(espessura total =	50,0 cm)

7. FUNDO DOS FILTROS

O fundo dos filtros podem ser:

- fundos falsos com bocais distribuidores espaçados de 15 ou de 20 cm;
- sistema de canalizações perfuradas (Manifold)
- fundos especiais, como o fundo do tipo LEOPOLD.

8. DETALHES EXECUTIVOS DOS FILTROS

Figura 61 – Detalhe da bateria de filtros em planta

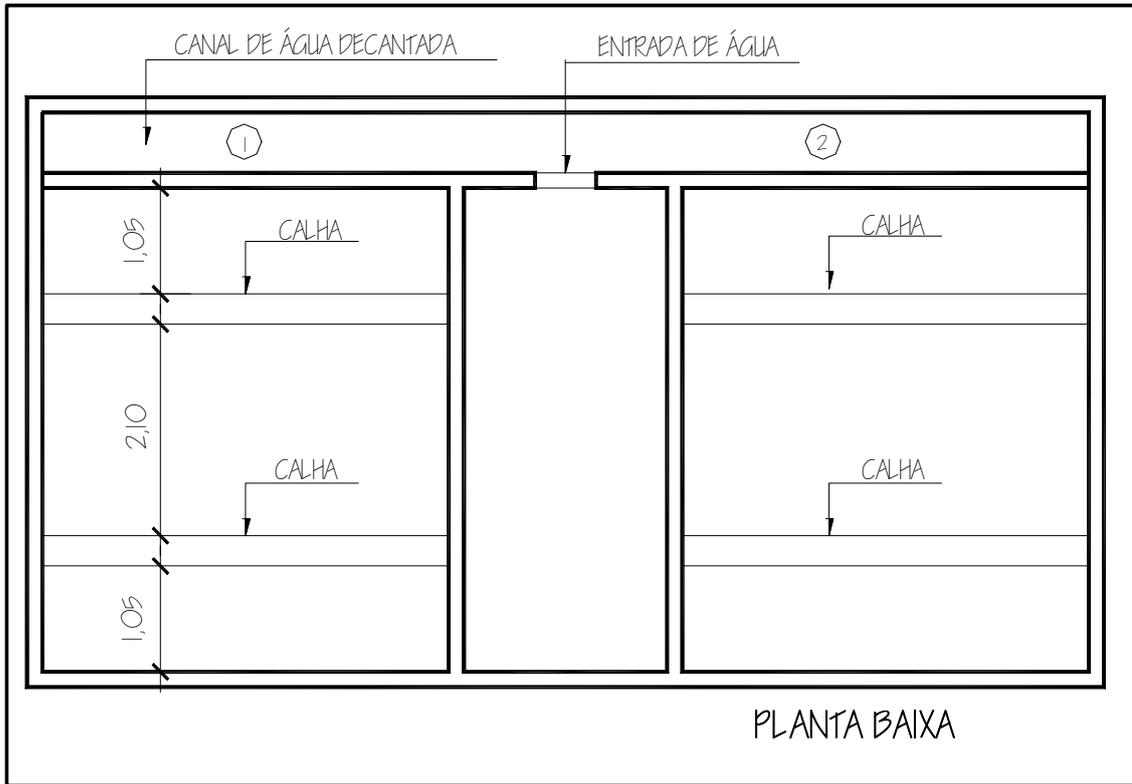
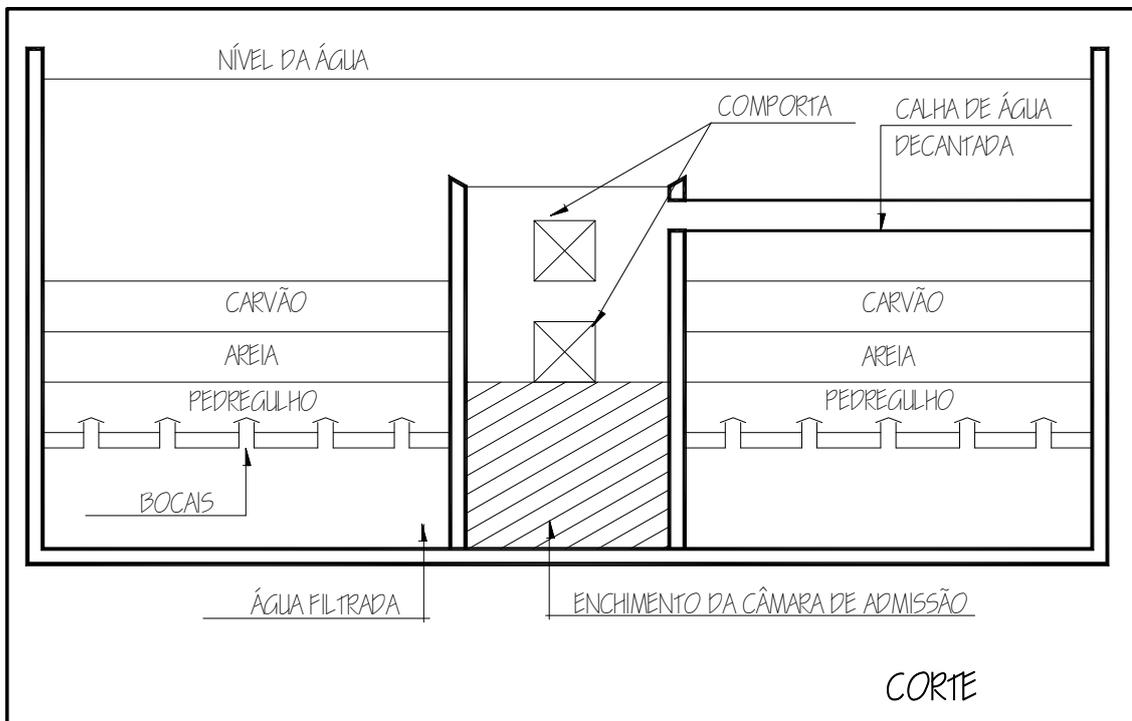


Figura 62 – Detalhe dos filtros em corte



9. LAVAGEM DOS FILTROS

Há duas condições para se determinar a hora de lavagem de um filtro, existindo, também, dois critérios para a escolha do filtro a ser lavado:

- quando o nível de água atingir um certo limite, lava-se o filtro que estiver operando há mais tempo;
- se houver controle de turbidez no efluente de cada filtro, lava-se o que apresentar pior resultado.

Os filtros rápidos são lavados com inversão de fluxo, com uma vazão capaz de assegurar uma expansão adequada para o meio filtrante.

10. QUANTIDADE DE ÁGUA DE LAVAGEM

A velocidade ascensional da água de lavagem é de 90 cm por minuto. O tempo total de lavagem é considerado 6,5 minutos. Tendo-se a área do filtro é possível determinar a quantidade de água necessária.

A água de lavagem pode provir de um reservatório elevado ou ser fornecida por bombas.

11. CALHAS PARA ÁGUA DE LAVAGEM

As calhas para receber água de lavagem devem ter espaçamento máximo entre os bordos de 2,10 m e de 1,05m entre os bordos das calhas extremas e as paredes dos filtros.

A altura mínima da extremidade inferior das calhas, sobre a superfície do leito filtrante em repouso depende da expansão máxima prevista para o material filtrante.

Nos filtros de areia com uma expansão de 50%, a extremidade inferior das calhas deve ficar pelo menos a 0,50m da superfície da areia ($50\% \times 0,70 + 0,15 = 0,50\text{m}$, com uma folga de 0,15m). Nos filtros com camada de antracito, ocorrendo uma expansão de 65% ter-se-ia: $65\% \times 0,55 + 0,15 = 0,50\text{m}$.

Altura mínima da parte inferior das camadas: recomenda-se 0,70m.

As calhas são dimensionadas pela fórmula:

$$Q = 1,3 \cdot b \cdot H^{\frac{3}{2}}, \text{ em que:}$$

Q = vazão em m³/s, em cada calha;

b= largura útil, em m;

H = altura máxima da água, em m.

As calhas podem ter seções transversais em forma retangular, semicircular, de U de V etc.

12. LAVAGEM AUXILIAR

São empregados os seguintes sistemas:

- lavagem superficial com sistema móvel (Palmer);

- lavagem superficial com sistema de bocais fixos (Baylis);
- lavagem com ar e água (a mais recomendável)

Figura 63 – Início do processo de lavagem de uma das células do filtro



Figura 64 – Injeção de ar para limpeza das camadas do filtro



Figura 65 – Injeção de água no sentido ascensional e respectiva descarga



Figura 66 – Régua de medição de perda de carga de cada filtro

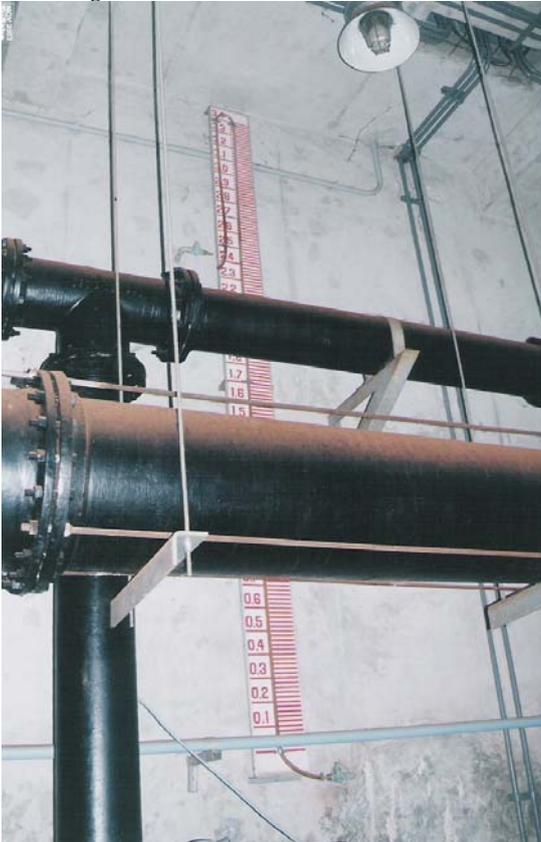


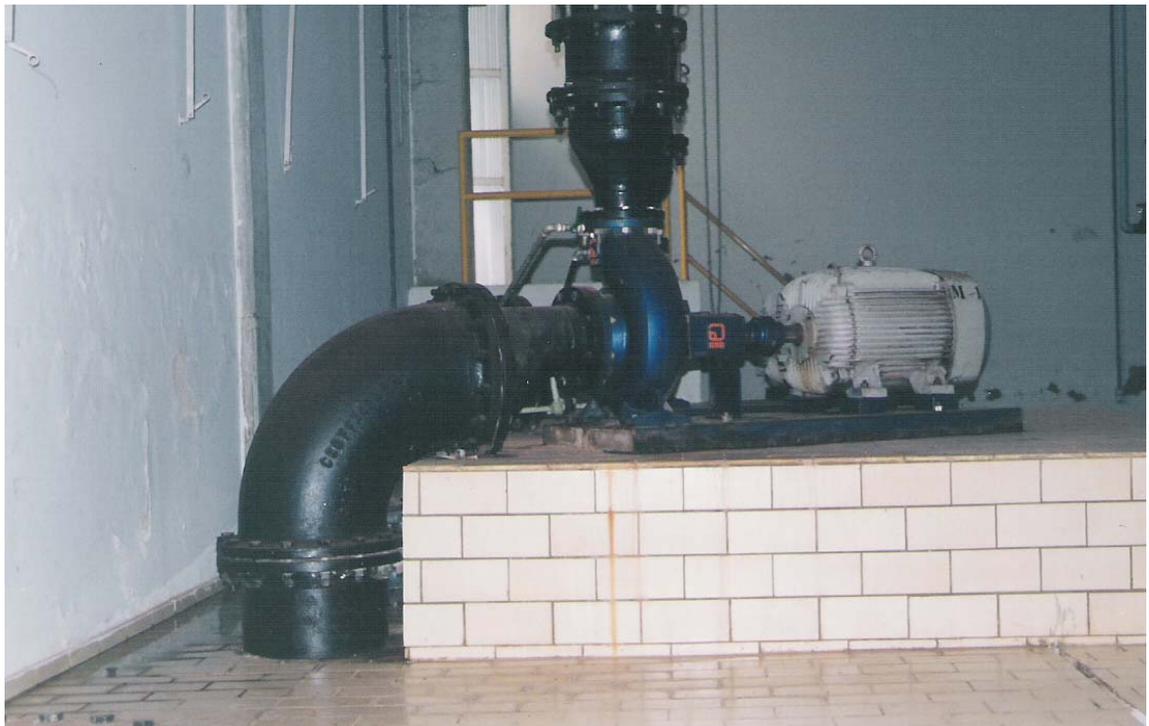
Figura 67 – Tubulação que recebe água dos filtros, localizada abaixo do nível do terreno



Figura 68 – Conjunto motor - bomba que recalca água para lavar os filtros



Figura 69 – Vista lateral das bombas que recalcam água para lavar os filtros



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- **PEREIRA**, Benedito E. Barbosa e outros. Técnica de abastecimento e tratamento de água. São Paulo, 1987.
- **NETTO**, José Martiniano de Azevedo e outros. Manual de Hidráulica – 8^a ed. São Paulo. Edgard Blücher, 1998.
- **VIANNA**, Marcos Rocha. Hidráulica aplicada às estações de tratamento de água. Belo Horizonte; Instituto de engenharia aplicada, 1992

ⁱ Barragem detalhada pela acadêmica de Engenharia Civil Maria das Graças Duarte, no projeto desenvolvido na disciplina de saneamento básico, durante primeiro semestre do ano letivo de 2004, orientado pelo professor João Bosco Andrade, nesta instituição.