

TÉCNICA DE ABASTECIMENTO E TRATAMENTO DE ÁGUA tem sua origem na Faculdade de Saúde Pública da Universidade de São Paulo, onde surgiu inicialmente como curso por correspondência. A obra aborda no volume 1, o abastecimento de água, todas as partes do sistema, seus componentes e funções. No volume 2 dedica-se aos processos e operações de tratamento de água. Desde sua primeira edição, em 1973, tem sido adotado em inúmeras escolas de engenharia, sendo de consulta obrigatória pelos profissionais que atuam no campo da engenharia sanitária e ambiental.

113 - ÁGUA

TÉCNICA DE ABASTECIMENTO E TRATAMENTO DE ÁGUA

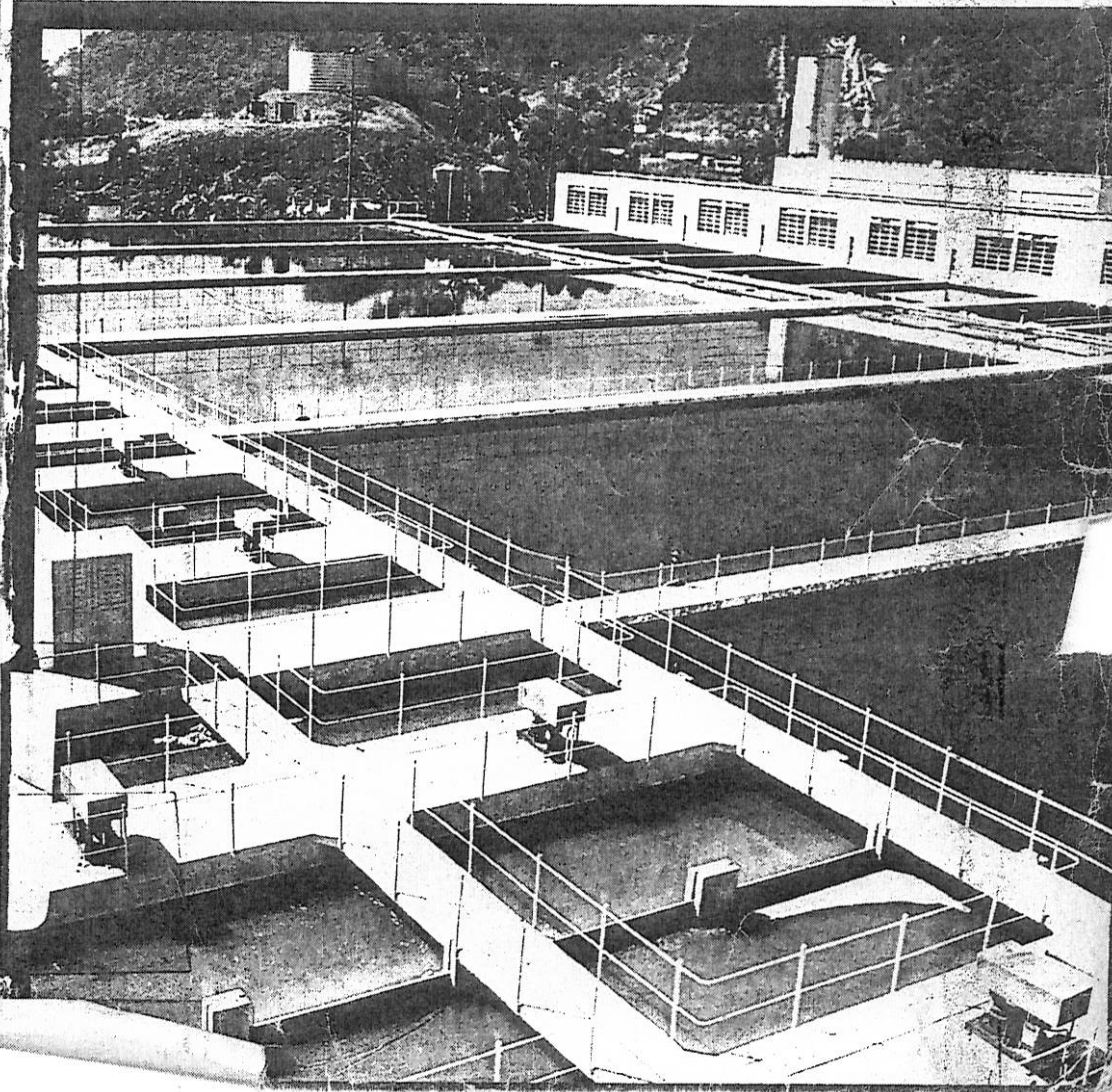
Volume 2 - Tratamento de Água

CONVÊNIO
CETESB
ASCETESB

CONVÊNIO
CETESB
ASCETESB

ÁGUA

TÉCNICA DE ABASTECIMENTO E TRATAMENTO DE ÁGUA
Volume 2 - Tratamento de Água



CONVÊNIO
CETESB
ASCETESB

TÉCNICA DE ABASTECIMENTO E TRATAMENTO DE ÁGUA

Volume 2 - Tratamento de Água

113 - ÁGUA

CETESB - CIA. DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL
BIBLIOTECA
AV. PROF. FREYRE, 045 CEP 05489 PINHEIROS
SÃO PAULO - BRASIL

CONVÊNIO
CETESB
ASCETESB

1ª Edição: CETESB/FSPUSP, 1973
2ª Edição: CETESB/BNH/ABES, 1977
3ª Edição: CONVÊNIO CETESB/ASCETESB, 1987

Ficha Catalográfica
(preparada pela Divisão de Biblioteca da CETESB)

T227 Técnica de abastecimento e tratamento de água / José M. de Azevedo Netto ... (et al.). -- São Paulo : CETESB/ASCETESB, 1987.
2 v. : il. ; 21 cm

Bibliografia.

Conteúdo : v. 1 - Abastecimento de água. 2. ed. rev. 550 p. -- v. 2 - Tratamento de água. 3. ed. 320 p.

1. Abastecimento de água 2. Água - Tratamento

CDD (18. ed.) 628.16
CDU (Méd. Port.) 628.16

Impresso no Brasil — Printed in Brazil

TÉCNICA DE ABASTECIMENTO E TRATAMENTO DE ÁGUA

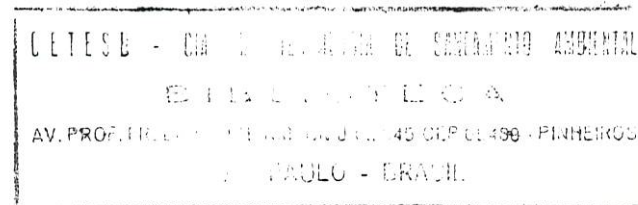
Volume 2 - Tratamento de Água

COORDENAÇÃO GERAL
Prof. José M. de Azevedo Netto

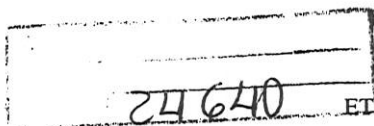
COORDENAÇÃO TÉCNICA
Engº Antonio Carlos Rossin

AUTORES
José M. de Azevedo Netto
Antonio Carlos Parlatore
Antonio Carlos Rossin
Claudio Manfrini
Ivanildo Hespanhol
José Roberto Campos
Jurandyr Povinelli
Shiro Yaguinuma

3ª Edição



São Paulo, 1987



CAPA
ETA – Cubatão - SP (SABESP)
Foto: Odair M. Faria

4100
Az25t
024640
v.2
3.ed.
ex.2

ARTE-FINAL
Joaz dos Santos Yamamoto
Sonia Dias Alvarez



COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL
Titular dos direitos autorais



ASSOCIAÇÃO DOS FUNCIONÁRIOS DA CETESB
Detentora dos direitos de impressão e comercialização

É proibida a reprodução total ou parcial,
por quaisquer meios, sem autorização escrita da
CETESB – Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental

Pedidos:



Av. Prof. Frederico Hermann Jr., 345 – Alto de Pinheiros
CEP 05459 – Fone:210.1100 – São Paulo – Brasil

Apresentação

Catorze anos após o lançamento da primeira edição, a CETESB tem a satisfação de apresentar a terceira edição de *Técnica de Abastecimento e Tratamento de Água, Volume 2*, totalmente revista, atualizada e ampliada por seus autores. Estes, liderados pelo eminente Professor José Martiniano de Azevedo Neto, conseguiram – de forma prática e abrangente, em linguagem didática e precisa – sintetizar tanto os clássicos quanto os mais modernos processos e técnicas de tratamento de água conhecidos, tornando este livro um valioso instrumento de trabalho para todos os técnicos que militam na área.

Esta reedição se justifica não só pelo elevado padrão técnico-científico da obra, como também pela grande procura dos profissionais que trabalham no campo da Engenharia Sanitária, principalmente os especialistas em tratamento de água.

Dividida em dois volumes, *Técnica de Abastecimento e Tratamento de Água* aborda, no primeiro, todas as partes componentes do sistema de abastecimento de água, com exceção do tratamento, que é objeto deste segundo volume.

O convênio CETESB/ASCETESB, através de seu programa editorial, espera ter cumprido, com esta nova edição, mais uma etapa no caminho do progresso e da difusão da tecnologia de Engenharia Sanitária e Ambiental em nosso País.

A DIRETORIA
São Paulo, setembro de 1987.

Sumário

16	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE PROJETOS DE TRATAMENTO DE ÁGUA	15
	Introdução, 15. A escolha do manancial, 15. A qualidade da água, 15. Investigações de laboratório, 16. Instalação-piloto, 16. Finalidades da purificação e principais processos, 16. Efeitos dos processos de tratamento, 17. Tratamentos mais comuns, 17. Classificação das águas para efeito de tratamento, 18. Alcance das instalações e programação, 20. Disposição e compacidade das instalações, 20. Localização das estações de tratamento, 20. Normas para projeto de estações de tratamento, 21. Custo de estações de tratamento, 21. Considerações práticas sobre projetos de estações de tratamento de água de pequeno porte, 23. Referências bibliográficas, 26. Bibliografia Recomendada, 27. Anexo — Instalações compactas: concepção, partes componentes, parâmetros de projeto e de avaliação, 29.	
17	AERAÇÃO / AREJAMENTO	33
	O problema. Conceitos, 33. Objetivos da aeração, 33. Aplicabilidade, 33. Princípios teóricos, 34. Principais tipos de aeradores, 34. Aeradores tipo cascata, 34. Aeradores de tabuleiros, 35. Aeradores de repuxo, 35. Aeradores por borbulhamento, 37. Remoção de ferro, 38. Presença de ferro, 38. Inconvenientes, 38. Processos de remoção, 38. Manganês, 39.	
18	PRODUTOS QUÍMICOS – DOSAGEM E APLICAÇÃO	41
	Tratamento químico das águas, 41. Dosagem de produtos químicos, 42. Métodos de dosagem, 42. Consumo de produtos químicos, 42. Controle da dosagem, 43. Controle manual, 43. Controle automático, 43. Controle programado, 44. Dosadores de produtos químicos, 44. Dosadores a seco, 44. Dosadores a seco, volumétricos, 45. Dosadores a seco, gravimétricos, 47. Dosadores de líquidos, 48. Orifícios variáveis sob carga constante, 48. Frasco de Mariotte, 49. Vertedores ou orifícios sob carga variável, 49.	

Prefácio

Esta nova edição do livro *Técnica de Abastecimento e Tratamento de Água – Volume 2* sai à luz para atender a uma permanente demanda por parte de engenheiros, técnicos e estudantes de Engenharia em nosso País.

Tendo a sua origem nas lições ministradas em curso por correspondência, ele constitui um repositório de informações e conhecimentos básicos expostos de maneira objetiva, com a clareza imposta pelas suas finalidades.

Por ocasião da segunda edição publicada há dez anos, foi reformulado o texto original e enriquecido por alguns capítulos novos. Com esta nova edição foram refeitos, complementados e atualizados vários capítulos, com a preciosa participação dos seus autores originais e a revisão do Eng^o Marcial G. Latou, tendo sido, também, acrescentadas novas matérias consideradas essenciais na época atual.

Com a presente edição a CETESB oferece, mais uma vez, importante contribuição à literatura técnica nacional, através do Convênio CETESB/ASCETESB.

José M. de Azevedo Netto
COORDENADOR GERAL

na^{36, 18, 13}, 297. Propriedades e generalidades, 297. Poder desinfetante, 297. Desinfecção pelo calor e outros agentes físicos, 298. Desinfecção por irradiações, 298. Ação oligodinâmica dos metais, 299. Álcalis e ácidos como desinfetantes, 299. Tensioativos como desinfetantes, 300. Ação desinfetante dos oxidantes químicos, 300. Referências bibliográficas, 301. Bibliografia recomendada, 302.

25 ALCALINIDADE E DUREZA DAS ÁGUAS – CONTROLE DA CORROSÃO

303

Alcalinidade das águas, 303. Dureza das águas, 304. Redução de dureza, 306. Processo químico de cal e soda, 306. Processo iônico dos zeólitos ou permutitas, 306. Controle da corrosão, 307. Controle de equilíbrio químico da água a distribuir, 308.

26 FLUORETAÇÃO DAS ÁGUAS DE ABASTECIMENTO

309

Introdução, 309. Histórico, 309. Fluoretação das águas, 311. Fluoretação no Brasil, 312. Concentração desejável, 312. Resultados obtidos, 313. Técnica de fluoretação, 314. Compostos de flúor utilizados, 314. Métodos de aplicação, 315. Emprego de fluorita nacional, 315. Pontos de aplicação, 316. Controle operacional, 316. Segurança dos operadores, 316. Recomendações gerais para a prática da fluoretação, 317. Referências bibliográficas, 317.

Capítulo 16

CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE PROJETOS DE TRATAMENTO DE ÁGUA

*José M. de Azevedo Netto**

INTRODUÇÃO

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

O tratamento da água deverá ser adotado e realizado apenas depois de demonstrada sua necessidade e, sempre que a purificação for necessária, compreender somente os processos imprescindíveis à obtenção da qualidade que se deseja, com custo mínimo.

Muitas cidades, entre as quais importantes metrópoles, dispondo naturalmente de água de qualidade aceitável, não fazem o tratamento. Entre essas cidades incluem-se Nova Iorque, Roma e Madri. No Brasil, o Rio de Janeiro só adotou o tratamento da água de abastecimento com o início da adução das águas do rio Guandu, em 1955.

A necessidade de tratamento e os processos exigidos deverão ser determinados com base nas inspeções sanitárias e nos resultados representativos de exames e análises, cobrindo um período determinado de tempo. Resultados de uma única análise ou de algumas análises que não cubram

um período suficiente em relação às estações do ano podem levar a erros grosseiros.

A ESCOLHA DO MANANCIAL

A escolha do manancial constitui decisão da maior importância e responsabilidade em um projeto de abastecimento de água. Para assegurar-se do acerto da escolha o projetista deve levantar as alternativas possíveis, estudando-as e comparando-as técnica e economicamente.

Os mananciais próximos, mais caudalosos, capazes de atender à demanda por tempo maior e os mananciais com água de melhor qualidade e menos sujeitos à poluição apresentam condições ponderáveis no cotejo de soluções.

A QUALIDADE DA ÁGUA

Talvez o erro mais comum em projetos de instalações de tratamento de água seja o de basear os estudos nos resultados de uma única análise de água. A qualidade da água varia com o tempo, exigindo para o seu controle a realização de análises em diferentes épocas do ano e só sua repetição poderá reduzir o efeito da variação dos resultados.

* Catedrático da Universidade de São Paulo e Engenheiro Consultor.

Muitas vezes, no caso de grandes mananciais com vários aproveitamentos, pode-se recorrer à experiência obtida em outros pontos de utilização, a montante ou a jusante. Para se conhecer as condições de um manancial de superfície não bastam os resultados de exames e análises da água: a inspeção sanitária da bacia hidrográfica é medida sempre recomendável.

INVESTIGAÇÕES DE LABORATÓRIO

Sempre que possível, os projetos de estações de tratamento de água 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 adotadas.

As investigações de laboratório podem trazer subsídios e contribuições do mais alto valor para questões como o comportamento da água em relação aos vários processos de purificação e as condições de coagulação, floculação, sedimentação, filtração e desinfecção, entre outras.

INSTALAÇÃO-PILOTO

No caso de projetos de grandes estações de tratamento de água em que não exista experiência prévia com o tipo de água a ser tratada, justifica-se, muitas vezes, a utilização de instalações experimentais que, em escala conveniente, reproduzam os processos e as futuras unidades de tratamento, possibilitando a obtenção de parâmetros mais vantajosos e, conseqüentemente, o "afinamento" do projeto. A SABESP tem utilizado com grande proveito uma unidade-piloto instalada na ETA do Guarau.

FINALIDADES DA PURIFICAÇÃO E PRINCIPAIS PROCESSOS

O tratamento da água pode ser feito para atender a várias finalidades:

- *higiênicas* - remoção de bactérias, protozoários, vírus e outros microrganismos, de substâncias venenosas ou nocivas, redução do excesso de impurezas e dos teores elevados de compostos orgânicos;
- *estéticas* - correção de cor, odor e sabor;
- *econômicas* - redução de corrosividade, dureza, cor, turbidez, ferro, manganês, odor e sabor.

Entre os principais processos de purificação, tem-se:

- *aeração* - por gravidade, por aspersão, por outros processos (difusão de ar e aeração forçada);
- *sedimentação ou decantação* - simples; após coagulação;
- *coagulação* - aplicação de coagulantes (sulfato de alumínio ou compostos de ferro) e substâncias auxiliares;
- *filtração* - lenta, rápida, em leito de contato, superfilturação;
- *tratamento por contato* - leitos de coque, de pedra ou de pedriscos para remoção do ferro; carvão ativado para remoção de odor e sabor;
- *correção da dureza* - processos da cal-carbonato de sódio e dos zeólitos (troca iônica);
- *desinfecção* - cloro e seus compostos (hipocloritos, cal clorada), ozona, raios ultravioletas e outros processos;
- *sabor e odor* - uso do carvão ativado; substituição do processo de cloração (emprego da amônio-cloração, do

bióxido de cloro e cloração ao *break-point*);

- *controle da corrosão* - cal, carbonato de sódio, metafosfato, silicato e outros.

fontes, de poços profundos bem protegidos, de galerias de infiltração e de bacias de captação ou de acumulação. Para que o tratamento seja evitado, essas águas deverão ser moles, pouco coloridas, apresentar pouca turbidez, baixos teores de ferro e de outras substâncias prejudiciais e, sobretudo, ser de boa qualidade bacteriológica.

EFEITOS DOS PROCESSOS DE TRATAMENTO

Os efeitos dos principais processos de tratamento sobre a qualidade da água podem ser facilmente visualizados na Tab. 16.1, sugerida pelo Prof. Fair.

TRATAMENTOS MAIS COMUNS

As águas que mais freqüentemente dispensam tratamento são provenientes de

Atributo	Unid.	Limite desejável	Máximo tolerável
Dureza	(mg/l)	< 100	200
Cor	(mg/l)	< 30	50
Turbidez	(mg/l)	< 10	25
Ferro	(mg/l)	< 0,3	1
Coliformes	(NMP/100 ml)	< 50	100

Os padrões de potabilidade deverão ser consultados para outras características.

Tabela 16.1 — Principais efeitos dos processos de tratamento.

Atributos	Aeração	Sedimentação simples	Filtração lenta	Coagulação filtração rápida	Correção dureza (14) e filtração rápida	Desinfecção (cloração)
Bactérias	0	++	++++	++++ (1)	(+++)(2)	++++
Cor	0	0	++	++++	(++++)	0 (13)
Turbidez	0	+++	+++ (3)	++++	(++++)	0
Odor e sabor	++++ (4)	(+)	+++	(++)	(++)	++++ (5-6)
Dureza	+	0	0	-- (7)	++++	0
Corrosividade	+++ (8)					
	--- (9)	0	0	-- (10)	variável	0
Ferro e manganês	+++ (12)	+ 11	++++ (11)	++++ (11)	(++)	0 (13)

Símbolos empregados: + Efeitos favoráveis - efeitos adversos.

Os símbolos entre parênteses indicam efeitos indiretos:

- | | |
|---|---|
| (1) Um pouco irregularmente. | (8) Pela remoção de gás carbônico. |
| (2) Tratamento com cal em excesso. | (9) Com adição de oxigênio. |
| (3) Sujam-se ou entopem muito depressa. | (10) A coagulação com sulfato de alumínio libera gás carbônico. |
| (4) Exceção para os sabores devidos a clorofenóis. | (11) Após aeração. |
| (5) Supercloração seguida de descloração. | (12) Aeração seguida de uma unidade separadora para deposição (N.A.). |
| (6) Cloração normal. | (13) Pode remover ferro e ter efeito sobre a cor (N.A.). |
| (7) A coagulação com sulfato de alumínio converte a dureza de carbonato em dureza de sulfato. | (14) Redução da dureza pelo processo da precipitação química (N.A.). |

A cloração das águas deve ser prevista como medida de segurança, sobretudo para águas superficiais. Reduções substanciais da cor somente são obtidas pelo tratamento químico. Os processos de tratamento usualmente adotados compreendem:

- *instalação de desferrização* - águas límpidas, bacteriologicamente boas, porém com teores excessivos de ferro;
- *filtros lentos* - águas cuja cor mais turbidez, seja inferior a 50 ou 60;
- *tratamento químico (coagulação), floculação, decantação e filtração rápida* - águas superficiais geralmente turvas e/ou coloridas. Sempre que a média mensal de coliformes (N.M.P.) superar 5 000 por 100 ml, deve-se prever pré e pós-cloração*;

– *superfiltros* - águas superficiais coloridas, de turbidez abaixo de 200 U.J. (pequenas instalações);

– *filtros de fluxo ascendente (clarificadores de contato, ou filtros russos)* - águas de turbidez baixa ou moderada, pouco contaminadas, de baixo teor de sólidos em suspensão (Fig. 16.1).

CLASSIFICAÇÃO DAS ÁGUAS PARA EFEITO DE TRATAMENTO

O Autor, após um estudo que abrangeu grande número de análises de água e instalações de tratamento existentes no país, elaborou a classificação geral das águas com vistas ao seu tratamento que se encontra resumida na Tab. 16.2.

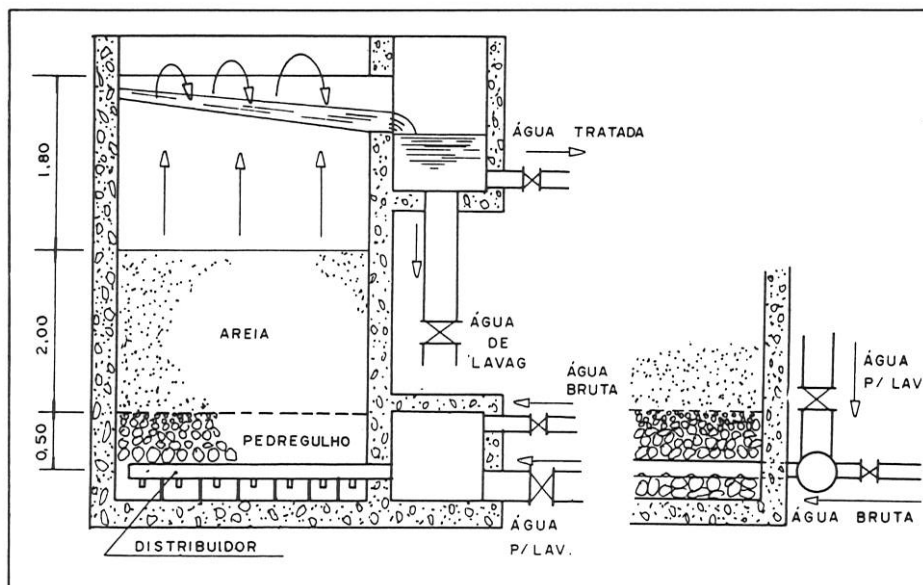


Figura 16.1 – Filtro russo “Clarificador de contato”.

* Pré-cloração feita na água decantada.

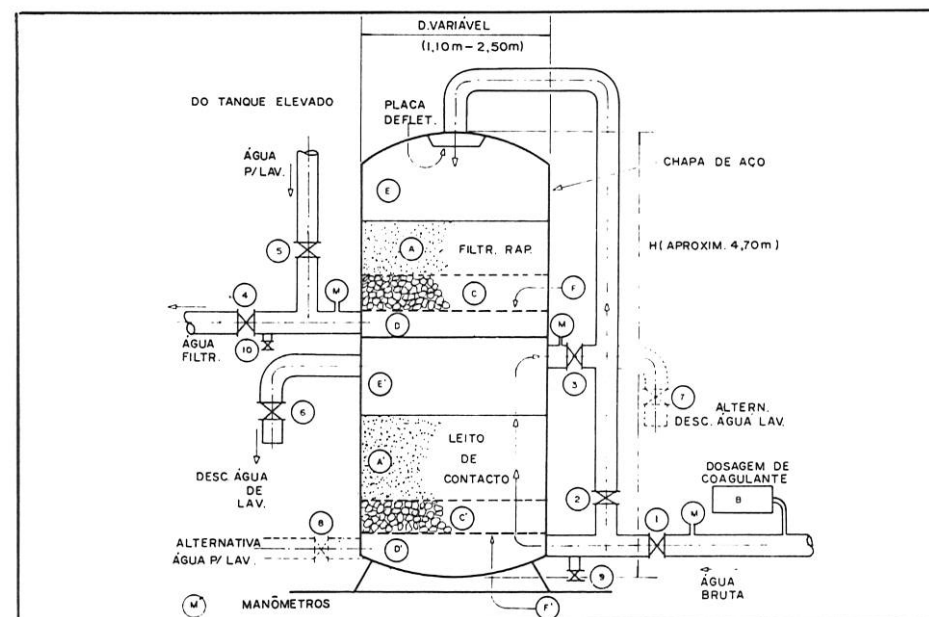


Figura 16.2 – Superfiltro duplo (vertical).

Tabela 16.2 – Classificação preliminar de águas brutas em relação aos processos de tratamento.

Classes	NMP	Características físicas e químicas (1)							Tratamentos mínimos possíveis	Obs.
		Turb.	Cor	Fe	Sols. Tots.	Cloretos	Dureza	Plâncton e Mat. susp.		
I	< 2,2	< 25	< 50	< 1,0	< 1 500	< 600	< 250	INSIGN. (2)	Não necessários (3)	Poços fontes
II	< 2,2	< 25	< 50	< 1,0	< 1 500	< 600	< 250	INSIGN.	Cloração	
III	< 2,2	< 25	< 50	< 1,0	< 1 500	< 600	< 250	EXCESS. (2)	Microtamisagem e cloração	Lagos Represas
IV	< 50	< 25	< 50	< 1,0	< 1 500	< 600	< 250	INSIGN.	Remoção ferro e clor.	
V	< 50	< 25	< 50	< 1,0	< 1 500	< 600	> 250	INSIGN.	Redução dur. e clor.	Poços
VI	< 1 000	< 25	< 70	< 2,5	< 1 500	< 600	< 250	INSIGN.	Filtr. lenta e clor. superf. filtração e clor.	
VII	< 5 000	< 75	Q(4)	< 2,5	< 1 500	< 600	< 250	INSIGN. (5)	Filtr. ascend. e clor. superf. filtração e clor.	Represas
VIII	< 20 000	< 250	Q(4)	< 2,5	< 1 500	< 600	< 250	INSIGN.	Coag. dec. filtr. rápida superf. filtr. e clor.	Águas superficiais
IX	< 20 000	< 250	Q(4)	> 2,5	< 1 500	< 600	< 250	INSIGN.	Aeração-coag. dec. filtr. rápida clor.	Águas superficiais
X	< 20 000	> 250	Q(4)	< 2,5	< 1 500	< 600	< 250	INSIGN.	Presed-coag. - dec. Filtração rápida clor.	Rios muito turvos
XI	< 20 000	< 250	Q(4)	< 2,5	< 1 500	< 600	> 250	INSIGN.	Coag. dec. filtr. Red. dur. cloração	Águas superficiais
XII	> 20 000								Caso especial (6)	

Notas:

(1) Os limites para tóxicos deverão ser satisfeitos (Tabela 16.3). (2) O excesso de plâncton (de algas) ou de matérias discretas em suspensão, geralmente originários de lagos e represas, deverá ser avaliado por especialista. (3) A cloração poderá ser considerada. (4) Não são indicados limites. (5) Com a presença de cercárias de esquistossoma, recomenda-se dupla filtração. (6) Casos especiais deverão ser examinados à parte por especialistas.

Tabela 16.3 – Limites para tóxicos e substâncias nocivas.

Substâncias	Limite	
	Desejável	Tolerado
Arsênico	0,1	0,2
Cádmio	0,005	0,01
Cianetos	0,1	0,2
Mercúrio	0,001	0,005
Chumbo	0,05	0,1
Flúor	1,0	2,0
Nitratos	50	100
Cromo (hexavalente)	0,05	0,1

ALCANCE DAS INSTALAÇÕES E PROGRAMAÇÃO

De modo geral, as estações de tratamento de água são construídas para atender às necessidades previstas para 10, 15, 20 ou 25 anos. A fixação do período de alcance dos projetos depende de muitos fatores, entre os quais, os processos de tratamento adotados, as características das comunidades a serem abastecidas e as condições locais e econômico-financeiras. Os estudos de viabilidade global podem ser conduzidos de maneira a permitir a otimização desses prazos.

Nos projetos, deve-se considerar: a) *programação para execução por etapas, visando reduzir os investimentos iniciais*. Os serviços de abastecimento de água são de natureza dinâmica onde as soluções nunca são definitivas. Muitas vezes, adia-se a execução de obras importantes devido ao seu elevado custo inicial; b) *possibilidade de executar ampliações ainda que não programadas*. Nos projetos deve-se deixar espaço e facilidades construtivas para expansões futuras.

DISPOSIÇÃO E COMPACIDADE DAS INSTALAÇÕES

Atribui-se merecida importância à disposição das diversas unidades de purificação

em uma instalação de tratamento, porque os resultados do tratamento dependem do arranjo conveniente das partes integrantes do processo. Nas instalações convencionais, por exemplo, a mistura rápida deve estar mais próxima dos floculadores e estes deverão ficar junto aos decantadores.

Com o objetivo de limitar a área ocupada, diminuir o volume de estruturas, reduzir a extensão de canais e tubulações, bem como facilitar a operação e baixar custos, as estações de tratamento de água são projetadas com uma forma compacta. Todavia, a compactidade de uma ETA não deve atentar contra a facilidade de operação. Conseguir uma disposição mais vantajosa depende da habilidade e da experiência do profissional que faz o projeto.

Encontram-se, a seguir, alguns esquemas de fluxo mostrando separadamente e em sequência as diversas unidades componentes das instalações e também algumas disposições já adotadas em estações existentes no País (Fig. 16.3).

LOCALIZAÇÃO DAS ESTAÇÕES DE TRATAMENTO

A localização de uma estação de tratamento entre o ponto de captação e a área urbana a ser abastecida é estabelecida após a ponderação de diversos fatores:

- facilidade de acesso e transporte;
- disponibilidade de energia elétrica;
- facilidades para o afastamento de águas de lavagem;
- disponibilidade de terreno com área suficiente para ampliações futuras;
- cota topográfica favorável para a adução;
- condições topográficas e geológicas satisfatórias;
- custo razoável do terreno;
- condições de vizinhança.

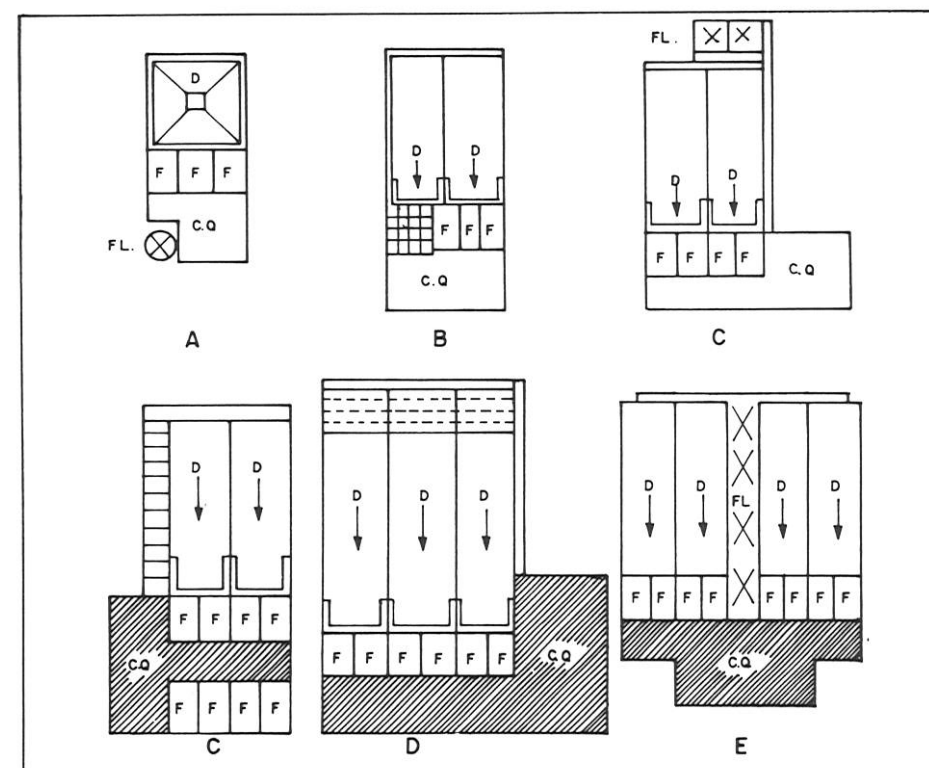


Figura 16.3 – Algumas disposições de estações convencionais de tratamento de água.

A proximidade da área urbana apresenta certas vantagens, como facilidade de transporte para os operadores, melhores condições para visitas e para o controle operacional, e maiores recursos nos casos de acidentes.

NORMAS PARA PROJETO DE ESTAÇÕES DE TRATAMENTO

Em 1967 foi aprovada a primeira norma para projeto de estações de tratamento de água, discutida no IV Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária. Devido à extraordinária evolução técnica que vem ocorrendo

no campo da purificação da água essa norma encontra-se ultrapassada. A CETESB elaborou o Projeto de Norma P-NB-592, em junho de 1976, atualmente em revisão na ABNT.

CUSTO DE ESTAÇÕES DE TRATAMENTO

Os custos básicos das estações de tratamento de água variam de acordo com a qualidade da água a ser tratada, condições locais, características do projeto e outros fatores. As Figs. 16.4 e 16.5 apresentam as curvas para determinação de custos de instalações de tratamento.

Tabela 16.4 – Principais instalações brasileiras (Estações com capacidade superior a 200 000 m³/dia).

Cidades	Estações	Capacidade final m ³ /s	Projetistas
Rio de Janeiro	Guandu	40,0	Paterson, Azevedo & Cunha – ENCIBRA
São Paulo	Guaraú	35,0	J. M. M. – PLANIDRO – AMBITEC
Salvador	Principal	20,0	CNEC
São Paulo	Alto da Boa Vista	12,0	Byington, DAE, SABESP
Belo Horizonte	Rio das Velhas	9,0	Azevedo & Cunha – PLANIDRO
Distrito Federal	Rio Descoberto	6,0	TSE
Rio Grande	–	6,0	
Porto Alegre	José Loureiro da Silva	5,0	DMAE
Manaus	–	4,5	E. Saturnino de Brito – CNEC
Recife	Castelo Branco	4,0	COMPESA
ABC (São Paulo)	Rio Grande	3,5	Azevedo & Cunha – PLANIDRO
Porto Alegre	São João	3,1	DMAE
Curitiba	Iguaçu	3,0	Azevedo & Cunha – SANEPAR
Santos	R. Cubatão	2,5	Azevedo & Cunha

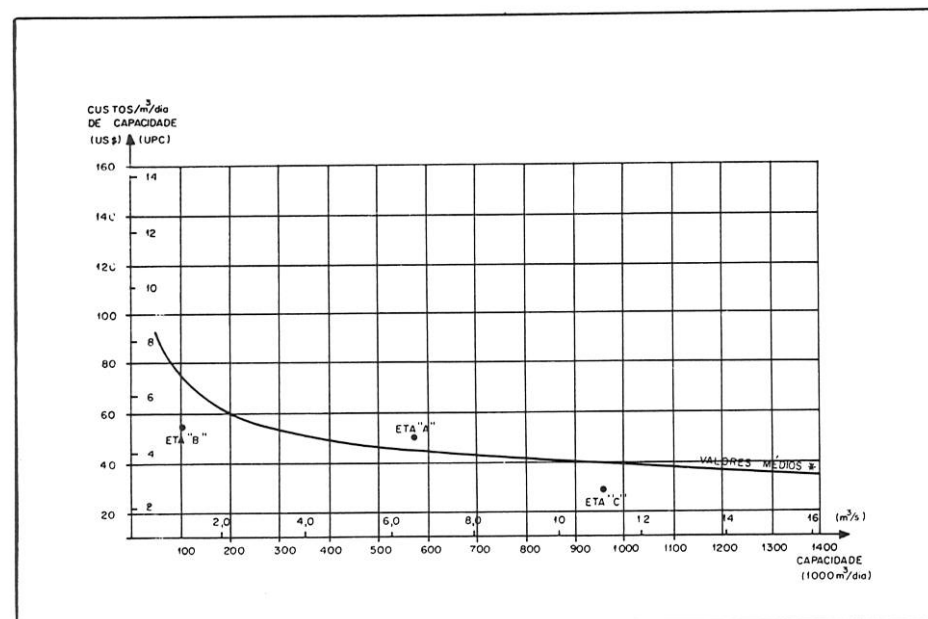


Figura 16.4 – Estações de tratamento de água – Custos de construção (J. M. Montgomery).

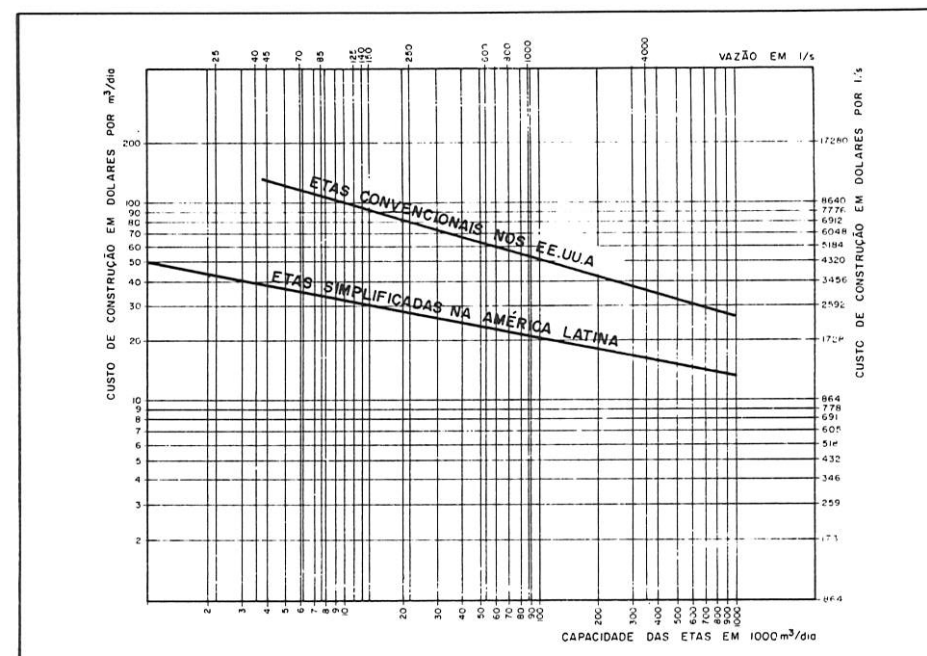


Figura 16.5 – Custos de construção de estações de tratamento de água (Schulz e Okun).

CONSIDERAÇÕES PRÁTICAS SOBRE PROJETOS DE ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ÁGUA DE PEQUENO PORTE

Antes de serem abordados os aspectos técnicos da questão é preciso esclarecer convenientemente o tema. Trata-se de instalações de serviço público, de pequena capacidade e destinadas a países em desenvolvimento. Excluem-se desta análise as estações para indústrias e as instalações especiais, como, por exemplo, as provisórias ou transportáveis. Deve-se, também, definir ou estabelecer os requisitos básicos para um projeto com esse destino.

Uma instalação para ser considerada satisfatória deverá apresentar, sem exceção, as seguintes características:

- ter eficiência;

- ser de custo módico;
- ter uma operação econômica;
- ser simples e de operação fácil;
- ser de fácil manutenção;
- apresentar facilidades para reparos e reposição de partes;
- ser duradoura.

O projetista inteligente e cuidadoso deverá projetar uma estação de tratamento tendo sempre em vista o padrão e a habilidade dos operadores que serão responsáveis pelo seu funcionamento.

É, também, preciso ter sempre presente que a diferença existente entre uma estação grande e uma pequena não reside apenas no efeito de escala. Há muitas outras diferenças decorrentes de aspectos técnicos, de condições econômicas e de recursos operacionais justificados pela magnitude dos investimentos.

Há, ainda, uma observação adicional:

uma instalação não deve ser projetada "na tangente", ou seja, sem nenhuma folga e sem possibilidade de receber uma sobrecarga razoável. Convém que se tenha sempre uma margem de segurança, embora pequena.

Um dos erros mais comuns no projeto de estações de tratamento tem sido, e continua sendo, o desconhecimento da qualidade da água bruta. Sabe-se a qualidade que se deseja obter, mas se desconhecem as características da água a ser purificada.

Muitas vezes não se dispõe, e até mesmo não se pode dispor, de análises em número suficiente. Em tais casos, o projetista deverá procurar averiguar o que se passa com a água em diferentes épocas do ano, consultando os moradores da região.

Ao abordar o problema e cuidar de conceber a solução, deve ser feito todo esforço no sentido de:

- eliminar o tratamento, sempre que houver possibilidade;
- procurar evitar a coagulação química das águas se não for possível eliminar o tratamento;
- procurar projetar a instalação com simplicidade, evitando-se a sofisticação, as operações desnecessárias e os equipamentos supérfluos se o tratamento químico não puder ser dispensado.

Pode parecer absurdo que um especialista em tratamento de água proponha, prioritariamente, medidas para eliminar ou reduzir o tratamento, sempre que possível. Isto, porém, é válido no caso de comunidades pequenas, onde o tratamento de água pode tornar-se oneroso e onde os recursos de operação geralmente são precários.

Felizmente a tecnologia moderna oferece recursos que possibilitam evitar o tratamento em alguns casos ou, então, simplificá-lo consideravelmente em outros. Desejamos referir particularmente às técnicas de captação indireta e recarga artificial.

Fazendo-se a captação indireta em um

curso d'água, ou retirando-se água de um sistema de recarga artificial, pode-se conseguir água de qualidade melhor do que a encontrada no curso d'água. Assim, uma água que exigiria tratamento químico, caso fosse captada diretamente, poderá ser processada de maneira mais simples, em filtros lentos.

Uma breve introdução a essa técnica encontra-se no livro recentemente publicado: *Small Community Water Supplies*⁹; esse mesmo livro apresenta um excelente capítulo sobre o projeto de filtros lentos.

As grandes vantagens dos filtros lentos para pequenas comunidades são as seguintes: normalmente dispensam o condicionamento da água, ou seja, a coagulação, floculação e sedimentação; além disso, são unidades simples, de operação fácil e que proporcionam resultados seguros e estáveis. Ademais, a experiência de muitos anos comprova sua elevada eficiência na remoção de partículas em suspensão, bactérias e ferro.

As águas brutas que apresentam graus elevados de turbidez e cor, com a presença de matéria coloidal, exigem processos convencionais de tratamento que incluem a coagulação química. Neste caso, o tratamento abrange as seguintes fases sucessivas: mistura rápida, floculação, decantação, filtração rápida e desinfecção.

O projeto de uma instalação completa desse tipo pode ser elaborado sem complicações e sem sofisticação, existindo na América Latina uma ampla experiência que assegura a simplicidade desejada, sem prejuízo da eficiência.

Uma instalação completa poderá ser inteiramente executada sem exigir equipamentos mecânicos manufaturados.

A mistura rápida poderá ser realizada sem necessidade de equipamentos mecânicos especiais no interior de uma tubulação onde se instala um simples diafragma, ou onde se intercala um pequeno trecho com material granular inerte. Poderia, também

aproveitar-se uma bomba centrífuga, se disponível e conveniente.

Para fazer a mistura rápida em um canal existem vários dispositivos práticos. Um deles é o emprego de uma grelha difusora²; outro consiste em provocar um ressalto hidráulico com agitação suficiente para a dispersão dos reagentes³; outra maneira de misturar consiste em utilizar um vertedor, onde a velocidade alcançada pela lâmina vertente seja suficiente para provocar a agitação desejada.

A floculação também pode ser feita com o aproveitamento da própria energia da água em câmaras projetadas para esse fim. Os modelos mais comuns são os floculadores de canais com cortinas ou chicanas⁴. Esses floculadores oferecem certas vantagens, destacando-se o fato de apresentarem um fluxo do tipo de êmbolo ou pistão, praticamente sem retromovimento e sem curtos-circuitos.

O emprego de floculadores desse tipo em regiões de clima quente reduz consideravelmente o tempo de detenção.

Outro tipo de floculador hidráulico menos conhecido mas igualmente satisfatório, é o Alabama⁹.

Nos últimos anos foi introduzido, no Brasil, um novo tipo de floculador que realiza a agitação lenta através de um leito de pedras¹⁰.

A sedimentação é um dos processos de tratamento que mais se tem aperfeiçoado. Evoluiu, da sedimentação em meio turbulento, introduzida em fins do século passado, para a sedimentação em regime laminar, reduzindo-se consideravelmente a área necessária ao processo⁵.

Na aplicação dos novos conceitos da decantação laminar é preciso considerar dois casos. O primeiro, relativo às instalações existentes, sempre que se desejar aumentar a capacidade de produção sem realizar obras importantes. Neste caso fica-se restrito à

forma dos tanques existentes. O segundo, quando são projetadas instalações inteiramente novas. Nesta situação, convém abandonar a velha "geometria" dos decantadores de escoamento horizontal e partir para formas novas e mais vantajosas de concepção. Exemplo típico é o projeto pioneiro executado na cidade de Botucatu, Estado de São Paulo (Brasil), em 1973. Esse projeto oferece condições de autolimpeza para os tanques sem necessidade de equipamentos, dispensando a duplicação das unidades e evitando o incômodo trabalho da limpeza periódica.

A filtração rápida é outro processo que apresentou uma extraordinária evolução, nas últimas décadas.

Tratando-se de instalações pequenas, o número de filtros deve ser estabelecido em função das condições de lavagem. Se for adotado o sistema introduzido pelo CEPIS, para lavagem com água fornecida diretamente pelos próprios filtros em funcionamento, o número de filtros não deverá ser inferior a 4 (para valores normais das taxas de filtração e de lavagem)¹. Se a água para lavagem tiver outra procedência, procura-se condicionar o número de unidades à vazão vantajosamente disponível para essa finalidade.

Os filtros rápidos de uma única camada de areia já foram ultrapassados pelos novos filtros de duas ou de três camadas filtrantes. Estes últimos são mais eficientes, mais seguros e consomem menos água na lavagem. A sua construção, incluindo o sistema de drenos ou de fundo falso, não exige materiais especiais, podendo ser executada com recursos disponíveis no local.

A desinfecção é uma operação considerada muito importante, porque constitui a segunda barreira de proteção contra germes patogênicos no sistema.

A técnica mais simples e mais econômica é a cloração, seja com a aplicação de cloro puro nas estações maiores, seja através de

compostos de cloro nas instalações pequenas.

Um estudo feito em São Paulo demonstrou que, naquela região, no caso de dosagens baixas, em torno de 1 mg/l⁸, o emprego de compostos de cloro (hipocloritos) é mais econômico em pequenas estações, com capacidade para tratar até 7 l/s.

Numa estação de tratamento deve-se prever e assegurar um certo tempo de contato da água filtrada com o cloro, construindo-se, para essa finalidade e sempre que necessário, um reservatório de água filtrada. O tempo mínimo de contato depende não só do pH da água, mas também da sua temperatura. Em climas quentes, mantendo-se baixo o pH, até a secção final, pode-se adotar uma permanência de 20 a 25 minutos⁷.

Como alternativa para o tratamento convencional vêm sendo extensivamente aplicados os filtros de fluxo ascendente idealizados na Rússia, com a designação KO-1 e empregados em muitos países com as denominações de "Clarificadores de Contato", "Immedium" etc. Esses filtros, que dispensam os floculadores e decantadores, podem apresentar bons resultados ao tratar águas pouco poluídas, de turbidez baixa (até 50) e com baixo teor de sólidos em suspensão (até 150).

O sucesso obtido com filtros russos de baixo custo induziu especialistas latino-americanos a conceberem um novo tipo de instalação em que se aproveitam esses filtros para pré-tratamento, seguido por uma filtração rápida em unidade de fluxo descendente, com leito de material mais fino. Essa combinação, que pode ser realizada em ins-

talações extremamente compactas, tem sido difundida com as denominações de "Dupla Filtração" ou "Superfiltração", assuntos tratados em outro capítulo deste livro.

As instalações de superfiltração geralmente custam a metade do que custariam as estações de tratamento convencionais e possibilitam reduzir em 30% o gasto com coagulantes.

Em instalações de pequena capacidade existe uma tendência generalizada para a modulação de tamanhos e a padronização de projetos completos (pré-elaborados).

A normalização de tamanhos geralmente é feita com base em uma série geométrica, de razão estabelecida segundo as conveniências.

A padronização de projetos traz uma série de vantagens e, também, alguns inconvenientes minimizados no caso de instalações de pequena capacidade.

Vários países elaboraram projetos padronizados, mencionando-se como exemplos a Rússia e a Índia, de um lado, a Argentina e o Brasil de outro.

Para os países do sudeste da Ásia, o Escritório Regional da OMS preparou uma série de projetos típicos de particular interesse¹³.

No Brasil os projetos modulados feitos pela SANEPAR (Paraná) têm capacidades compreendidas entre 11,5 e 29,0 l/s¹¹. A SABESP (São Paulo) foi outra empresa brasileira a desenvolver projetos típicos para instalações com capacidade de 12,0 até 25,0 l/s¹².

O CEPIS por sua vez também preparou uma série de projetos padronizados para produção de 1,0 l/s até 20,0 l/s⁶.

Referências Bibliográficas

1 ARBOLEDA VALENCIA, J. *Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua*. Lima, CEPIS, 1973.

2 AZEVEDO NETTO, J. M. de; HESPAHOL, Ivanildo & PRETTO, N. J. Grades de mistura rápida. *Revista DAE*, dez. 1981. 41 (127).

3 AZEVEDO NETTO, J. M. de. O Parshall como misturador rápido. *Revista Engenharia*, dez. 1977. (402).

- 4 ——— *Técnicas avançadas do tratamento de água*. Recife, COMPESA, 1972.
- 5 CEPIS. Simpósio sobre novos métodos de tratamento de água. Asunción, 1973.
- 6 ——— *Modular plants for water treatment*. Lima, 1980.
- 7 ——— *Curso sobre tecnologia de tratamento de água para países em desenvolvimento*. Lima, 1977.
- 8 HORTA MACEDO, L. H. & NOGUTI, M. Custo operacional da desinfecção com cloro e hipoclorito de sódio. *Revista DAE*, 1978. 38 (119).
- 9 HUISMAN, L.; AZEVEDO NETTO, J. M. de et al. *Small community water supplies*. Haia, IRC, 1981.
- 10 RICHTER, C. A. Fundamentos teóricos da floculação em meio granular. *Revista Engenharia*, 1981. (429).
- 11 ——— & ARBOLEDA VALENCIA, J. *Estação de tratamento de água para pequenas e médias comunidades*. (Apresentado ao 8º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Rio de Janeiro, 1975).
- 12 TEIXEIRA, N. N.; NAKAI, J. & TORREZAN, J. C. Estações de tratamento padronizadas para comunidades de pequeno porte. *Revista DAE*, set. 1981. 41 (126).

- 13 WHO. Typical designs for engineering components in rural water supply. New Delhi, 1976.

Bibliografia Recomendada

- A.W.W.A. *Water quality and treatment*. 3 ed. New York, McGraw-Hill, 1971.
- *Water treatment plant design*. New York, 1969.
- AZEVEDO NETTO, J.M. de. *Tratamento de águas de abastecimento*. São Paulo, EDUSP, 1966.
- *Nova geração de instalações de tratamento de água*. São Paulo, 1973.
- CLEASBY, J.L. & DI BERNARDO, L. *Hydraulic considerations in declining-rate filtration*. ASCE, dez. 1980.
- FAIR, G.M. GEYER, J.C. & OKUN, D.A. *Water and Wastewater Engineering*. New York John Wiley & Sons, Inc., 1968.
- PLANIDRO. *Curso sobre técnicas avançadas de tratamento de água*. Recife, COMPESA, 1972.
- SCHULZ, C.R. & OKUN, D.A. *Surface water treatment for communities in developing countries*. New York, John Wiley & Sons, 1984.

AERAÇÃO E AREJAMENTO

*José M. de Azevedo Netto**

O PROBLEMA. CONCEITOS

As águas naturais normalmente apresentam gases dissolvidos, predominando os constituintes do ar atmosférico — nitrogênio e oxigênio — e o gás carbônico. Estamos habituados a utilizar águas nessas condições e estranhamos a ausência de oxigênio. A água recentemente fervida e sem oxigênio, por exemplo, não satisfaz ao nosso paladar. Além disso, na ausência de oxigênio dissolvido, podem ocorrer e manter-se nas águas impurezas dissolvidas de ferro e manganês que são prejudiciais como, por exemplo, o bicarbonato ferroso.

As águas com teores elevados de gás carbônico apresentam características de agressividade (corrosão) e as que contêm gás sulfídrico, ainda que em pequenas quantidades, são consideradas prejudiciais.

A aeração ou arejamento consiste no processo pelo qual uma fase gasosa — normalmente o ar — e a água são colocadas em contato estreito com a finalidade de transferir substâncias voláteis da água para o ar e substâncias solúveis do ar para a água, de forma a obter-se o equilíbrio satisfatório entre os teores das mesmas.

OBJETIVOS DA AERAÇÃO

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

- a) remoção de gases dissolvidos em excesso nas águas e também de substâncias voláteis, a saber:
 - gás carbônico em teores elevados que torna a água agressiva;
 - ácido sulfídrico que prejudica esteticamente a água;
 - substâncias aromáticas voláteis causadoras de odor e sabor;
 - excesso de cloro e metano, pelos mesmos motivos;
- b) introdução de gases nas águas:
 - oxigênio para oxidação de compostos ferrosos ou manganosos; e
 - aumento dos teores de oxigênio e nitrogênio dissolvidos na água.

APLICABILIDADE

A aeração somente se justifica nos casos em que as águas a tratar apresentam carência ou excesso de gases e substâncias voláteis intercambiáveis. Geralmente o processo se aplica em águas que não estão em contato com o ar, como por exemplo:

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

* Catedrático da Universidade de São Paulo e Engenheiro Consultor.

Qual o melhor tipo de instalação compacta?

É difícil senão impraticável afirmar qual é o melhor tipo de relógio, de avião ou de automóvel. Em tratamento de água isto é ainda mais complexo. Variáveis como a qualidade de água, vazões requeridas, facilidade de operação, resultados desejados, vida útil, além de muitos outros fatores, devem ser consideradas em uma avaliação justa.

Como são concebidas as instalações?

Com integral apoio nos conhecimentos básicos de tratamento de água e com o suporte oferecido pela pesquisa e pela experiência.

Quais os componentes das instalações?

Como outras estações elas compreendem:

- dosadores (geralmente bombas).
- misturador rápido (hidráulico ou mecânico).
- floculador (conjugado ou independente, hidráulico ou mecânico).
- decantador de fluxo vertical (tubular ou não).
- filtro rápido (de uma ou mais camadas).
- equipamento de desinfecção (cloração).

A filtração direta não inclui (d). A superfiltração não inclui (c e d), mas acrescenta um clarificador de contato.

O que fazer para adquirir uma boa instalação?

É necessário conhecer a qualidade da água bruta (e sua variação), especificar bem o que se deseja e considerar fornecedores com experiência e boas referências. As especificações deverão incluir limites admissíveis para os parâmetros de projeto.

Quais os parâmetros de projeto recomendáveis?

Devem ser fixados no mínimo, os seguintes parâmetros:

- mistura rápida: $G > 900 \text{ s}^{-1}$ ($\sim 1000 \text{ s}^{-1}$);
- floculação: $20 \text{ s}^{-1} < G < 70 \text{ s}^{-1}$;
- decantação convencional: carga superficial inferior a $60 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ($\sim 40 \text{ m/d}$);
- decantação laminar — carga superficial inferior a $240 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ($\sim 160 \text{ m/d}$);
- filtração em areia — taxa inferior a $180 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ($\sim 120 \text{ m/d}$);
- filtração em dupla camada — taxa inferior a $360 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ($\sim 250 \text{ m/d}$).

Como se avaliam ou se comparam propostas?

Examinando os parâmetros básicos, comparando-os entre si e com os valores recomendáveis. Outras características a comparar seriam: preço, prazo de fornecimento, reputação do fornecedor, condições de assistência, espessura de chapas, peso total dos equipamentos, etc.

Qual o maior problema relativo às instalações industrializadas?

Seguramente a falta de adoção de normas e especificações. Hoje em dia encontra-se na área a regra do “vale tudo”. Cabe à ABES a iniciativa de normalizar e disciplinar o assunto (o que ainda não foi feito). A CETESB possui uma norma para essas instalações.

Os resultados são sempre bons?

Nunca se pergunta a um vendedor de carros se sua marca é boa. Os fornecedores frequentemente são muito otimistas em relação aos seus produtos (eficiências e resultados). Para se avaliarem resultados é necessário comprová-los através de ensaios de avaliação, o que raramente é feito. Há muito tempo não ocorrem milagres no tra-

tamento de água e a probabilidade de que se verifiquem é muito pequena.

Como especificar a espessura das chapas?

Na ausência de especificações nacionais, podem ser adotadas especificações estrangeiras como as da ASME, ASTM, entre outras.

Quais os principais tipos de instalações industrializadas?

O Quadro “Instalações Compactas” resume a resposta.

Quais os custos?

A curva relativa a custos médios na cidade de São Paulo encontra-se no gráfico apresentado a seguir.

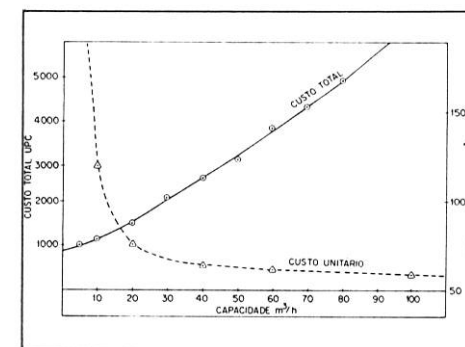


Tabela 16.5 - Fabricantes de Instalações Compactas

Fabricante	Designação	Capacidade m^3/h	Observações
ATAG	Compacta	—	—
DEGREMONT	Grupo semifixo com “Circulator”	1-16	Linha completa
DEGREMONT	Idem, com “Super Pulsator”	25-65	Dec. Laminar
DEGREMONT	Idem, filtração direta	1-106	Filtração dupla camada
FILTRAGUA	Compacta	5-100	—
FMC-FILSAN	Waterboy	5-25	Dec. Tubular
FMC-FILSAN	Conj. Ital	5-200	Filtração leito misto
FMC-FILSAN	Sist. Aquarius	40-300	Filtração dupla camada
FMC-FILSAN	Sist. IMT	50-2 000	Dec. Tubular
HIDROTEC	Várias	—	Filtração leito misto
ICOMACEDO	Dupla filtração	5-150	Dec. Laminar
PATERSON-CANDY	Waterman	5-23	Filtração dupla camada
SANIDRO	Compacta	5-110	Superfiltração e outros tipos
SOLANIL	Compacta	3-100	Superfiltração

Anexo

INSTALAÇÕES COMPACTAS: Concepção, Partes Componentes, Parâmetros de Projeto e de Avaliação

Para maior clareza, a matéria passa a ser exposta sob a forma de questões e respostas.

O que são instalações compactas?

São conjuntos de unidades de tratamento projetadas e dispostas de maneira a aproveitar ao máximo os recursos técnicos, no intuito de reduzir custos e áreas ocupadas.

As instalações compactas são uma inovação?

Não. Não são um sistema novo. As instalações compactas existem há muito tempo e, como as demais instalações, evoluem seguindo o progresso tecnológico.

As instalações compactas são mais eficientes?

Utilizando as mesmas operações e os mesmos processos de outras instalações elas não podem ser mais eficientes. A eficiência é uma característica dos próprios métodos empregados.

As instalações compactas são sempre industrializadas ou pré-fabricadas?

Não. Tanto podem ser industrializadas como podem ser especialmente projetadas e construídas no local. Podem ser executadas com aço, concreto ou outro material conveniente.

Qual o campo de aplicação das instalações compactas?

Geralmente são instalações pequenas.

Aplicam-se a pequenas comunidades, indústrias, etc. Raramente sua capacidade é superior a 50 l/s.

Quais as vantagens das instalações compactas?

Entre outras exigem menor espaço, prestam-se muito bem à modulação e podem ser desmontadas e transferidas. As instalações industrializadas são facilmente adquiridas, podem ser instaladas com rapidez, apresentam segurança de custo e são reaproveitáveis.

As instalações compactas são patenteadas?

Algumas são, outras não. É sempre possível conceber e projetar uma instalação compacta, independentemente de privilégios.

Existem muitas instalações compactas no Brasil?

Sim. O número é grande e aumenta sempre. A maioria encontra-se no parque industrial. Devido ao empenho nacional em abastecer as comunidades pequenas, há uma demanda crescente desse tipo de instalações para serviços públicos.

Quantas firmas produzem instalações compactas?

Mais de dez, vide tab. 16.5.

Durante muitos anos a aeração foi um processo tão valorizado pelos projetistas que nas primeiras décadas deste século os aeradores eram quase sempre parte integrante das estações de tratamento, qualquer que fosse a origem das águas, houvesse ou não necessidade de aeração.

Atualmente a aeração é prevista nos casos em que a água contém gás carbônico em excesso, ácido sulfídrico, ferro dissolvido facilmente oxidável, e substâncias voláteis aromáticas de origem vegetal acumuladas em grandes represas.

Ensaio e experiências de laboratório podem ser de grande utilidade para avaliar os benefícios que a aeração pode oferecer, pois esse processo é facilmente reproduzido em experiências de laboratório.

PRINCÍPIOS TEÓRICOS

A transferência de uma determinada substância volátil da água para o ar ou no sentido inverso, depende de uma série de fatores que abrangem as características do material volátil, a temperatura, a resistência específica à transferência, a pressão parcial do gás na atmosfera do aerador, a turbulência presente em cada uma das fases, o tempo de exposição e a relação área/volume (área de transferência e volume do líquido).

A temperatura da água e a pressão parcial do gás na atmosfera do aerador determinam a concentração de equilíbrio do gás ou o valor de saturação. Quanto maior a pressão parcial do gás, maior será a concentração de saturação do mesmo na água, para uma dada temperatura. Quanto maior a temperatura para uma determinada pressão, menor será a solubilidade do gás. Quanto maior a diferença entre a concentração de saturação de um gás na água e sua concentração real, maior será a velocidade com que a transferência se processará.

O sentido da transferência será sempre aquele que tende a conseguir o valor de

saturação. Mas é bom lembrar que pode haver gases dissolvidos em estado de supersaturação.

A velocidade de transferência de um gás pode ser calculada pela expressão:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = K_L \frac{A}{V} (C_S - C) \quad (17.1)$$

Integrando a equação (17.1), obtém-se:

$$(C_S - C) = (C_S - C_0) e^{-K_L \frac{A}{V}} \quad (17.2)$$

C_0 = concentração inicial do gás

C_S = concentração de saturação

C = concentração no instante t .

K_L = coeficiente de transferência

A = área através da qual ocorre a transferência

V = volume da água.

Estas fórmulas mostram claramente que para acelerar a transferência é necessário aumentar a área de transferência, ou o tempo, ou ambos.

PRINCIPAIS TIPOS DE AERADORES

Na prática encontra-se grande variedade de unidades de aeração. As mais comuns são: aeradores de queda por gravidade (do tipo cascata e de tabuleiros); aeradores de repuxo; e aeradores de borbulhamento.

Aeradores tipo cascata

Geralmente são utilizados para remoção de gás carbônico e substâncias voláteis, em instalações pequenas de vazões não muito elevadas. Compreendem três ou quatro plataformas superpostas e com dimensões crescentes de cima para baixo, separadas de 0,25 a 0,50 m (queda total de 0,75 a 3,00 m).

Considerando-se a área da maior plata-

forma (inferior), esses aeradores são dimensionados na base de 800 até 1 000 m³ de água por m² de superfície por 24 horas e permitem reduções do teor de gás carbônico entre 20 e 45%. As plataformas podem ser circulares ou retangulares (Fig. 17.1).

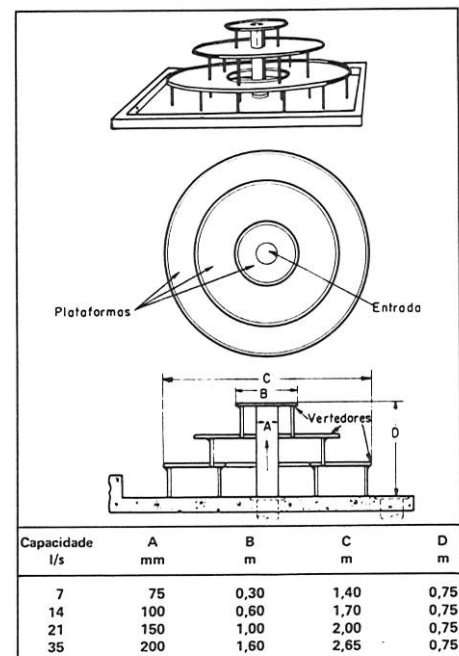


Figura 17.1 — Aerador de cascata.

Aeradores de tabuleiros

São os mais indicados para a adição de oxigênio e oxidação de compostos ferrosos ou manganosos.

Os aeradores são construídos com três a nove tabuleiros ou "bandejas", iguais e superpostos, distanciados de 0,30 a 0,75 m (em altura) através dos quais a água percola.

O primeiro tabuleiro (mais alto) serve apenas para distribuir uniformemente a água, sendo executado com perfurações. Os demais tabuleiros são construídos com uma treliça sobre a qual é disposta uma camada

de pedras, ou seja, material granular, de preferência coque de 1/2 a 6". Essa camada oferece superfície de contato e concorre para acelerar as reações de oxidação.

Os aeradores de tabuleiro são dimensionados na base de 540 a 1 630 m³ de água por m² de superfície (em projeção) por 24 horas (Fig. 17.2).

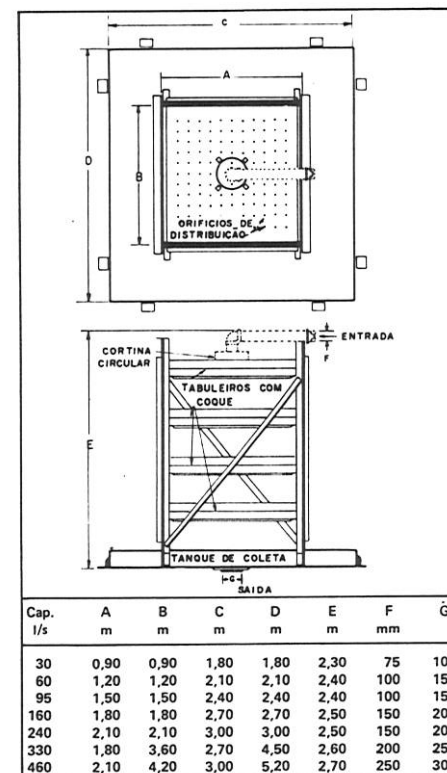


Figura 17.2 — Aerador de tabuleiros.

Com este tipo de aeradores pode-se conseguir reduções de até 90% do gás carbônico contido na água.

Aeradores de repuxo

São os mais eficientes para intercâmbio de gases e substâncias voláteis, podendo ser

Venturis e medidores magnéticos de vazão, 50. Rotâmetros, 50. Medidores volumétricos, 51. Jato móvel com vazão constante sobre abertura variável, 51. Bomba dosadora, 51. Dosadores de gases, 51. Embalagens de produtos químicos, 52. Embalagem de produto sólido, 53. Embalagem de produto líquido, 53. Embalagem de gases, 53. Transporte de produtos a granel, 53. Transporte de produtos secos, 53. Transporte de produtos líquidos, 55. Transporte de gases, 55. Armazenamento de produtos químicos, 56. Armazenamento de produtos embalados, 56. Armazenamento de materiais fornecidos a granel, 56. Produtos sólidos, 56. Produtos líquidos, 57. Gases, 57. Transferência de produtos químicos, 57. Produtos embalados, 57. Produtos a granel, 59. Empregos de produtos químicos para tratamento de água, 60. Principais produtos químicos utilizados no tratamento de água, 61. Sulfato de alumínio, 61. Sulfato de alumínio sólido, 62. Embalagem e armazenamento, 62. Dosagem a seco, 62. Dosagem por via úmida, 63. Sulfato de alumínio em solução, 64. Transporte e armazenamento, 65. Dosagem, 65. Aplicação do sulfato na água a ser tratada, 65. Materiais para tanques, tubulações e válvulas, 67. Sulfato ferroso, 69. Sulfato ferroso clorado, 70. Cloreto férrico, 70. Silicato de sódio, 70. Polieletrólitos, 71. Armazenamento, 71. Dosagem, 71. Cal virgem e cal hidratada, 71. Características, 71. Cal virgem, 72. Cal hidratada, 72. Extinção da cal virgem, 72. Transporte e armazenamento, 73. Cal virgem, 73. Cal hidratada, 74. Métodos de dosagem, 75. Dosagem de cal hidratada a seco, 75. Dosagem de cal hidratada por via úmida, 75. Dosagem de cal virgem seguida de extinção, 78. Carbonato de sódio, 78. Hidróxido de sódio, 79. Cloro, 79. Embalagem, 80. Transporte, 81. Armazenamento, 81. Transferência, 82. Alimentação dos dosadores, 82. Cloradores, 83. Medidas de segurança, 84. Hipoclorito de cálcio, 85. Hipoclorito de sódio, 85. Dióxido de cloro, 86. Preparação, 86. Usos, 86. Clorito de sódio, 86. Carvão ativado, 87. Armazenamento, 87. Dosagem, 88. Permanganato de potássio, 88. Armazenamento, 88. Usos, 88. Métodos de dosagem, 88.

19 COAGULAÇÃO E FLOCULAÇÃO

Introdução, 91. Colóides, 91. Classificação dos colóides, 91. Características principais dos colóides, 92. a) Tamanho das partículas, 92. b) Movimento browniano, 92. c) Efeito Tyndall, 93. d) Adsorção superficial, 93. e) Osmose, 93. f) Diálise e ultrafiltração, 93. g) Propriedades eletrocinéticas, 93. Considerações sobre coagulação e floculação, 95. Mecanismos para produzir a floculação, 95. a) Redução do potencial Zeta, 95. b) Fornecimento de energia, 96. c) Adição ou produção de compostos que promovam a aglomeração de partículas, 100. Fatores que afetam a floculação, 101. Natureza das partículas a serem removidas, 101. Tamanho das partículas, 102. Temperatura, 102.

91

Concentração da solução do coagulante, 102. Potencial Zeta das partículas, 102. Alcalinidade, 103. pH, 103. Coagulantes, 103. Produtos utilizados como auxiliares, 107. Sílica ativada, 107. Argila preparada (bentonita), 108. Flocos pré-formados, 108. Polímeros sintéticos ou naturais, 108. Técnicas e ensaios mais comuns para estudos de coagulação e floculação, 110. Algumas técnicas usuais para testes e ensaios de coagulação e floculação, 111. Ensaio de floculação, 111. Potencial Zeta, 113. Titulação coloidal, 114. Concentração residual de coagulante, 114. Número de filtrabilidade, 114. Refiltração em membranas⁶, 115. Contagem eletrônica de partículas⁶, 115. Condutividade, 115. Filtração em coluna piloto, 115. Filtração em papel filtro, 116. Algumas recomendações gerais acerca de ensaios de coagulação e de floculação, 116. Escolha de ensaios e testes, 116. Sugestões para a estimativa inicial de dosagens, 116. Referências bibliográficas, 119. Anexo – Ensaio de Jarros – *Jar Test*, 121. Referências bibliográficas, 130.

20 MISTURA E FLOCULAÇÃO

Introdução, 131. Conceitos básicos e definições, 132. Natureza da matéria suspensa na água, 132. Mecanismos de remoção, 132. Definições, 133. Dispersão, mistura, mistura rápida, 133. Coagulação, 133. Floculação, 133. Parâmetros básicos de dimensionamento, 134. Gradiente de velocidade, 134. Número de Camp, 134. Mecânica da união de partículas, 135. Sistemas de dispersão, 136. Misturadores mecânicos, 136. Tipos de tanques de mistura, 137. Dimensionamento de misturadores mecânicos, 138. Dimensionamento dos misturadores, 139. Misturadores hidráulicos, 141. Ressalto hidráulico, 141. Salto hidráulico, 143. Difusores, 144. Considerações sobre os diversos sistemas de dispersão, 145. Sistemas de floculação, 145. Critérios de projeto, 145. Sistemas de floculação, 147. Floculadores de chicanas – dimensionamento e projeto, 149. Floculadores mecanizados, 153. Floculadores de eixo vertical e horizontal, 153. Floculadores com agitador de paleta, 155. Floculadores com agitador tipo hélice, 155. Floculadores com agitador tipo turbina de fluxo axial, 156. Projeto e dimensionamento, 156. Floculadores mecânicos do tipo de paletas, 157. Floculadores mecânicos do tipo fluxo axial, 158. Recomendações gerais para o projeto, 160. Veiculação de água floculada, 161. Canalizações forçadas e orifícios, 162. Canalizações livres, 164. Exercícios resolvidos, 164. Referências bibliográficas, 167. Bibliografia recomendada, 168.

131

21 DECANTAÇÃO

Conceitos, 169. Velocidade de sedimentação, 169. Objetivos e aplicações da sedimentação, 170. Remoção de areia, 170. Remoção de partículas sedimentáveis finas, sem coagulação, 170. Retenção

169

de flocos: decantação após coagulação, 170. Tipos de decantadores, 170. a) Em função do escoamento da água, 170. b) De acordo com as condições de funcionamento, 170. Taxa de escoamento superficial, 171. Relação entre o comprimento e a largura, 171. Período de detenção, 172. Profundidade dos decantadores clássicos ou convencionais de escoamento horizontal, 172. Velocidade de escoamento das águas, 172. Número de decantadores, 173. Canal de alimentação dos decantadores — canal de água floculada, 173. Projeto do canal de distribuição, 173. Critério apresentado por H. Hudson, 174. Critério da carga (energia disponível), 175. Dispositivos para entrada da água nos decantadores, 176. Cortinas distribuidoras dos decantadores, 176. Dispositivos de saída dos decantadores, 178. Calhas coletoras para água decantada, 178. As calhas, 178. Limpeza dos decantadores, 181. Mecanização dos decantadores clássicos, 181. Decantadores acelerados, compactos com contato de sólidos, 181. Decantadores com escoamento laminar, 182. Referências bibliográficas, 182. Anexo — Experiência brasileira no projeto de sedimentadores, 183. Bibliografia recomendada, 195.

22 FILTROS RÁPIDOS DE GRAVIDADE

Taxa de filtração, 197. Número de filtros e tamanho máximo, 197. Filtros simples e filtros duplos, 198. Forma e dimensões dos filtros, 198. Espessura das camadas e altura da caixa do filtro, 199. Meio filtrante, 199. Filtros de areia, 199. Filtros de duas camadas (antracito e areia), 200. Filtros de três camadas, 201. Camada suporte, 201. Fundo dos filtros, 201. Controle dos filtros, 202. Detalhes de execução, 205. Lavagem dos filtros, 206. Tubulações imediatas, 206. Lavagem dos filtros: expansão do material filtrante, 207. Quantidade de água de lavagem, 207. Calhas para a água de lavagem, 207. Volume do reservatório de água para lavagem, 210. Bombas de recalque para o reservatório de água para lavagem, 210. Fixação da altura do reservatório de água para lavagem, 211. Lavagem auxiliar, 212. Seqüência para o projeto de filtros, 213. Filtros de fluxo ascendente, 213. Funcionamento, 214. Aperfeiçoamentos, 215. Qualidade da água bruta, 215. Estrutura dos filtros — material filtrante, 215. Fundos de filtros, 216. Taxas de filtração e de lavagem, perda de carga, 216. Resultados, vantagens e inconvenientes, 216. Aplicações, 217. Variantes com tratamentos complementares, 218. Experiência de Colatina, 218. Superfiltração: dupla filtração, 219. Tipos de superfiltros, 220. Parâmetros de projeto, 220. Material filtrante e camadas suporte, 223. Qualidade da água bruta, 223. Descrição do funcionamento, 223. Filtração direta, 226. Referências bibliográficas, 226.

23 FILTRAÇÃO LENTA

Histórico, 229. Características básicas de um filtro lento de areia,

197

231. Camada de água superficial, 231. Leito filtrante, 232. Sistema de drenagem, 232. Sistema de válvulas para operação e controle, 232. “Mecanismos” da filtração em filtros lentos de areia, 232. “Mecanismos” de transporte, 233. a) Efeito de coar, 233. b) Interceptação, 233. c) Inércia, 233. d) Sedimentação, 234. e) Difusão, 234. f) Ação hidrodinâmica, 234. g) Floculação ortocinética, 235. “Mecanismos” de aderência, 235. a) Atração eletrostática, 235. b) Forças de van der Waals, 236. c) Hidratação, 236. d) “Mecanismos” de soltura, 236. Mecanismos de purificação, 236. Aplicabilidade dos filtros lentos, 237. Vantagens, 238. Qualidade da água tratada, 238. Custo e facilidade de construção, 239. Custo e facilidade de operação, 239. Conservação de água, 239. Disposição de lodo, 239. Projeto e características construtivas básicas, 240. Vazão de projeto, 240. Taxa de filtração, 240. Área de filtro necessária: taxa constante e taxa declinante, 240. Número de unidades, 242. Altura da lâmina de água sobre a areia, 243. Leito filtrante, 243. Sistema drenante, 244. Altura total do filtro, 246. Sistema de controle, 247. Cobertura dos filtros, 248. Operação e manutenção, 249. Partida e pré-operação, 249. Operação, 249. Limpeza do filtro, 250. Reposição de areia, 251. Pré-tratamento, 253. Em prol da filtração lenta, 255. Referências bibliográficas, 256. Anexo — Características básicas de algumas instalações brasileiras de filtros lentos de areia, 257.

24 DESINFECÇÃO

Generalidades, 275. Eficiência da desinfecção, 275. Velocidade da desinfecção, 276. Agentes desinfetantes, 277. Atributos para os desinfetantes, 277. Desinfecção pelo cloro, 277. Histórico, 277. Fundamento da cloração da água, 278. a) Finalidades do uso do cloro, 278. b) Reações do cloro com várias substâncias, 279. Mecanismo da desinfecção, 283. Dados práticos para cloração das águas de abastecimento, 283. Dosagens para água de abastecimento público, 285. Tipos de cloração, 286. a) Com cloro residual combinado, 286. b) Com cloro residual livre, 287. Outros propósitos da cloração, 287. a) Desinfecção de redes novas de abastecimento público, 287. b) Desinfecção de rede já reparada, 288. c) Desinfecção de pequenos reservatórios, 288. d) Desinfecção de reservatórios maiores, 288. Dosagem de cloro e capacidade dos dosadores, 288. Fontes de cloro disponível, 289. a) Cloro gasoso, 289. b) Hipoclorito de sódio (NaOCl), 290. c) Hipoclorito de cálcio $\text{Ca}(\text{OCl})_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$, 290. d) Cal clorada ($\text{CaO} \cdot \text{Cl}_2$), 290. e) Água de lavadeira ou água sanitária, 290. f) Dióxido de cloro, 290. Equipamentos utilizados para aplicação de cloro, 291. a) Aplicação de cloro-gás, 291. b) Aplicação de solução aquosa de produtos desinfetantes clorados, 294. Aparelhos comparadores para cloro residual, 295. Controle da desinfecção, 296. A comunidade³², 297. Desinfecção pelo ozo-

275

229

aplicados em instalações grandes. Frequentemente exigem pressão de água de 2 até 7 m, dependendo da altura que se deseja para o jato e, portanto, do tempo de exposição especificado.

Um aerador de repuxo compreende tubulações sobre um tanque de coleta de água, dotadas de uma série de bocais de aspersão. A água, distribuída uniformemente pelos bocais, sai através dos mesmos com uma velocidade alta em função da pressão inicial (carga hidráulica).

Para o caso de jato vertical a água deixa o bocal, eleva-se até uma altura h com movimento retardado e cai para o tanque fazendo o percurso inverso (movimento acelerado). O tempo de exposição T , nesse caso, abrange a elevação e a queda. As seguintes fórmulas da hidráulica podem ser aplicadas:

$$\text{Altura de elevação } h = C_V^2 H$$

$$\text{Velocidade de saída no bocal } V_o = C_V \sqrt{2gH}$$

$$\text{Área do bocal } S = \frac{q}{V_o}$$

$$\text{Tempo de exposição } T = \frac{2 V_o}{g}$$

em que C_V é o coeficiente de velocidade do bocal (0,80 a 0,95), H é a carga hidráulica total no bocal (pressão de água), q é a vazão em cada bocal e g é a aceleração da gravidade ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$). Os aeradores de jatos verticais apresentam a vantagem de fornecer um maior tempo de exposição para um determinado valor da carga hidráulica. Mas, em compensação, há interferência entre os jatos que se elevam e as gotas que descem.

A fórmula que fornece o tempo de exposição é a seguinte:

$$t = 2 C_V \sin \theta \sqrt{\frac{2H}{g}}$$

onde θ é o ângulo de saída do aspersor em relação à horizontal.

Esse tipo de aeradores é dimensionado para cargas entre 270 e 815 $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$ e permite remoções de gás carbônico superiores a 70%.

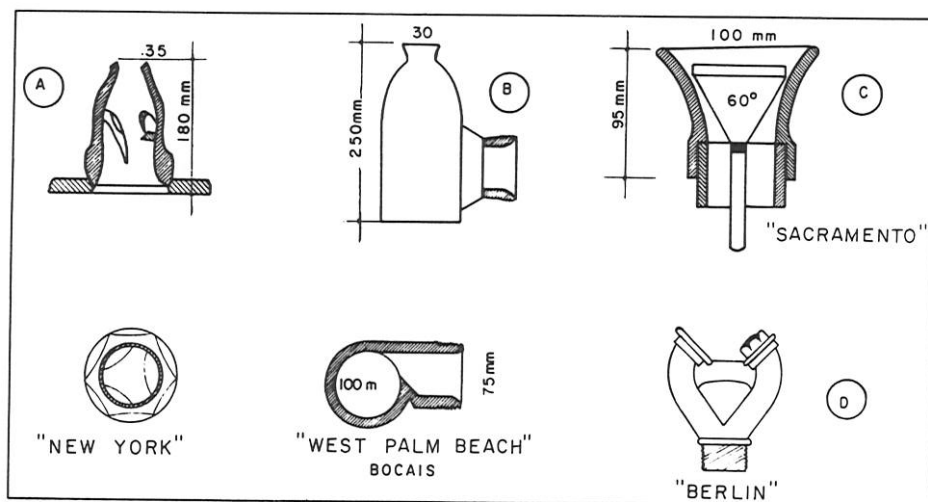


Figura 17.3 — Alguns tipos de bocais para aeradores de repuxo.

Aeradores por borbulhamento

Estes aeradores consistem, via de regra, de tanques retangulares, nos quais se instalam tubos perfurados, placas ou tubos porosos difusores que servem para distribuir ar em forma de pequenas bolhas. Essas bolhas tendem a flutuar e escapar pela superfície da água. Entretanto, para dilatar o tempo de contato, faz-se com que a água avance em fluxo de espiral ao longo do tanque. Isto é conseguido colocando-se os difusores junto a uma das paredes do tanque. A relação largura – profundidade deve manter-se inferior a 2. Geralmente a profundidade varia entre 2,75 e 4,50 m. O comprimento é calculado levando-se em consideração o tempo de permanência que varia entre 10 a 30 minutos. A quantidade de ar requerida para a operação varia entre 75 e 1 125 litros para cada metro cúbico de água aerada.

EXEMPLOS

Verifica-se, através de experiências e ensaios, que a construção de um aerador pode trazer reais benefícios para uma determinada estação de tratamento de água com capacidade para purificar 50 l/s (20 000 hab). Dimensionar dois tipos de aeradores:

a) Aerador tipo cascata

Serão consideradas três plataformas circulares, adotando-se uma taxa de aplicação de 800 $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$.

Área da maior plataforma (inferior):

$$A = \frac{0,050 \times 86\,400}{800} = 5,4 \text{ m}^2$$

Diâmetro:

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 5,4}{3,14}} = 2,65 \text{ m}$$

Plataforma menor (superior): 1,60 m
Plataforma intermediária: 2,13 m
Separação (altura parcial) das plataformas: 0,35 m
Diâmetro do tanque inferior: 3,50 m

b) Aerador de repuxo

Sobre um tanque de 3,50 x 5,00 m será instalada uma tubulação em forma de U, com tubos de 150 mm (6"), dotados de 6 bocais simples em cada ramo (total 12 bocais). A pressão na tubulação será de 4,50 m.

$$\text{Vazão por bocal} = \frac{50}{12} = 4,2 \text{ l/s}$$

$$\text{Altura dos jatos: } h = C_V^2 H = 0,85^2 \times 4,50 = 3,25 \text{ m}$$

Velocidade inicial da água (na saída do bocal):

$$V_o = C_V \sqrt{2gH} = 0,85 \sqrt{2 \times 9,8 \times 4,50} = 8,00 \text{ m/s}$$

Seção de escoamento:

$$s = \frac{q}{V_o} = \frac{0,0042}{8} = 0,00052 \text{ m}^2$$

Os bocais terão praticamente 26 mm (aproximadamente 1").

Tempo de exposição:

$$T = \frac{2V}{g} = \frac{2 \times 8}{9,8} \approx 1,6 \text{ seg}$$

Espaçamento entre os bocais: 0,75 m

Espaçamento entre os dois ramos de tubulação: 1,50 m

Perda de carga em um ramo de tubulação:

$$D = 150 \text{ mm}$$

$$L = 3,75 \text{ m}$$

$$Q = \frac{50}{2} = 25 \text{ l/s}$$

$$J = 0,022 \text{ m/m } (C = 100)$$

$$hf = \frac{J \times L}{3} = \frac{0,022 \times 3,75}{3} = 0,027 \text{ m (desprezível)}$$

REMOÇÃO DE FERRO

Presença de ferro

O caminho seguido pelas águas na natureza condiciona as impurezas que elas adquirem. Assim como se apresentam águas de grande pureza que se acumulam nos glaciais, ocorrem águas com elevado teor de cálcio (em decorrência de terrenos calcários), águas ferruginosas, etc.

No Brasil são comuns as águas com teores de ferro, particularmente aquelas captadas em terrenos antigos e aluviões. Às vezes, além de compostos de ferro ocorrem também impurezas de manganês. Teores elevados de ferro são encontrados com maior frequência nos seguintes casos:

- águas superficiais, com matéria orgânica, nas quais o ferro se apresenta ligado ou combinado com a matéria orgânica e, frequentemente, em estado coloidal;
- águas subterrâneas (poços, fontes e galerias de infiltração), agressivas (pH baixo), ricas em gás carbônico e sem oxigênio dissolvido, sob a forma de bicarbonato ferroso dissolvido;
- águas poluídas por certos resíduos industriais ou algumas atividades de mineração.

Inconvenientes

Os teores excessivos de ferro nas águas apresentam vários inconvenientes:

- mancham tecidos, roupas, utensílios, aparelhos sanitários, etc.;
- causam sabor desagradável, “metálico”;
- prejudicam a preparação de café e chá;
- interferem nos processos industriais (fabricação de papel, tecidos, tinturarias e cervejarias) etc.;
- podem causar depósitos e incrustações;
- podem possibilitar o desenvolvimento de bactérias ferruginosas nocivas (Crenothrix).

Os padrões de água potável geralmente limitam o teor de ferro a 0,3 mg/l. As águas contendo ferro dissolvido na forma de carbonato ferroso podem conduzir a graves enganos. Na ausência de oxigênio são límpidas e de aparência agradável, podendo induzir o técnico à sua utilização sem maior cuidado. Entretanto, após contato com o ar, o bicarbonato oxida-se e precipita-se, ocasionando o mau aspecto.

Processos de remoção

Entre os vários processos para remoção de ferro nas águas, incluem-se a aeração seguida de contato ou filtração e a aeração seguida de coagulação, decantação e filtração.

A escolha do processo dependerá da forma como as impurezas de ferro se apresentam. No caso de águas limpas que prescindem de tratamento químico, como as

águas subterrâneas (poços, fontes, galerias de infiltração), contendo bicarbonato ferroso dissolvido (na ausência de oxigênio) o primeiro processo é o mais indicado.

Constrói-se um aerador do tipo de tabuleiro, seguido por um filtro (lento ou rápido, conforme o caso) ou então por um leito de contato, (leito de material granular, à semelhança de um filtro grosso).

Se o ferro estiver presente junto com a matéria orgânica, as águas, em geral, não dispensarão o tratamento químico (coagulação e precipitação) e a filtração. A instalação completa compreenderá então as unidades clássicas de uma estação de tratamento com aeração inicial (aeração, floculação, decantação e filtração). Sempre que forem captadas águas com teores elevados de ferro, é muito importante verificar a

forma e o estado em que se apresentam essas impurezas. As determinações e os ensaios de laboratório podem oferecer valiosas informações para os projetistas.

Manganês

Quando presente nas águas causa inconvenientes semelhantes, porém muito mais graves do que os provocados pelas impurezas de ferro.

O manganês ocorre mais raramente do que o ferro, mas quando acontece, quase sempre ocorre juntamente com o ferro.

Os processos gerais de remoção são semelhantes para os compostos de ambos. O manganês, porém, é de remoção mais difícil do que o ferro, exigindo uma investigação cuidadosa.

As Figs. 17.4 e 17.5 mostram dois tipos de instalações para remoção de ferro.

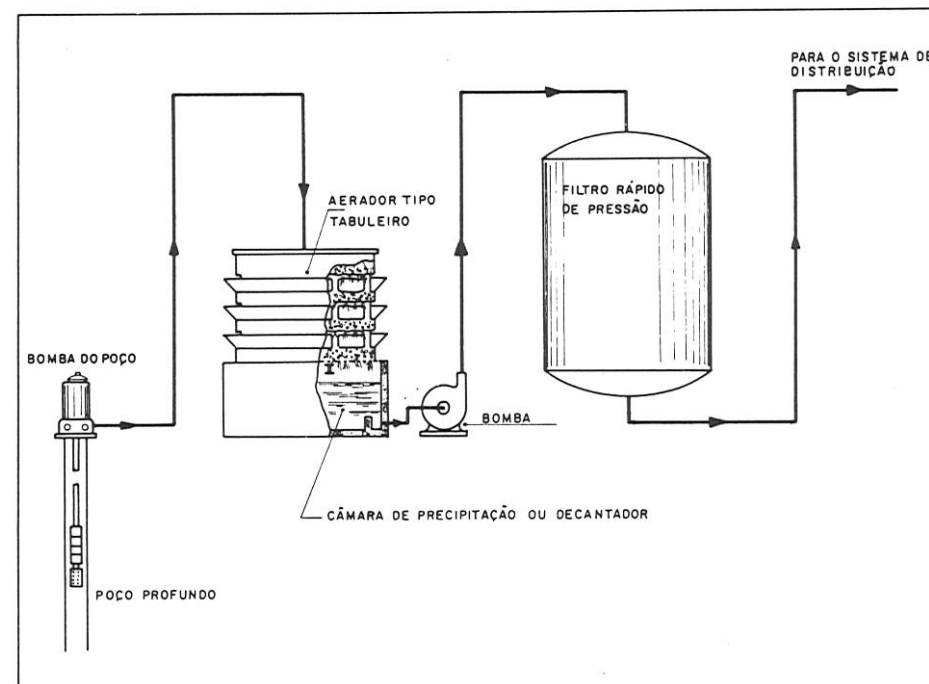
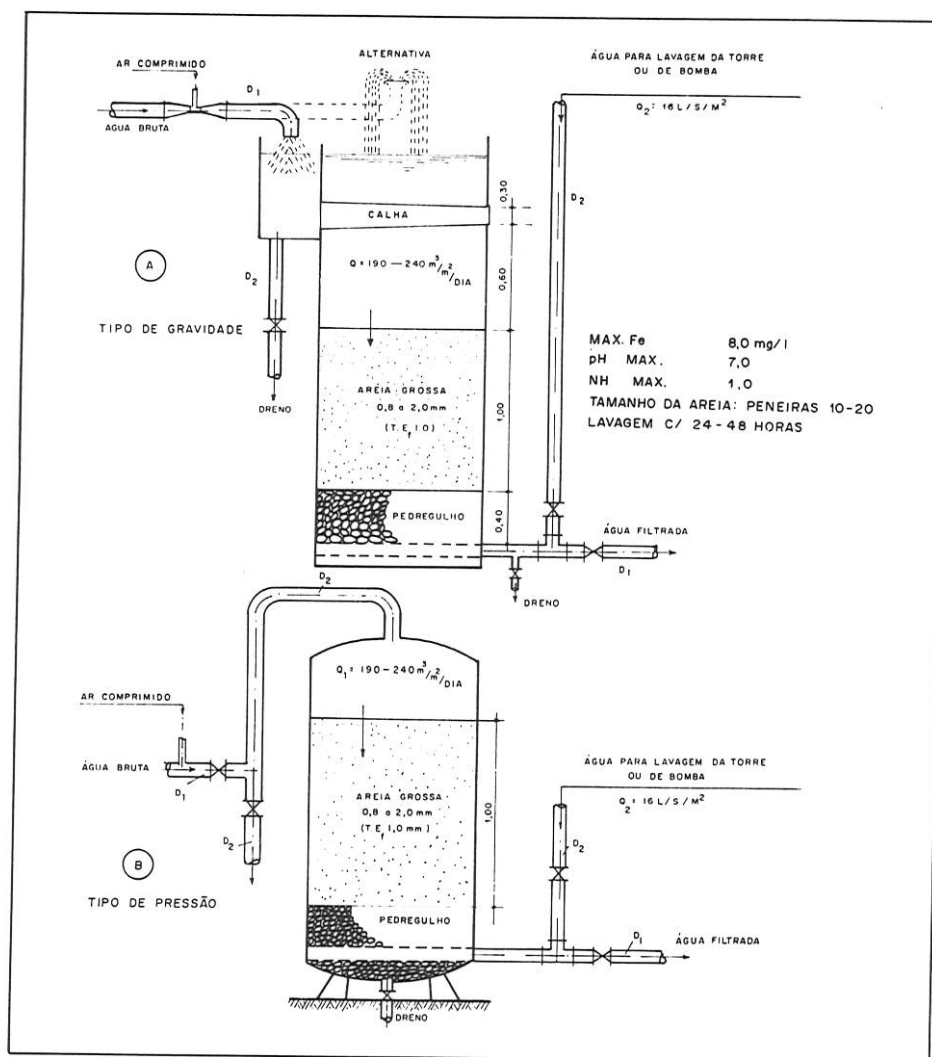


Figura 17.4 — Instalação típica de remoção de ferro.



CAPACIDADE			ÁREA m ²	VAZÃO DE LAVAGEM		D ₁	D ₂
LL/h	m ³ /D	L/S		1 FILTRO	2 FILTRO		
5000	120	1,4	0,5	8	4	1 1/2"	2 1/2"
10000	240	2,8	1,0	16	8	2"	4"
20000	480	5,6	2,0	32	16	3"	6"
40000	960	11,1	4,0	64	32	4"	8"
80000	1920	22,2	8,0	128	64	6"	10"

Figura 17.5 – Filtros para remoção de ferro.

Capítulo 18

PRODUTOS QUÍMICOS
Dosagem e Aplicação

Claudio Manfrini*

TRATAMENTO QUÍMICO DAS
ÁGUAS

Muitas características das águas, consideradas inconvenientes, podem ser removidas pelo uso de produtos químicos, cuja ação se faz sentir de diversas maneiras. Alguns produtos são utilizados para reagir entre si, ou reagir com a água e com compostos presentes na água a ser tratada, formando um novo produto capaz de promover a remoção pretendida. O sulfato de alumínio, por exemplo, reagindo com a alcalinidade produz hidróxido de alumínio. Outros produtos são utilizados para reagir com compostos que conferem à água características inconvenientes, formando novos produtos que, ou são insolúveis ou não causam os problemas que eram encontrados. É o caso do cloro reagindo com o ferro, precipitando-o. Alguns produtos químicos agem por suas propriedades químicas ou físicas, alterando o pH da água, evitando fenômenos de corrosão, impondo sua capacidade de absorção ou destruindo microrganismos.

O tratamento químico pode ser feito visando, entre outras, as seguintes alterações:

– remoção de partículas em suspensão obtida mediante produtos capazes de

coagular colóides e de formar partículas floculentas dotadas de grande capacidade de adsorção. A ação desses produtos pode ser incentivada por meio de auxiliares de coagulação;

- ajustagem de pH da água, mediante o uso de álcalis ou de ácidos, a fim de que certas reações ou fenômenos se realizem;
- redução da corrosividade das águas;
- remoção de excesso de sais de cálcio e de magnésio, responsáveis pela dureza das águas, por meio da adição de produtos capazes de com eles se combinarem, formando compostos insolúveis;
- redução do teor de compostos presentes na água, pela ação oxidante de certos produtos;
- controle de problemas de sabor e de odor por meio de produtos que, ou se combinam quimicamente com os agentes causadores do problema ou exercendo uma ação de adsorção, removem da água esses agentes;
- remoção ou controle de desenvolvimento de microrganismos alcançado mediante o uso de desinfetantes;
- adição ou remoção de flúor, a fim de que seu teor na água fique dentro dos limites permissíveis.

* Engenheiro Sanitarista e Consultor.

DOSAGEM DE PRODUTOS QUÍMICOS

Para que o produto exerça a ação pretendida deve ser aplicado à água na quantidade necessária para obter-se um teor pré-fixado. A essa aplicação controlada, dá-se o nome de dosagem do produto químico. O termo "dosagem" vem sendo usado também para designar o teor necessário de um produto, para que ele possa exercer uma certa ação. Tem sido usado o termo "dosar" para designar o ato de aplicar um produto químico em quantidades controladas na água. O teor é expresso em peso por unidade de volume de água, como por exemplo, mg/l ou g/m³. Já foi usada a designação "partes por milhão" (ppm), que é equivalente a mg/l.

Como o tratamento da água é, em geral, um processo contínuo em que a água a ser tratada flui com uma certa vazão, torna-se necessário proceder a uma dosagem também contínua. Para isso, utilizam-se aparelhos denominados dosadores, capazes de adicionar à água o produto químico desejado, de modo a alcançar o teor pré-fixado.

Métodos de dosagem

Para a dosagem de produtos sólidos os mesmos podem ser previamente dissolvidos ou colocados em suspensão em água, dosando-se essa solução ou suspensão. É o que se denomina dosagem por via úmida. A dosagem direta de produtos sólidos, sem colocá-los em solução ou em suspensão, denomina-se dosagem a seco. Os produtos líquidos podem ser dosados, tal como se apresentam, ou após dissolução prévia em água. Os produtos gasosos são, em geral, dosados no próprio estado gasoso.

Consumo de produtos químicos

O consumo de produtos químicos é expresso pela quantidade de produtos na unidade de tempo. Pode ser expresso em

peso (g, kg ou t) pela unidade de tempo (s, min, hora, dia, mês ou ano). O consumo de soluções é expresso em volume (cm³, litro, m³) pela unidade de tempo.

Na fixação do consumo é importante levar em conta as impurezas presentes no produto químico. Se o percentual de impureza é igual a P_i , a dosagem pretendida é D , e a vazão de água a tratar é Q , o consumo C em unidades análogas às usadas para expressar a dosagem e a vazão, será:

$$C = \frac{100 D}{100 - P_i} Q$$

Quando as unidades não forem análogas deverão ser usados fatores de conversão.

EXEMPLO:

Pretendendo-se dosar 0,6 mg/l de flúor em uma vazão de 300 litros de água por minuto, utilizando-se fluoreto de sódio com teor de impurezas de 3,5%, determinar o consumo diário desse composto.

Solução:

Peso atômico do sódio	23
Peso atômico do flúor	19
Fórmula química do fluoreto de sódio	NaF
Peso molecular do fluoreto de sódio	42

Resulta para dosagem de fluoreto de sódio, a fim de ser obtido 0,6 mg de íon F⁻:

$$\frac{42 \times 0,6}{19} = 1,33 \text{ mg/l} = 1,33 \text{ g/m}^3$$

Vazão de água 300 l/min = 0,3 m³/min.
Consumo:

$$C = \frac{100 \times 1,33}{100 - 3,5} \times 0,3$$

$$C = 0,415 \text{ g/min.}$$

ou seja:

$$0,415 \text{ g/min} \times 1440 \text{ min/dia} = 596,0 \text{ g/d} = 0,596 \text{ kg/d} \approx 0,6 \text{ kg/d}$$

Controle da dosagem

A quantidade de produto químico aplicada na água deve ser constante se a vazão e as características da água forem constantes. Se, entretanto, a vazão ou as características variarem, torna-se necessário reajustar a quantidade aplicada de modo a ser alcançado o resultado pretendido. Ao reajuste da quantidade aplicada dá-se o nome de controle da dosagem.

O controle da dosagem pode ser feito manual ou automaticamente, mediante a medida de um certo parâmetro. Pode ser feito também automaticamente, mediante um programa pré-fixado.

Controle manual

O controle manual é usado quando as variações de vazão ou de características ocorrem lentamente ao longo do tempo, ou quando essas variações são previsíveis.

As variações ocorrendo lentamente poderão ser seguidas pelo operador da instalação que irá alterando as dosagens, de modo a obter o efeito desejado dentro da eficiência considerada satisfatória.

São variações previsíveis, as variações de

características decorrentes de precipitações atmosféricas e de alterações de temperatura ambiente. São também previsíveis as variações de vazão decorrentes de ajustes impostos para atender a alterações de demanda. Ao ocorrer tais variações, o operador modificará as dosagens para novos valores, compatíveis com as variações constatadas.

Controle automático

O controle automático é usado quando a água apresenta variações apreciáveis e frequentes. É exercido mediante um equipamento que mede, continuamente, uma característica da água e ajusta a dosagem de modo a manter constante um parâmetro relacionado com a medida feita.

Um exemplo de controle automático é o efetuado através da medida de vazão; o equipamento automático altera as quantidades dosadas de modo a manter constante o teor dos produtos (Fig. 18.1). Outro exemplo, é o controle baseado na fixação do pH da água tratada: o equipamento altera a dosagem dos produtos que ajustam o pH no valor pré-fixado, qualquer que seja a vazão e as características da água bruta (Fig. 18.2).

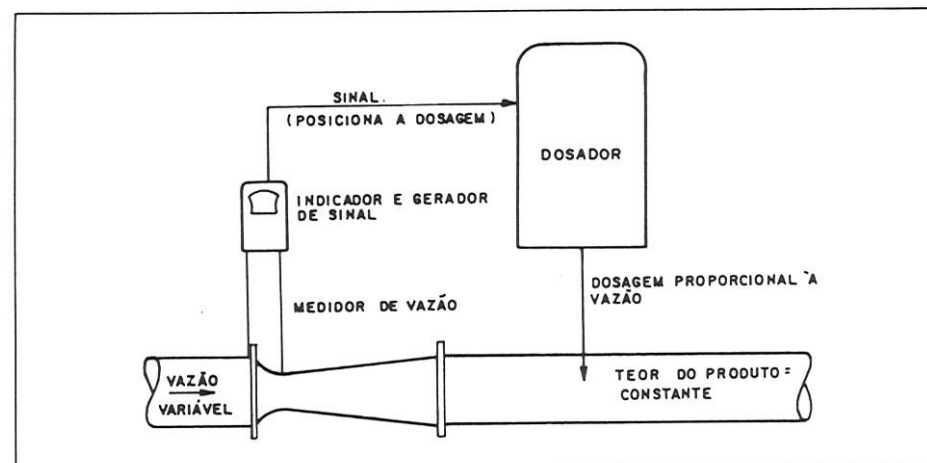


Figura 18.1 – Controle automático por medida de vazão.

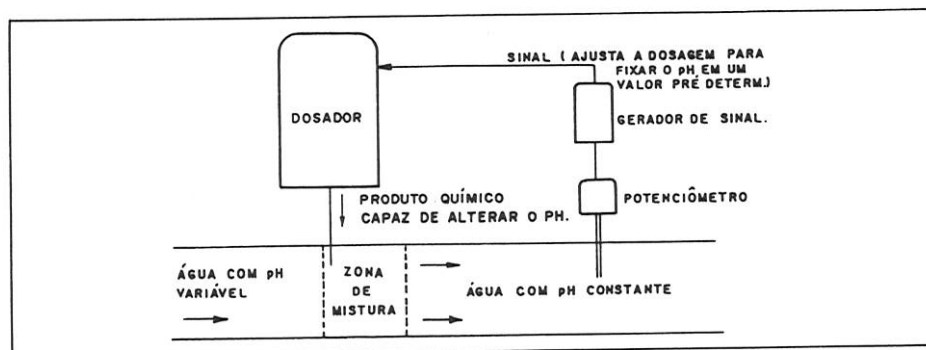


Figura 18.2 – Controle automático por fixação do pH.

Controle programado

É usado quando as variações são função do tempo ou quando pode ser associado a uma indicação simples, não exigindo, dessa forma, equipamentos complexos. Presta-se para dosagens sujeitas a grandes variações, porém que não exigem grande precisão. Um exemplo de aplicação é o de sistema de cloração condicionado ao regime de funcionamento de bombas (Fig. 18.3).

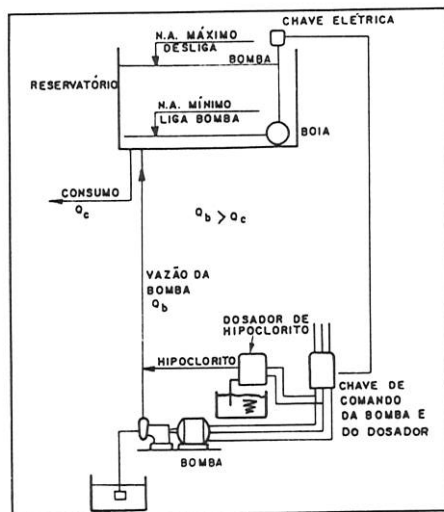


Figura 18.3 – Sistema de controle programado para cloração.

DOSADORES DE PRODUTOS QUÍMICOS

Os dosadores de produtos químicos são dispositivos capazes de liberar quantidades pré-fixadas desses produtos na unidade de tempo, dispondo de meios para permitir o ajuste da quantidade liberada, dentro de limites que caracterizam sua capacidade. Em geral, possuem uma escala que permite determinar a dosagem que está sendo procedida.

Dosadores a seco

Usados para a dosagem de produtos secos, medem a quantidade liberada volumétrica ou gravimetricamente. A escolha do tipo do dosador a seco, leva em conta os seguintes aspectos:

- os dosadores volumétricos são mais robustos que os dosadores gravimétricos;
- os dosadores gravimétricos são mais exatos que os dosadores volumétricos;
- os dosadores volumétricos não podem ser usados para produtos químicos que apresentam índice de vazão inconstante, a menos que o erro resultante possa ser tolerado, ou a menos que exista um controle automático como o apresentado na Fig. 18.2

O material a ser dosado é contido em um silo, situado diretamente sobre o dispositivo dosador. Esse silo, nos casos de consumo baixo, pode ser recarregado manualmente. Nos casos de consumo elevado, a recarga pode ser feita mediante equipamento adequado. No interior do silo pode ser instalado um dispositivo indicador do nível de produto disponível, capaz inclusive de acionar alarme, quando é atingida uma situação crítica (silo cheio ou silo vazio) e de acionar um equipamento mecânico para recarga.

Para alguns produtos químicos, o dosador pode ser colocado diretamente acima do ponto em que o produto será aplicado na água. É entretanto mais prático, e por isso mais usual, ou absolutamente necessário, promover uma pré-diluição do produto dosado em uma caixa colocada diretamente sob o dosador e transportar hidraulicamente a solução (ou suspensão) até o ponto de aplicação. A caixa de diluição deve receber uma vazão de água razoavelmente constante. Para isso, deve ser previsto um sistema como, por exemplo, o constituído por uma tubulação de alimentação, cuja pressão seja constante ao longo do tempo. Caso essa condição não esteja presente, ocorrerão variações na dosagem, função da variação da vazão, da capacidade do tanque de diluição, e da distância do tanque ao ponto de aplicação.

Para facilitar a diluição, no tanque existe um agitador acionado eletricamente. Somente no caso do produto se dissolver com grande facilidade, poderá ser usado o próprio turbilhonamento causado pela entrada de água, para promover a necessária dissolução.

Dosadores a seco, volumétricos

Na maioria dos dosadores a seco, a medida do volume liberado é feita mediante a formação de uma camada uniforme, sobre uma superfície que se desloca com veloci-

dade constante. Pela alteração da velocidade de deslocamento, ou pelo aproveitamento parcial da camada, ou pela alteração da espessura da camada formada, ou ainda, pela associação dessas alterações, é possível obter a dosagem desejada.

Na saída do silo de alimentação do dosador existe um dispositivo adequado para promover a alimentação contínua do medidor de volume.

Entre outros, encontram-se os seguintes tipos de dosadores volumétricos:

- disco giratório, com eixo vertical (Fig. 18.4). Nesse tipo, a medida de volume é feita pela deposição de uma camada uniforme do produto químico sobre um disco giratório. A dosagem é ajustada mediante o aproveitamento parcial da camada do produto formada sobre o disco. Para isso existe uma peça que pode se deslocar sobre o disco, de modo a raspar uma área correspondente a uma coroa circular, retirando, assim, um volume na unidade de tempo, ajustável de acordo com as necessidades. O deslocamento do raspador é feito através de sistema que permite o ajuste, sem paralisação do equipamento. Além disso, mediante polias escalonadas, é possível mudar a velocidade do disco, fazendo com que um mesmo equipamento cubra diferentes faixas de trabalho;
- bandeja oscilante sobre a qual se forma a camada uniforme e em que o ajuste da dosagem é feito pela alteração do percurso da oscilação da bandeja (Fig. 18.5). A alteração da velocidade de oscilação, mediante polias escalonadas, aumenta a faixa de aplicação do equipamento;

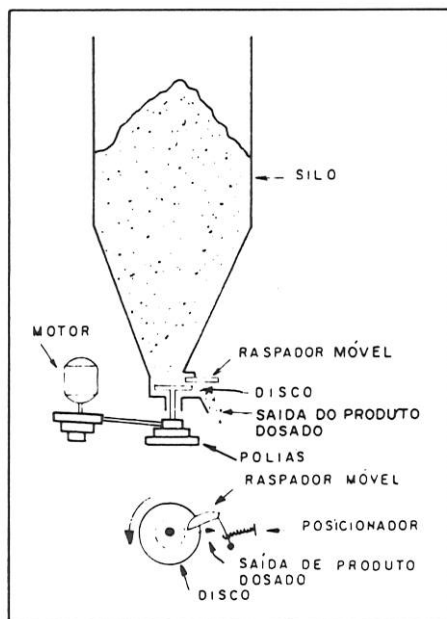


Figura 18.4 - Dosador por disco giratório com eixo vertical.

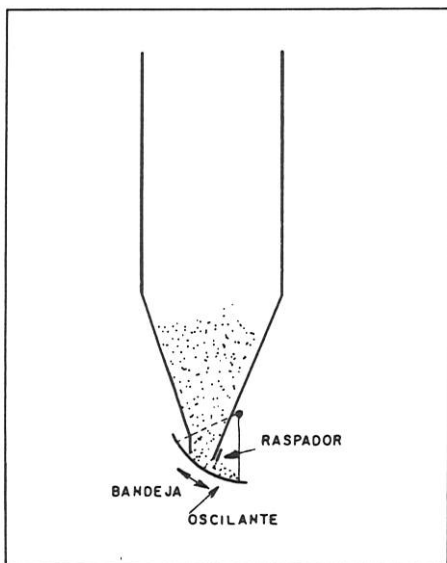


Figura 18.5 - Dosador por bandeja oscilante.

- cilindro giratório com eixo horizontal. Nesse tipo, a medida de volume é feita pela deposição de uma camada uniforme do produto químico sobre um cilindro. A dosagem é ajustada por meio da alteração da velocidade de rotação do cilindro, ou da alteração da largura da camada que se forma sobre o cilindro (Fig. 18.6);

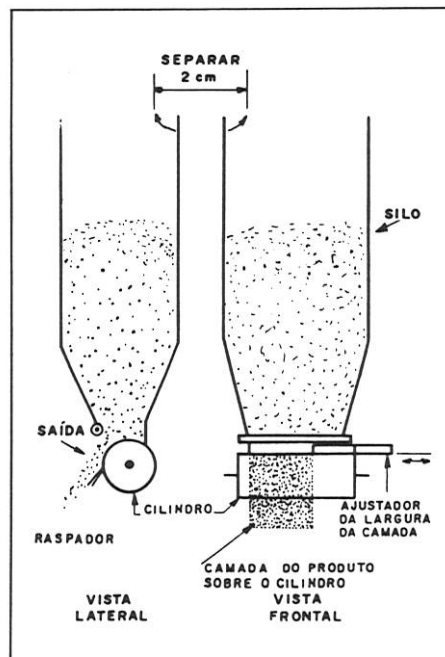


Figura 18.6 - Dosador por cilindro giratório com eixo horizontal.

- hélice que funciona mergulhada na massa de produto a ser dosado, o qual é arrastado pela sua movimentação, no sentido do eixo de rotação (Fig. 18.7). O ajuste da dosagem é feito pela alteração da velocidade de rotação, ou por meio de seu funcionamento intermitente. Nesse caso, o tempo de funcionamento é proporcional à dosagem desejada.

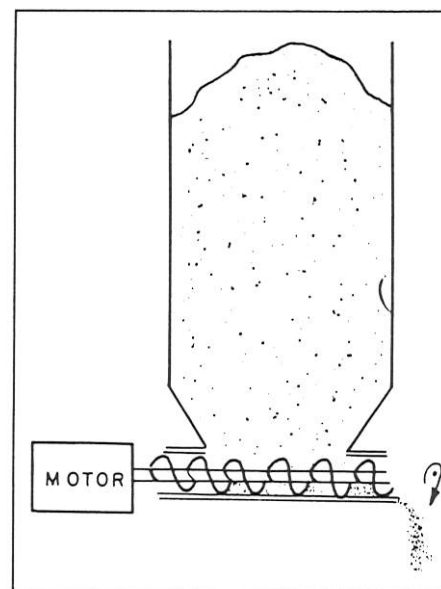


Figura 18.7 - Dosador por hélice.

Dosadores a seco, gravimétricos

A medida da quantidade liberada pode ser feita por pesagem do material, ou por diferença de pesagem do material disponível para ser dosado.

Para a pesagem do material liberado este é depositado continuamente sobre uma correia transportadora que passa sobre a plataforma de uma balança (Fig. 18.8) regulada para receber um peso que corresponde à dosagem desejada. Quando o peso do material depositado sobre a correia não for igual ao peso pré-fixado, uma válvula reajusta a quantidade do material de modo a equilibrar o sistema. A variação da velocidade da correia aumenta a faixa de dosagem.

Os dosadores que medem a quantidade do material por diferença de pesagem são constituídos por um silo que contém o material e que se apoia em uma balança

equilibrada por um contrapeso móvel. A movimentação do contrapeso se faz com uma velocidade proporcional à dosagem pretendida e no sentido correspondente ao equilíbrio de cargas sucessivamente menores. Em qualquer instante a carga de produto existente no silo deve ser equilibrada pelo contrapeso que está se deslocando. Quando a carga do silo se torna superior àquela que seria equilibrada, abre-se a saída do produto até que o equilíbrio seja restabelecido. Nesse momento, a saída do produto se reduz ou se fecha (Fig. 18.9).

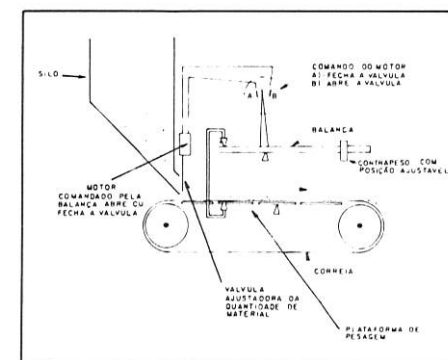


Figura 18.8 - Dosadores a seco. Medição por pesagem.

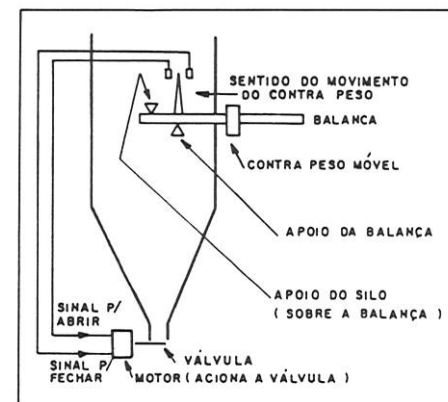


Figura 18.9 - Dosadores a seco. Medição por diferença de pesagem.

Dosadores de Líquidos

Usados para dosagem por via úmida ou para dosagem de líquidos, fundamentam-se em medidores de vazão ou em dispositivos medidores volumétricos. Como medidores de vazão são usados orifícios, venturis, rotâmetros e medidores magnéticos. Como medidores volumétricos são usadas bombas de diafragma, bombas de pistão e recipientes calibrados. Prestam-se para dosar soluções ou suspensões, desde que estas possam ser mantidas com teor uniforme mediante agitação e não interfiram com as partes constituintes do dosador utilizado. Entre outros, encontram-se os seguintes tipos de dosadores:

Orifícios variáveis sob carga constante

A carga constante pode ser obtida por meio de válvula comandada por bóia ou por meio de extravasor. Neste caso é necessário prever uma recirculação da vazão excedente que chega no dosador. A recirculação, feita por meio de bomba, presta-se para manter materiais sedimentáveis em suspensão, tanto nas tubulações como no próprio dosador (Figs. 18.10 e 18.11).

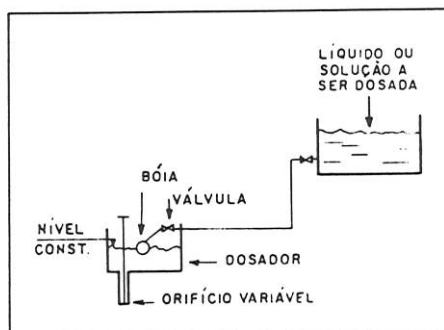


Figura 18.10 – Dosadores de líquido a nível constante.

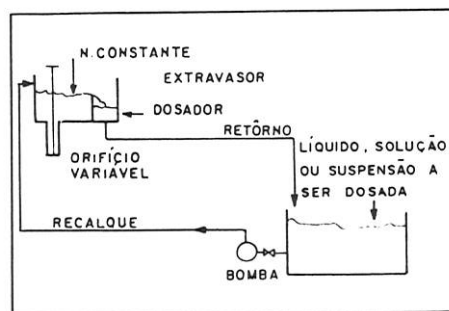


Figura 18.11 – Dosador de líquido a nível constante com extravasor para retorno.

Quando o nível constante é obtido por meio de bóia, o dosador pode receber solução por gravidade, ou mediante recalque. No primeiro caso é necessário instalar o dosador em nível tal que a válvula comandada pela bóia possa fornecer ao aparelho a vazão a ser dosada mesmo que o reservatório que contém a solução esteja no seu nível mínimo. É necessário que a carga mínima que poderá atuar na referida válvula seja suficiente para fazer passar pela mesma uma vazão igual à vazão dosada. No segundo caso é necessário instalar um tubo para retorno da solução (Fig. 18.12). A vantagem desse arranjo é garantir uma pressão aplicada na válvula, praticamente independente da vazão recalçada e evitar-se deposição de insolúveis nas tubulações.

Tanto no caso de bóia, como quando há retorno, a abertura do orifício é ajustada por meio de válvula de agulha. O orifício pode ser, também, constituído por janelas abertas em dois cilindros concêntricos. O deslocamento de um dos cilindros altera as dimensões do orifício.

É um tipo de dosador mais utilizado para soluções. Pode ser usado para suspensões, desde que seja adotado o sistema de recirculação, como anteriormente descrito, a fim de impedir a ocorrência de deposição de materiais em suspensão.

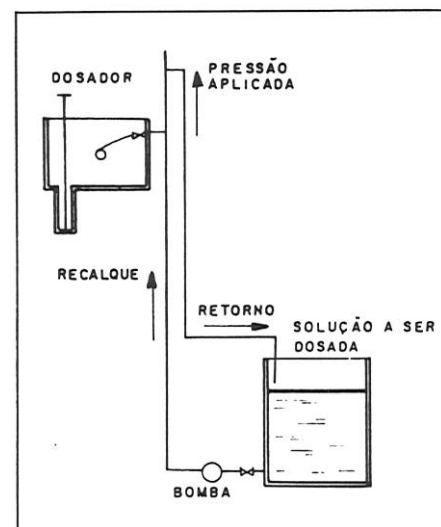


Figura 18.12 – Dosador de líquido a nível constante com retorno da solução sem extravasor.

Frasco de Mariotte

É formado por um frasco com gargalo colocado para baixo e que contém a solução a ser dosada. O frasco alimenta um conduto que conta com uma restrição, representado por uma mangueira, parcialmente fechada por uma pinça de Hoffmann (ou pinça análoga), ou por uma torneira de vidro. A pressão sobre o orifício é mantida constante por meio de uma entrada de ar feita através de um tubo que penetra na solução (Fig. 18.13). A vazão da solução pode ser ajustada pela pinça ou pela alteração da carga aplicada sobre o orifício. O mesmo resultado é alcançado com o frasco colocado na posição normal, fazendo-se a saída da solução por meio de um sifão (Fig. 18.14).

O frasco de Mariotte pode ser usado para dosar qualquer solução livre de impurezas em suspensão. Em termos práticos, seu emprego é viável quando o volume dosado por hora é inferior a 1 litro.

Vertedores ou orifícios sob carga variável

Nesse tipo de dosador, o elemento medidor de vazão (vertedor ou orifício) é aberto em um recipiente que mergulha na solução a ser dosada, o suficiente para resultar a carga pretendida sobre o elemento medidor. Variando o nível da solução, o recipiente deverá acompanhar a variação, não se alterando assim a carga aplicada sobre o elemento medidor.

Um tipo de dosador baseado nesse princípio e que pode ser facilmente construído, é formado por um tubo vertical (Fig. 18.15), suportado por flutuadores e ligado ao exterior do tanque que contém a solução a ser dosada por meio de uma mangueira flexível. No tubo existe um orifício, cuja posição com relação ao nível de solução é estabelecida deslocando-se o tubo na direção de seu eixo.

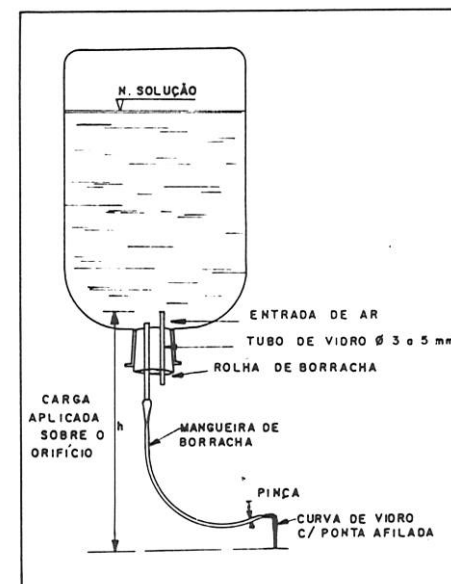


Figura 18.13 – Frasco de Mariotte, invertido.

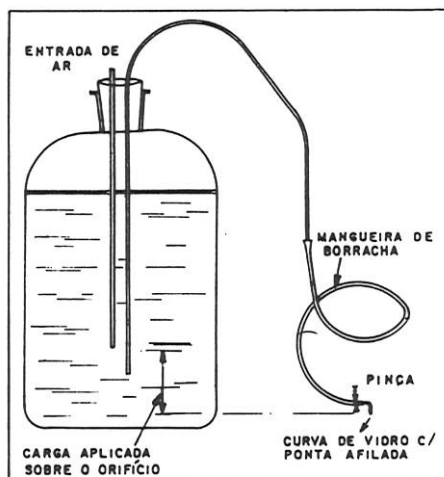


Figura 18.14 – Frasco de Mariotte. Saída da solução por meio de sifão.

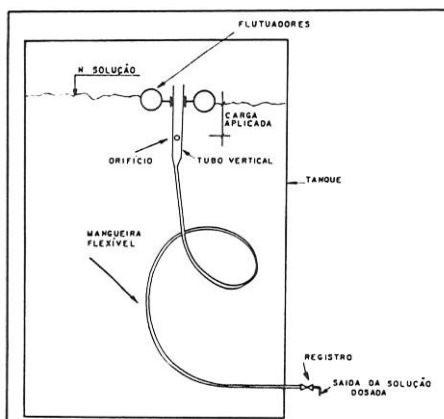


Figura 18.15 – Dosador com orifícios sob carga variável.

Venturis e medidores magnéticos de vazão

Medem a vazão da solução aplicada, comparam a vazão medida com um valor pré-fixado e ajustam a vazão, de modo a resultar uma diferença mínima entre a vazão medida e o valor pré-fixado. (Fig. 18.16).

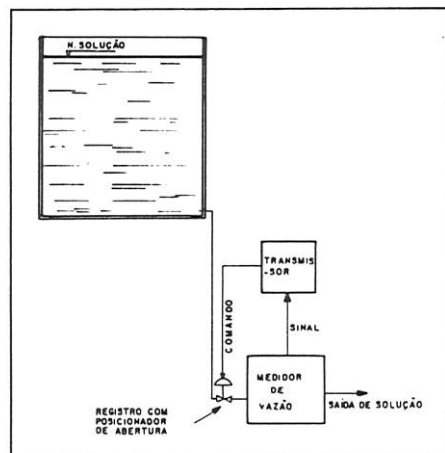


Figura 18.16 – Dosadores usando Venturi ou medidores magnéticos para controle de vazão.

Rotâmetros

São em geral usados para medir e indicar vazão que é regulada por outro dispositivo adequado. A Fig. 18.17 mostra o emprego de um rotâmetro com essa finalidade.

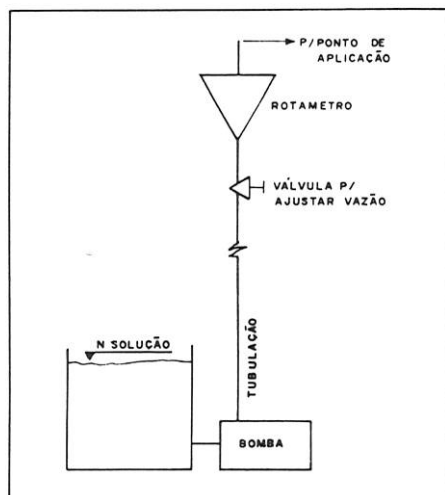


Figura 18.17 – Rotâmetro como medidor de vazão.

Medidores volumétricos

São formados por recipientes organizados em torno de um eixo horizontal que mergulham na solução a ser dosada, emergem, permitem o transbordamento do excesso da solução e descarregam o volume retido em um receptor. A variação de dosagem é obtida pela variação da velocidade de rotação do eixo que move os recipientes, ou seja, pela alteração do número de recipientes que descarregam no receptor, na unidade de tempo (Fig. 18.18).

O equipamento permite uma certa variação do nível de solução a ser dosada no tanque onde os recipientes deverão mergulhar, sem que ocorra diferença de dosagem.

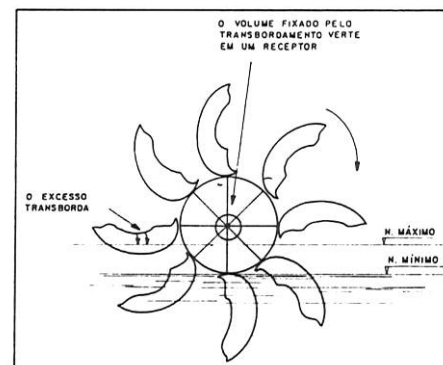


Figura 18.18 – Medidores volumétricos.

Jato móvel com vazão constante sobre abertura variável

Jatos com vazão constante passam, sucessivamente, sobre uma abertura que dá entrada a um receptor. O ajuste da dosagem é feito pela variação da abertura da entrada do receptor. Um tipo baseado nesse princípio é constituído por um conjunto de recipientes móveis em torno de um eixo horizontal que mergulham no líquido a ser dosado enchendo-se com o mesmo quando estão na parte inferior de sua trajetória. Na parte superior da trajetória, um

bocal existente nos recipientes forma um jato, cuja vazão é constante e que é descarregado sobre a abertura ajustável de entrada do receptor (Fig. 18.19). Esse tipo é particularmente indicado para dosagem de suspensões que ficam contidas no tanque onde os recipientes mergulham. O movimento dos recipientes garante a uniformidade do teor da suspensão, agitando-a e assim, garantindo a uniformidade de seu teor.

Bomba dosadora

É uma bomba aspirante-premente, de diafragma ou de pistão, acionada por um conjunto motor-reductor. O deslocamento do diafragma ou do pistão pode ser regulado, bem como a frequência dos movimentos alternados desse deslocamento, permitindo assim ajustar sua vazão e, em consequência, a dosagem.

As bombas dosadoras são mais apropriadas para soluções e menos recomendáveis para suspensões. O projeto e o cálculo das linhas de sucção e de descarga merecem cuidados especiais.

Dosadores de gases

A dosagem de gases é feita mediante o uso de aparelhos que regulam a vazão, independentemente de condições variáveis, tais como a pressão do gás a ser usado e a pressão necessária para introduzir o gás já dosado na água a ser tratada. A medida da vazão pode ser feita por meio de leitura da pressão diferencial, resultante da passagem do gás através de um orifício calibrado, ou por meio de um rotâmetro. A pressão de entrada no orifício pode ser mantida constante e, em consequência, a pressão diferencial pode ser associada praticamente ao peso de gás dosado por unidade de tempo. No rotâmetro, este é mantido sob pressão constante e, da mesma forma que anteriormente, sua leitura é associada a peso de gás por unidade de tempo (Fig. 18.20).

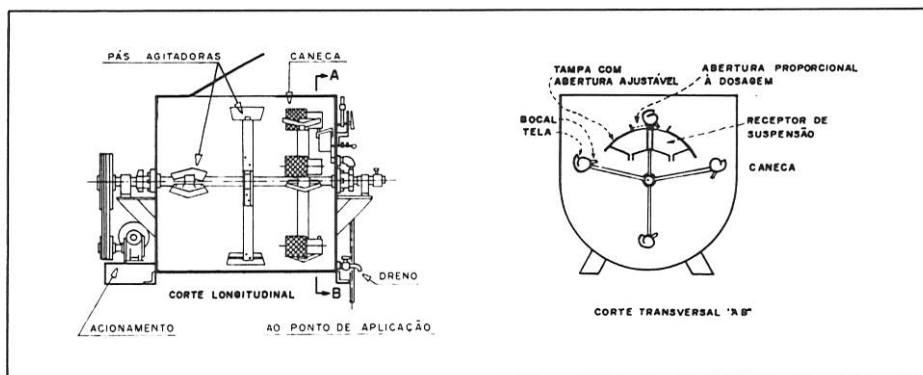


Figura 18.19 – Jato móvel com vazão constante sobre abertura variável.

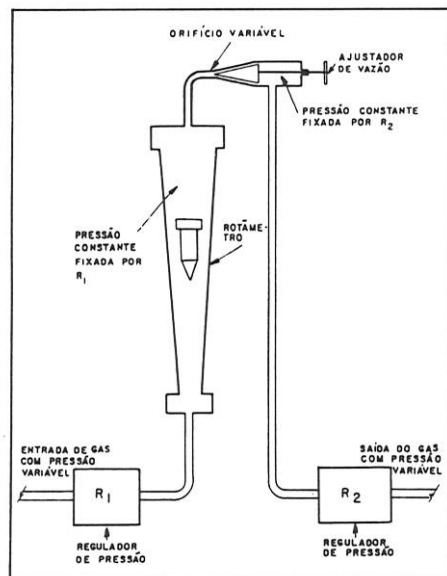


Figura 18.20 – Dosadores de gases.

Para regulagem da pressão são usados redutores de pressão, que funcionam acionados por meio de molas e de diafragmas.

Visando aumentar a segurança, no caso de gases agressivos, a dosagem é feita, preferivelmente, sob vácuo. Desse modo, ocorrendo ruptura ou falha em qualquer das juntas do aparelho, haverá tendência

de entrada de ar nos seus condutos em lugar de escape de gás. O vácuo necessário para o seu funcionamento é obtido por meio de um ejetor que serve também como dispositivo para pré-diluição do gás dosado e para introdução da solução assim obtida em condutos que podem estar sob pressão.

Os dosadores a vácuo são aparelhos de porte muito maior que os de mesma capacidade, porém com funcionamento sob pressão, apresentando também maior número de componentes. Como consequência, seu custo é maior, exigem maior área para instalação e sua manutenção é mais complexa. Apesar desses inconvenientes, a segurança apresentada e o fato de introduzir na água uma solução do gás facilitando sua dissolução final, constituem, em geral, razões suficientes para serem preferidos em lugar dos dosadores sob pressão. Estes, apesar de seus inconvenientes, podem ser empregados em emergências ou como unidades móveis.

EMBALAGENS DE PRODUTOS QUÍMICOS

A embalagem de produtos químicos deve ser de categoria adequada para proteger sua qualidade e evitar perdas. Deve,

além disso, apresentar impresso de forma indelével qual o material contido, bem como certas características consideradas úteis como: o peso ou volume do material contido, seus perigos potenciais, a forma como se apresenta, nome e endereço do fabricante, data de fabricação e cuidados especiais para manuseio.

Embalagem de produto sólido

Quando se trata de produto sólido não-agressivo nem deliquescente, a embalagem mais comum é a feita em sacos de papel multifolhados. Sendo necessária uma embalagem impermeável, uma das folhas dos sacos pode ser impermeabilizada ou, então, o saco é apenas de plástico. Outra forma de embalagem é a de tambores metálicos, que podem ser revestidos internamente por uma película resistente ao material embalado e destinada a evitar o contato do produto com as partes dos tambores.

Embalagem de produto líquido

Produtos líquidos são embalados em bombonas de vidro, em recipientes de plástico ou em tambores de aço, revestidos quando necessário. É comum ser previsto o retorno de bombonas e de tambores para os fabricantes dos produtos, a fim de serem reusados.

Embalagem de gases

Gases liquefeitos são transportados em recipientes de aço, designados comumente por cilindros, resistentes à pressão desenvolvida pelo produto. Esses recipientes são de uso permanente, devendo, depois de vazios, ser retornados aos fabricantes do produto, onde serão recarregados. Seu custo elevado justifica submetê-los a uma boa conservação e controle, o que inclui manuseio cuidadoso, limpeza, pinturas periódicas e armazenamento, inclusive quando vazios, em local protegido contra

intempéries. Transportando produtos agressivos, torna-se necessário contar com ferramentas e dispositivos destinados a vedar vazamentos que poderão ocorrer em válvulas, juntas e mesmo através de orifícios que venham a se abrir em suas paredes.

Encontra-se gravado diretamente nas suas paredes, ou em etiquetas metálicas a elas presas, o peso do cilindro vazio e as datas de sua fabricação e de inspeções, ou um código que permite identificá-lo e, assim, conhecer a data de sua fabricação. Por meio de pesagem do cilindro, descontado o peso do cilindro vazio, torna-se possível conhecer a quantidade de produto disponível. A data de fabricação permite controlar inspeções periódicas mais rigorosas, que poderão indicar a necessidade de abandono do cilindro. Admite-se que a vida útil normal de um cilindro é de cinco anos. Após esse tempo o cilindro somente será utilizado se uma inspeção demonstrar que o mesmo ainda tem características superiores ou iguais a mínimos que garantem total segurança para o uso previsto.

TRANSPORTE DE PRODUTOS A GRANEL

Produtos secos granulados, produtos líquidos ou gases, podem ser transportados a granel, em carros ferroviários ou rodoviários. Entre nós, o transporte ferroviário de materiais a granel tem, ainda, pequena importância, pelo fato de as estações de tratamento, mesmo as de maior porte, não se localizarem levando em conta o transporte dos produtos químicos por via férrea. Para que esse tipo de transporte tivesse o máximo aproveitamento, deveria existir um terminal ferroviário no interior da área da estação de tratamento.

Transporte de produtos secos

Os produtos secos podem ser transportados em caminhões com carroceria comum

ou em caminhões basculantes. Considerando entretanto o sistema de armazenamento, as facilidades para descarga, a transferência do material transportado desde o local de descarga, e o ponto de utilização e a proteção a ser dada ao material, tanto durante o transporte como durante a descarga torna-se, em geral, conveniente empregar para esse fim, caminhões-silos. Tais caminhões têm fundo cônico ou piramidal, em cujo vértice se situa a descarga, ou têm forma de cilindro horizontal com descarga auxiliada por rosca sem-fim, instalada ao longo da geratriz inferior do cilindro (Fig. 18.21), ou auxiliada por ar comprimido. Neste caso, o ar comprimido é introduzido no fundo do tanque para promover a fluidificação do material contido e descarregá-lo através de uma tubulação ligada ao seu fundo.

A descarga de fundo é feita de acordo com o local de recepção do material transportado. Nos casos de carros-silos com fundo cônico ou piramidal, a descarga é feita em abertura existente no piso por onde ele transitará. Essa abertura comunica-se com um silo situado sob o piso,

com capacidade suficiente para receber toda a descarga de um carro transportador. Em geral, o silo destinado a receber a carga do carro não é usado para armazenamento, o que é feito em silo elevado, mais facilmente protegido. O fundo do carro transportador tem inclinação de acordo com o talude do material transportado. Essa inclinação pode ser reduzida, mediante o uso de ar sob pressão, que tende a fluidificar o material.

No fim dos anos 70, começou a utilizar-se recipientes de material impermeável conhecidos por *containers*, para o transporte de reagentes secos como cal, por exemplo.

Esses containers são totalmente deformáveis. Quando cheios adquirem a forma de um cilindro em pé. Na sua parte superior possuem alças para permitir seu deslocamento. Na parte inferior existe um fecho de abertura instantânea facilmente operável por uma pessoa. Quando o container está situado sobre o silo que receberá sua carga, o operador puxa uma argola, e toda a carga cai instantaneamente no silo. Os *containers* carregados podem ser transportados em caminhão aberto e mesmo sob intempérie a carga não corre risco de ser molhada.

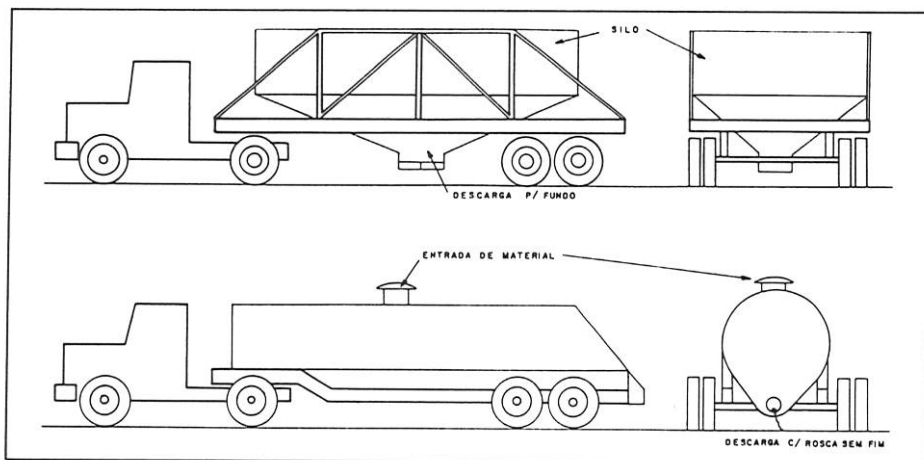


Figura 18.21 – Caminhões-silos para transporte de produtos secos em pó.

Transporte de produtos líquidos

Produtos líquidos são transportados em carros-tanques, subdivididos em compartimentos herméticos ou interligados. Os tanques podem ter seção cilíndrica ou ovalada. Quando a seção é cilíndrica, a descarga pode ser feita por gravidade, por bombeamento ou introduzindo-se ar comprimido no interior do tanque. Quando a seção é ovalada, a descarga por meio de introdução de ar comprimido nem sempre é possível.

A descarga, por gravidade ou por meio de bombeamento, exige a colocação de um tubo ventilador na parte superior do tanque. A válvula para descarga, que se situa na parte mais baixa do tanque, tem um sistema de segurança destinado a impedir a saída acidental do líquido transportado. Esse sistema, que é recomendável para ser evitada a perda de material, torna-se exigível para o caso de transporte de material agressivo.

A descarga por meio de introdução de ar comprimido tem a tubulação de entrada de ar na parte superior do tanque. A saída se faz por válvula situada na parte mais baixa

ou por válvula situada na parte superior, com tubo prolongador até o fundo do tanque (Fig. 18.22). O ar sob pressão pode ser introduzido no tanque no momento da descarga ou na origem do produto.

Dependendo do produto a ser transportado, o tanque pode ser de aço com ou sem revestimento, de aço inoxidável, ou de fibra de vidro.

Transporte de gases

Produtos gasosos são transportados liquefeitos em carros-tanques de aço, isolados termicamente quando necessário. São dimensionados para resistir com grande fator de segurança, à pressão e condições de trabalho impostas pelo produto transportado. O tanque pode ser descarregado pela própria pressão desenvolvida pelo produto, ou pode ser descarregado mediante o auxílio da introdução de ar comprimido seco ("air padding"). Quando isso é feito, a pressão do ar comprimido se adiciona à pressão de vapor do produto liquefeito, que é variável, pois depende de sua temperatura.

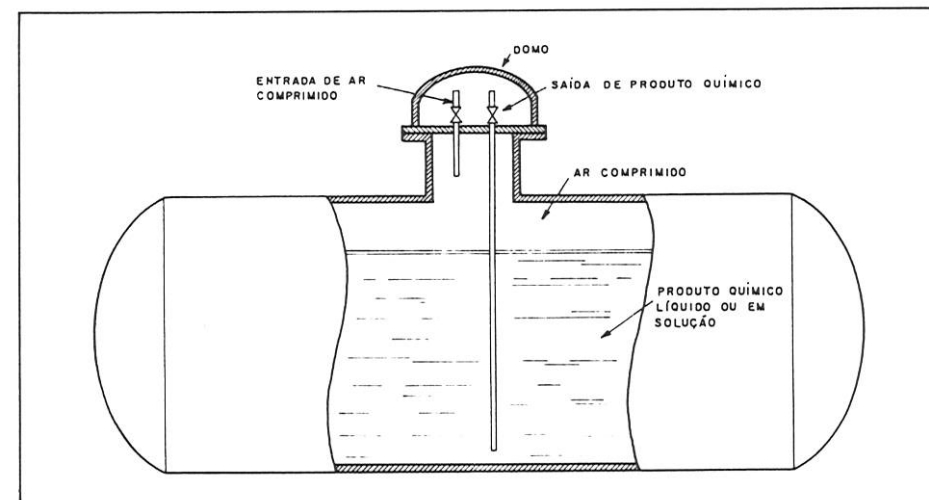


Figura 18.22 – Reservatórios para transporte de produtos líquidos.

Na parte superior do tanque existem, protegidos por um domo, duas saídas de produto liquefeito colocadas ao longo do seu eixo e duas entradas para ar comprimido colocadas transversalmente a esse eixo, cada uma delas dotada de válvula especial. No centro existe uma válvula de segurança contra excesso de pressão. Em cada saída de líquido, constituída por um tubo que atinge o fundo do tanque, existe uma válvula limitadora de vazão destinada a interromper a saída de líquido, no caso de ocorrer uma ruptura na tubulação que interliga o tanque ao consumo.

ARMAZENAMENTO DE PRODUTOS QUÍMICOS

Armazenamento de produtos embalados

O armazenamento de produtos fornecidos em embalagens deve ser feito de forma compatível com a embalagem utilizada. Embalagens em sacos de papel exigem recintos secos e ventilados. O uso de estrados de madeira evita a umidade proveniente do piso e o contato de produtos agressivos com o piso que não necessita, assim, ser constituído de material especial.

A altura de armazenamento depende do produto, do sistema usado para empilhamento e do período de armazenamento, enquanto o empilhamento manual aconselha alturas de no máximo 2 m; mediante o uso de empilhadeiras mecânicas, essa altura pode facilmente ultrapassar 3 m, economizando área e, portanto, reduzindo custos. Embalagens mais resistentes, como tambores, bombonas e cilindros, poderão ser armazenados em local apenas coberto. Razões de segurança poderão, contudo, exigir fechamentos laterais.

Alguns produtos poderão exigir armazenamento isolado, em virtude de suas características. É particularmente importante a separação de produtos que poderão

reagir entre si, principalmente quando a reação pode ocasionar explosão, incêndio ou desprendimento de gases agressivos.

Produtos voláteis, mesmo quando fornecidos em cilindros de aço, devem ser armazenados em recintos naturalmente ventilados ou dotados de ventiladores ou exaustores.

Quando o armazém recebe o produto diretamente de caminhões, seu piso deve ficar cerca de 1 m acima da cota da via de acesso e deve ter portas que se abrem para uma plataforma externa, situada na mesma cota do seu piso e destinada a facilitar a descarga dos caminhões. A plataforma assim constituída permite que carros transportadores e empilhadeiras usadas para transferência de produtos químicos contem com área para manobras e para acesso, até as cargas serem transferidas.

A área de armazenamento deverá ser suficiente para permitir o trânsito previsto no seu interior e o uso de estoques na ordem de chegada, sem que seja necessário deslocar materiais de estoques mais recentes.

Armazenamento de materiais fornecidos a granel

Produtos sólidos

Os produtos granulados secos são armazenados em silos de concreto ou metálicos, de seção quadrada ou circular. Os silos têm fundo em forma de moega, com inclinação suficiente para proporcionar o deslizamento natural do produto armazenado, ou para proporcionar esse deslizamento mediante a fluidificação do material com ar comprimido. Indicadores de nível permitem avaliar a quantidade disponível do produto armazenado. São instalados no interior da casa de química, somente no caso de serem usados para alimentar diretamente os dosadores. Caso contrário, são instalados na parte externa da casa de química reduzindo o custo desta.

Quando o transporte do material é feito por carros-silos cilíndricos, com descarga auxiliada por rosca sem-fim ou por ar comprimido, o próprio carro pode servir como silo de armazenamento.

Produtos líquidos

Os produtos líquidos são armazenados em tanques de seção quadrada ou circular e, neste caso, com o eixo do cilindro vertical ou horizontal. Podem ser metálicos ou de concreto (revestidos ou não), de plástico e fibra de vidro ou de madeira. O fundo dos tanques pode ser chato ou cônico, sendo usado o fundo cônico quando é esperada uma deposição de insolúveis que devem ser drenados. Tanques cilíndricos de eixo horizontal são, às vezes, instalados abaixo do nível do solo, a fim de facilitar o recebimento do produto transportado por carro-tanque. São instalados, normalmente, na parte externa da casa de química. Medidor de nível, com transmissão e indicação à distância, permite controlar a disponibilidade do produto armazenado. No caso de cilindro de eixo horizontal, é possível controlar a quantidade de produto por pesagem, usando para isso células de pressão.

Gases

Os produtos gasosos liquefeitos são armazenados nos próprios carros transportadores ou em cilindros de aço estacionários, instalados horizontalmente na parte externa da casa de química. Os carros transportadores têm seus cilindros isolados termicamente, o mesmo ocorrendo com os cilindros estacionários. Nessas condições, torna-se desnecessária qualquer proteção contra intempéries e contra a exposição ao calor do sol. Todavia, mesmo havendo o referido isolamento, pode ser feita uma cobertura no local de armazenamento, a fim de reduzir a manutenção dos tanques ou dos carros-tanques.

O controle de quantidade do produto disponível é feito por pesagem. Os carros-tanques são pesados em balanças comuns, usadas para pesagem de caminhões, sobre as quais devem ficar estacionados. Os tanques estacionários podem ser pesados em balanças comuns ou mediante o uso de células de pressão. Estas, apesar de apresentarem uma precisão inferior à das balanças, têm custo menor e permitem, com maior facilidade, a transmissão de peso à distância.

TRANSFERÊNCIA DE PRODUTOS QUÍMICOS

Produtos embalados

Produtos sólidos, líquidos e gasosos, em suas embalagens originais, podem ser transferidos de posição manualmente ou com auxílio de equipamentos. São usados, para esse fim, carros transportadores, monta-cargas, elevadores, guinchos, talhas, esteiras rolantes e empilhadeiras.

Os carros transportadores são usados, em geral, para receberem sacos diretamente de caminhões, sobre cuja carroceria ele se deslocará e para levá-los para o interior do armazém, onde serão descarregados. Para isso, é necessário que o nível do piso do armazém fique próximo do nível da carroceria do caminhão. Os carros transportadores têm plataforma com dimensões variando entre 1,00 m X 0,50 m a 1,50 m X 1,00 m, montada sobre rodas de ferro, de borracha maciça ou pneumática. Sua capacidade de carga varia de 500 a 800 kg (Fig. 18.23-a).

Para o transporte de tambores, são usados carros de duas rodas, com uma plataforma colocada de modo a poder ser introduzida sob o tambor a ser transportado (Fig. 18.23-b). Carros semelhantes são usados para transportarem cilindros de gás. Nesse caso, o carro dispõe de uma cinta

para amarração do cilindro, dando segurança ao transporte (Fig. 18.23-c).

Os monta-cargas, cujos detalhes construtivos são regulados por normas da ABNT, em particular pela P-NB-30, servem para transportar, verticalmente, apenas materiais, não sendo permitido usá-lo para transportar pessoas. Para tanto, a cabine dos monta-cargas tem dimensões que dificultam a permanência de pessoas no seu interior, sendo comum o uso de cabine cujo piso pare acima do nível do piso dos pavimentos servidos. Para uso em estações de tratamento de água podem ser utilizados monta-cargas dotados apenas de botão de chamada instalados no piso de descarga.

Os elevadores têm seus detalhes construtivos estabelecidos pela ABNT. Servem para transportar cargas e pessoas. Sua cabine poderá ter dimensões adequadas para receber carros de transporte e os operários que estão procedendo o transporte. São dotados de botões de chamada em cada andar, além de botões internos na cabine para endereçamento.

Os guinchos são pouco usados em estações de tratamento. Constituídos por tambor horizontal instalado no piso mais baixo, procedem à elevação mediante cabos que passam em algumas polias. Exi-

gem recipientes adequados para serem presos em ganchos. A falta de segurança que apresentam não aconselha o seu uso.

As talhas são dispostas acima do nível a ser alcançado pela carga. Nas estações de tratamento são usadas, normalmente, talhas elétricas, em virtude da sua velocidade de movimentação ser razoável, o que não ocorre com as manuais. É desejável o uso de talhas com duas velocidades, a mais baixa sendo empregada para suavizar a deposição de cargas. É comum o uso de talhas presas em trole que corre em uma monovia impulsionada eletricamente ou mesmo manualmente. A monovia pode ser reta ou curva, com percurso e extensão suficientes para atingir todo o depósito. Pode mesmo se prolongar externamente ao edifício, atingindo a carroceria dos carros transportadores.

Esteiras rolantes são usadas para transporte horizontal de sacos, quando é desejada também uma certa elevação, a fim de possibilitar o armazenamento, com altura superior à que seria obtida por elevação manual.

As empilhadeiras permitem aumentar, substancialmente, a altura de armazenamento e facilitam bastante a movimentação dos produtos por ocasião de sua utilização.

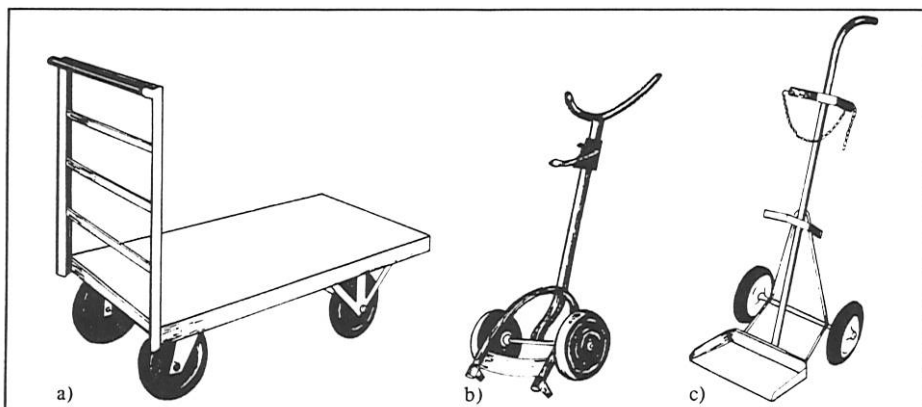


Figura 18.23 – Carros transportadores: a) para tambores; b) para cilindros; c) para tambores e cilindros

Existem empilhadeiras elétricas, para cerca de 1 000 kg, elevação de 3,00 m, manobráveis em um círculo com diâmetro menor que 2,70 m. Sua largura é inferior a 1,00 m e seu comprimento é da ordem de 2,50 m. São capazes de vencer rampas de até 10%. Seu preço equivale, aproximadamente ao custo de 100 m² de construção.

Produtos a granel

Produtos secos, transportados e armazenados a granel, são transferidos mecânica ou pneumaticamente.

O transporte mecânico pode ser feito por canecas transportadoras, esteiras rolantes ou roscas sem-fim. As canecas transportadoras são usadas quando a distância vertical predomina sobre a horizontal. Utilizam-se as esteiras rolantes e as roscas sem-fim quando prevalece a distância horizontal. As esteiras rolantes permitem vencer maiores distâncias, enquanto que a rosca sem-fim se apresenta em conjuntos mais compactos. Estas últimas são comumente usadas para distribuírem produtos químicos a vários pontos de consumo, podendo também receber produtos em mais de um ponto. A entrada de produtos se faz pela parte superior da rosca, através de uma válvula rotativa ou de outro dispositivo adequado para impedir que o produto sobrecarregue a rosca. A saída se faz através de válvula de gaveta colocada na parte inferior da rosca. É possível receber um produto químico através de qualquer entrada e conduzi-lo para qualquer ponto de consumo, mediante a abertura e fechamento de válvulas e o sentido de rotação da rosca. O mecanismo de acionamento da rosca deve ser dotado de sistema para paralisar a rotação, quando o torque provocado pelo material transportado ultrapassar os limites de segurança (Fig. 18.24).

O transporte pneumático é obtido por um fluxo de ar através de um duto. O fluxo resulta da insuflação de ar antes do ponto

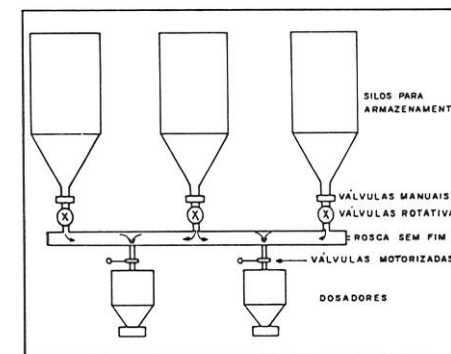


Figura 18.24 – Transporte mecânico por roscas sem-fim para produtos a granel.

de introdução do produto a ser transportado (Fig. 18.25), ou de sucção de ar depois do seu ponto de descarga.

A introdução do produto se faz através de uma válvula rotativa que regula sua quantidade. A separação do ar e do produto químico é feita por meio de um ciclone. Quando o produto apresenta problema de poeira, depois do ciclone, é instalado um filtro que pode descarregar a poeira retida no próprio silo de armazenamento.

Produtos líquidos, suspensões de sólidos em água, ou soluções podem ser transferidos mediante bombeamento, usando bombas centrífugas, bombas de diafragma, bombas de pistão ou bombas rotativas de deslocamento direto.

As bombas centrífugas funcionam bem, inclusive com suspensões contendo materiais abrasivos. Para utilização com líquidos agressivos, devem ser construídas de material resistente à agressão ou ser revestidas com materiais especiais.

As bombas de diafragma têm apenas a parte que entra em contato com o líquido a ser transferido constituída de material resistente à agressão por esse líquido. O restante da bomba é isolado do contato do líquido pelo próprio diafragma.

Entre as bombas de deslocamento, rotativas, encontra-se a bomba Mohn, que é formada por uma rosca metálica que gira no interior de uma bainha de material flexível. A rosca, ao girar, aprisiona o líquido no interior da bainha e o desloca longitudinalmente. Esse tipo de bomba é adequado para o recalque de líquido contendo material em suspensão. Além disso, sua vazão resulta igual à do líquido que chega na sua sucção, tornando-a apropriada para recalcar suspensão ou solução cuja vazão é fixada por dosadores.

Os líquidos podem também ser transferidos, mediante a pressurização dos reservatórios que os contém. Essa forma é adotada para soluções livres de materiais em suspensão.

Os gases liquefeitos são transferidos utilizando-se sua pressão de vapor, ou essa pressão aumentada pela pressão de ar introduzido no interior do reservatório (*air padding*). Nesse caso, a pressão resultante

corresponde à soma das duas pressões: a pressão de vapor do líquido (gás liquefeito) que é função de sua temperatura, e a pressão do ar introduzido. Quando deve ser transferido gás e não gás liquefeito, não é possível utilizar o enchimento do reservatório com ar. Nesse caso, a pressão passa a depender apenas da temperatura do sistema, podendo cair abaixo de limites convencionais, caso a temperatura se reduza. Esse fato ocorre quando a extração de gás exige uma vaporização da fase líquida, com intensidade tal que o sistema não consegue obter do meio ambiente o calor necessário para que sua temperatura não se reduza.

EMPREGOS DE PRODUTOS QUÍMICOS PARA TRATAMENTO DE ÁGUA

Para coagulação:

Sulfato de alumínio

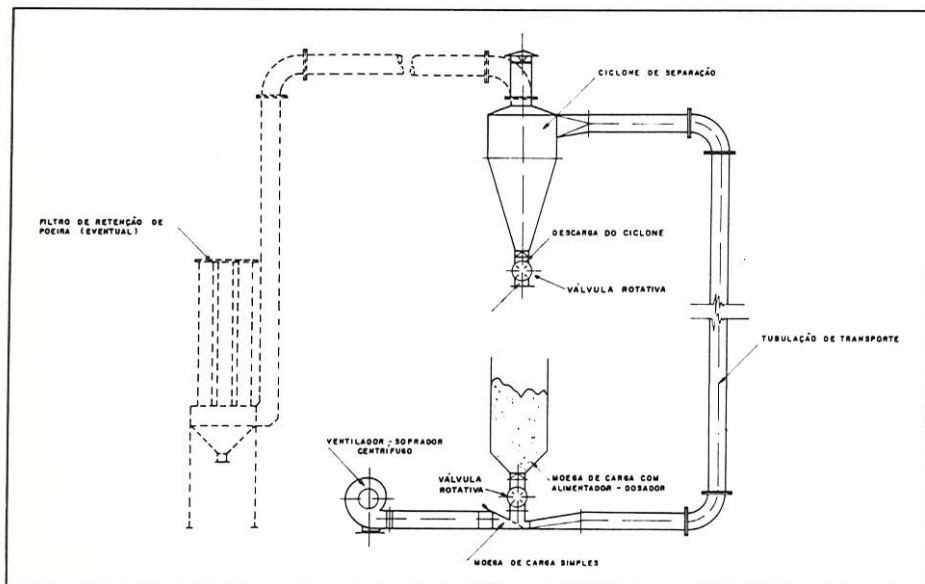


Figura 18.25 – Esquema de instalação de transporte pneumático sobre pressão.

Sulfato ferroso
Sulfato ferroso clorado
Sulfato férrico
Cloreto férrico
Aluminato de sódio

Como auxiliares de coagulação:

Bentonita
Carbonato de cálcio
Silicato de sódio
Certos produtos orgânicos denominados polieletrólitos
Gás carbônico

Para ajustagem de pH:

Cal hidratada
Carbonato de cálcio
Carbonato de sódio (soda ou barrilha)
Hidróxido de sódio (soda cáustica)
Gás carbônico
Ácido clorídrico
Ácido sulfúrico

Para controle da corrosão:

Cal hidratada
Carbonato de sódio
Hidróxido de sódio
Polifosfatos de sódio

Para abrandamento:

Cal hidratada
Carbonato de sódio
Cloreto de sódio
Gás carbônico
Resinas abrandadoras

Oxidantes:

Cloro
Hipoclorito de cálcio
Hipoclorito de sódio
Dióxido de cloro
Ozona
Permanganato de potássio

Para controle e remoção de odor e sabor:

Carvão ativado
Dióxido de cloro
Cloro

Ozona
Permanganato de potássio
Bentonita

Para desinfecção:

Cloro e compostos clorados,
Amônia anidra
Hidróxido de amônia
Sulfato de amônia
Ozona

Para remoção de excesso de cloro:

Carvão ativado
Sulfito de sódio
Bissulfito de sódio
Dióxido de enxofre

Para fluoretação:

Fluorssilicato de sódio
Fluoreto de sódio
Ácido fluorssilícico
Fluoreto de cálcio (fluorita)

Para controle de orgânicos:

Cloraminas e dióxido de cloro

PRINCIPAIS PRODUTOS QUÍMICOS UTILIZADOS NO TRATAMENTO DE ÁGUA

Sulfato de alumínio

É obtido pelo ataque do ácido sulfúrico sobre a bauxita, resultando um produto cuja fórmula é $Al_2(SO_4)_3$. Dependendo do método de fabricação e da qualidade da bauxita utilizada, o produto apresenta maior ou menor grau de pureza. Para determinação do grau de pureza, o teor de sulfato de alumínio é avaliado em termos de alumina (Al_2O_3) solúvel em água. Ainda dependendo do método de fabricação poderá resultar sulfato de alumínio sólido ou em solução. Quando sólido, é constituído de cristais que podem se aglomerar formando blocos de material amorfo.

Sulfato de alumínio sólido

O sulfato de alumínio sólido, usado em tratamento de água, é obtido nesse estado pela secagem da solução resultante após o ataque da bauxita pelo ácido sulfúrico, aproveitando-se, para isso, o calor desenvolvido pela própria reação. O sulfato de alumínio se cristaliza com 18 moléculas de água; porém o sulfato comercial apresenta a fórmula aproximada de $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14,3\text{H}_2\text{O}$. Um produto puro apresenta 17,0 a 17,2% de alumina e cerca de 42,4% de água de cristalização. Produtos comerciais de boa qualidade apresentam até 17% de alumina. Seu peso específico varia de 0,95 a 1,20 t/m³ dependendo, principalmente, da granulometria. Considerando que o produto seco puro deve apresentar 17,2% de alumina, um produto com percentual de alumina igual a *Pal*, contém um percentual de impurezas *Pi* igual a:

$$P_i = 100 \left(1 - \frac{P_{al}}{17,2} \right)$$

O sulfato de alumínio sólido pode ser usado nesse estado para dosagem a seco. Nesse caso deverá ser britado de modo a ter uma granulometria inferior a 5 mm, em geral suficiente para ser utilizado em aparelhos dosadores a seco. Pode, também, ser utilizado para preparar soluções para dosagem por via úmida, quando o material deverá se apresentar em fragmentos com dimensões entre 1 a 7 cm.

É possível obter sulfato de alumínio com baixo teor de impurezas, inclusive baixo teor de sais de ferro. Tem coloração clara, quase branca e pode apresentar-se cristalizado, com granulometria muito boa para dosagem a seco. Trata-se, entretanto, de um material de custo elevado e de qualidade muito superior a exigível para o tratamento de água. Para esse uso, é admitido um teor mais elevado de sais de ferro, que

confere ao sulfato uma cor ocre característica. O sulfato de alumínio quando mal fabricado, além de alto teor de impurezas insolúveis e, muitas vezes, umidade excessiva, apresenta teor elevado de ácido livre.

Embalagem e armazenamento

O sulfato sólido é fornecido, normalmente, em sacos multifolhados de papel, devendo o armazenamento ser feito em local seco, com os sacos colocados sobre estrados de madeira.

Não sendo tomados esses cuidados, ocorrerá rompimento dos sacos, provocado pela umidade do ambiente ou do piso, que é absorvida pelo material levemente higroscópico. A água combina-se com o sulfato, liberando ácido sulfúrico que ataca violentamente a sacaria, rompendo-a e expondo assim grande quantidade de sulfato à umidade. Também é fornecido em sacos plásticos, com o que se evitam esses problemas.

O material pode também ser fornecido a granel, principalmente quando o armazenamento é feito em silos e sua transferência do carro transportador para o armazenamento é feita por equipamento pneumático ou mecânico. Problemas relacionados com o fato de ser higroscópico e agressivo não recomendam, entretanto, esta técnica.

Dosagem a seco

O sulfato de alumínio sólido pode ser dosado a seco, usando-se dosadores volumétricos ou gravimétricos. Quando o sulfato é de alta qualidade, a dosagem a seco funciona razoavelmente bem. Mas, quando o sulfato é o normalmente usado para tratamento de água, suas partículas mais finas tendem a se prender nas superfícies das peças que constituem o dosador. Sendo um material higroscópico, a umidade presente causa sua decomposição, liberando ácido sulfúrico que ataca essas peças e as destrói.

Por essa razão, a dosagem a seco desse produto deve ser evitada, preferindo-se a dosagem por via úmida.

Dosagem por via úmida

Quando a estação de tratamento trabalha com sulfato seco e é adotada a dosagem por via úmida, o produto deverá ser dissolvido previamente, formando um volume de solução suficiente para um certo período de funcionamento da instalação.

Os tanques, onde é feita a dissolução, constituem comumente, os tanques de armazenamento da solução preparada. São dimensionados para conter um volume de solução compatível com as características da própria estação de tratamento. Assim, uma estação que consumirá uma vazão pequena de solução poderá ter tanques de dissolução com volume suficiente para tratar o volume de água produzido em um dia de serviço. Estações com maior consumo poderão ter tanques para menor tempo de serviço.

Compete ao engenheiro adequar as dimensões e o número de tanques às condições presentes. Como critérios para a solução do problema devem ser considerados os seguintes aspectos: é necessário existir pelo menos dois tanques, um dos quais estará em serviço, enquanto estiver sendo preparada nova solução no outro tanque; convém que o preparo de solução fique restrito a um só período de trabalho; o teor da solução poderá ser variável, sendo adotadas maiores concentrações para atender dosagens mais elevadas.

Principalmente nas instalações maiores, convém localizar os tanques de preparo e armazenamento da solução nos pisos mais baixos da casa de química. Essa disposição reduz o custo das estruturas e permite o carregamento dos tanques com sulfato sólido, diretamente a partir do piso em que este é armazenado, sem necessidade de qualquer elevação. A solução preparada é

recalcada para o dosador ou para um pequeno tanque intermediário, o qual abastece por gravidade o dosador. Esta última disposição favorece, no caso das pequenas instalações, o dimensionamento e as condições de funcionamento das bombas e torna possível adotar bombas com capacidade superior à vazão dosada para recalar a solução para o tanque intermediário. Mediante uma chave elétrica comandada por bóia, a bomba será ligada quando o nível no tanque chegar a um mínimo correspondente, por exemplo, à metade da altura do tanque e desligará quando o nível atingir sua posição máxima. O extravasor do reservatório descarregará no tanque de dissolução que está sendo utilizado (Fig. 18.26).

Os tanques de dissolução apresentam no seu interior um cocho com paredes e fundo perfurado destinado a conter o sulfato a ser dissolvido. Sobre o cocho é colocado um chuveiro para provocar a diluição do sulfato. Quando o chuveiro é bem projetado sua ação é suficiente para diluir todo o material colocado no cocho. Uma entrada adicional de água complementa a capacidade do tanque sem passar através do cocho.

É conveniente prever um agitador, tipo turbina, destinado a eventualmente auxiliar a dissolução do sulfato. Mediante dispositivos adequados é possível utilizar um só agitador para mais de um tanque, principalmente em instalações de pequeno porte onde o consumo de sulfato é reduzido e as dimensões do cocho facilitam a boa distribuição de água em sua superfície. Para agitação da solução pode também ser usado ar comprimido, introduzido junto a uma das paredes do tanque ou mediante um tubo único, colocado verticalmente no centro do tanque com abertura próxima ao seu fundo. Essa disposição é adequada para tanques profundos onde o agitador exigiria um eixo muito longo.

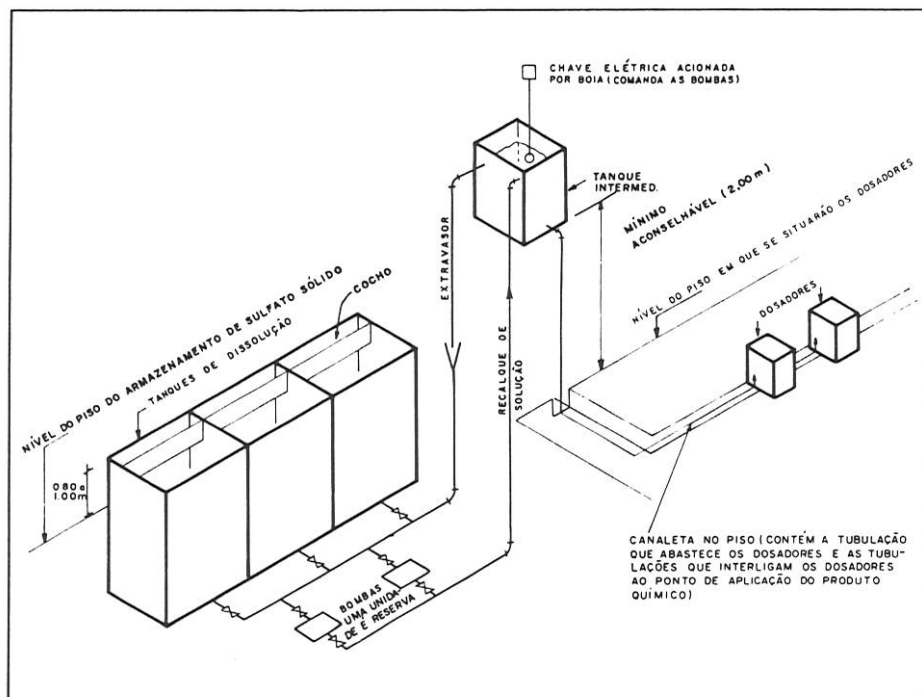


Figura 18.26 – Tanques para dosagem por via úmida.

A saída do tanque de dissolução é feita um pouco acima do seu fundo, reservando-se o volume entre o fundo e a saída para acumular insolúveis. Uma descarga de fundo permite descarregar os insolúveis ao se fazer a limpeza do tanque.

O teor da solução preparada depende da qualidade do sulfato utilizado. Se o sulfato for de muito boa qualidade, será possível preparar solução a 48,5%. Porém, essa concentração, dificultando a sedimentação de insolúveis responsáveis por abrasão em válvulas e em dosadores, não pode ser adotada quando é utilizado sulfato de qualidade inferior. Entre nós, têm sido utilizadas soluções com um máximo de 10% de sulfato, ou seja, obtidas com a dissolução de 100 kg de sulfato por metro cúbico de solução.

Sulfato de alumínio em solução

O sulfato de alumínio em solução é o resultado final do ataque de bauxita pelo ácido sulfúrico, mantendo-se um teor de água suficiente para impedir sua cristalização, mesmo sob temperaturas baixas. O produto apresenta baixo teor de insolúveis resultante de bauxita sem reagir e o teor de ácido é facilmente controlável.

Pode conter até 8% de alumina, correspondendo, assim, a uma dissolução de sulfato de alumínio cristalizado em aproximadamente igual peso de água. Por esse motivo essa solução se denomina *solução a 50%*. Na realidade, sua concentração é de 48,5%.

A densidade da solução pode ser estimada pela seguinte expressão:

$$d = 1,0 + \frac{K \cdot C_g}{1000}$$

onde C_g é a concentração em gramas de sulfato de alumínio por litro, e K tem os valores apresentados na Tab. 18.1.

Tabela 18.1 – Valores do coeficiente “K” e da densidade em graus Baumé.

Concentração g/l	K	°Bé
até 200	0,530	até 13,9
200 a 300	0,525	13,9 a 19,7
300 a 400	0,523	19,7 a 25,1
400 a 500	0,520	25,1 a 29,9
500 a 600	0,515	29,9 a 34,2
600 a 640	0,507	34,2 a 35,5

Determinando-se a densidade, em graus Baumé, para a temperatura de 15,5°C, a densidade é dada por:

$$d = \frac{145}{145 - ^\circ B_e}$$

A concentração percentual (aproximada) é dada por:

$$C_p = \frac{C_g}{10d}$$

$$C_p = \frac{1000}{K} \times \frac{^\circ B_e}{1450}$$

$$C_p = \frac{100 C_g}{1000 + K C_g}$$

A viscosidade da solução varia com a temperatura e com a concentração. O gráfico apresentado na Fig. 18.27 permite a determinação da viscosidade para fins do dimensionamento de tubulações usadas para transferências do material.

Transporte e armazenamento

É transportado em carros-tanques e armazenado em tanques estacionários, que podem situar-se fora do edifício da estação

de tratamento. A transferência, quer do carro-tanque para os tanques estacionários, quer destes para os dosadores, é feita por gravidade, por bomba ou por meio de pressão introduzida no carro-tanque ou no tanque estacionário.

Dosagem

Sua dosagem se faz por via úmida, utilizando-se a concentração original para permitir o uso de equipamentos e tubulações de menor porte. Somente no caso de dosagens baixas, é conveniente preparar uma solução mais diluída visando possibilitar o uso de equipamentos menos precisos. Os tanques de dissolução podem ser de menor porte que os utilizados para preparo de solução a partir de sulfato sólido, como decorrência da facilidade para manuseio do produto líquido.

Aplicação do sulfato na água a ser tratada

Para facilitar a dispersão do sulfato de alumínio na água a ser tratada, é conveniente diluí-lo previamente, tanto quanto possível, porém, sem alcançar uma diluição que leve à sua hidrólise. Experiências recentes mostraram que a diluição máxima não deve alcançar 0,5%. Diluições menores, da ordem de 1%, apresentam maior segurança contra a hidrólise e são perfeitamente adequadas para instalações de pequeno e médio portes, principalmente quando o dispositivo usado para mistura rápida é de alta eficiência.

A rediluição da solução de sulfato pode ser feita após a dosagem de solução mais concentrada, mediante a mistura desta com água, cuja vazão é conhecida através de um medidor. O operador ajustará a vazão da água de rediluição, de modo a manter a diluição final com concentração acima de 1%.

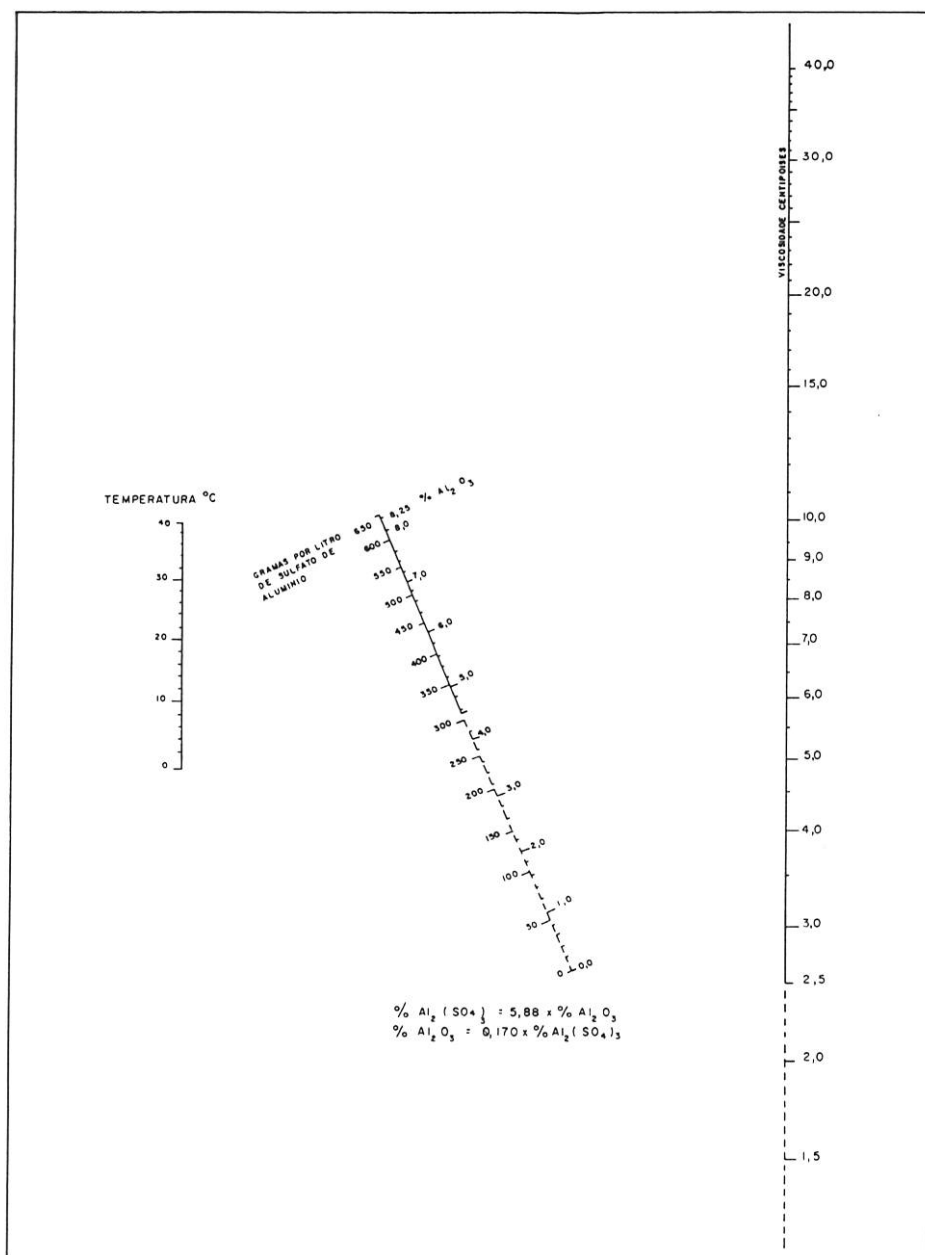


Figura 18.27 - Âbaco-viscosidade de solução de sulfato de alumínio $[Al_2(SO_4)_3 \cdot 14, 3H_2O]$, adaptado do Stauffer Chemicals. As linhas pontilhadas representam extrapolações feitas pelo Autor.

Materiais para tanques, tubulações e válvulas

Os tanques para conter solução de sulfato poderão ser de aço revestido com pintura Epoxi, com PVC laminado ou com borracha, ou de concreto revestido com chumbo, com PVC laminado ou com borracha. O uso de pinturas ou revestimentos descontínuos, ladrilhos especiais, por exemplo, para o revestimento de tanques de concreto não tem dado resultado. No primeiro caso, pela ocorrência de fissuras no concreto e no segundo pelas dificuldades de execução de um trabalho bem feito. São usados também tanques de madeira em forma de tonéis, devendo ser os seus arcos metálicos protegidos para evitar que vazamentos de sulfato causem sua destruição. O uso de aço inoxidável para construção dos tanques apresenta, em certas condições, vantagens econômicas.

Atualmente, as tubulações e suas peças para transportar solução de sulfato são de PVC com juntas soldadas, rosqueadas ou com flanges. Poderão ser usadas, também, tubulações de chumbo e de borracha.

As válvulas podem ser de PVC ou de aço inoxidável. Podem, também, ter o corpo construído com materiais não resistentes à agressão pela solução de sulfato de alumínio, se for revestido com materiais resistentes a essa solução.

EXEMPLO 1:

Dimensionar os tanques de preparo e dissolução de sulfato de alumínio, para as seguintes condições:

Vazão a ser tratada: 15 l/s
Dosagem de sulfato de alumínio: 20 mg/l

Período de trabalho da instalação (máximo): 20 h/d
Qualidade do sulfato: má, com teor de insolúvel alcançando até 10%.

Consumo do sulfato de alumínio:

$$\begin{aligned} 15 \text{ l/s} \times 20 \text{ mg/l} &= 300 \text{ mg/seg} = \\ &= 18 \text{ g/min} = 1080 \text{ g/h} = \\ &21600 \text{ g/20 h} = 21,6 \text{ kg/20 h.} \end{aligned}$$

Adotando-se solução a 5%, resultará um volume de solução a ser consumido, diariamente, igual a:

$$\frac{21,6 \times 100}{5} = 432 \text{ litros}$$

O pequeno volume resultante admite a adoção de dois tanques, inclusive, se for o caso, com volume um pouco maior que o necessário para o consumo diário. Pode-se, por exemplo, adotar como tanque de dissolução dois reservatórios pré-moldados de concreto, cujas dimensões são as seguintes: comprimento 0,80 m, largura 0,80 m e altura total de 1,00 m com volume total de 0,640 m³. Reservando-se 0,15 m como altura livre adicional, o volume correspondente será de 0,096 m³. Restará, para acúmulo de impurezas, um volume de:

$$0,640 - (0,432 + 0,096) = 0,112 \text{ m}^3;$$

que corresponde a uma altura de:

$$0,112 : (0,80 \times 0,80) \cong 0,175 \text{ m.}$$

O cocho para colocação do sulfato que deverá ser dissolvido deverá ter um volume para receber 21,6 kg de sulfato, acrescido do volume de insolúveis. Admitindo-se que o peso específico do sulfato britado com insolúveis seja igual a 0,95 kg/dm³ e que o teor de insolúveis seja de 10%, resulta necessário um volume para receber:

$$\frac{100}{100 - 10} 21,6 = 24 \text{ kg de sulfato com insolúveis.}$$

Seu volume será:

$$24 \text{ kg} : 0,95 \text{ kg/dm}^3 = 25 \text{ dm}^3$$

Colocando-se um cocho ao longo do lado do tanque, seu comprimento será de 0,80 m. Fazendo-se sua largura igual a 0,30 m e sua profundidade total igual a 0,25 m, resultará um volume total igual a 60 dm³, suficiente, portanto, para receber

o sulfato que seria necessário para preparar uma solução a 10%.

EXEMPLO 2:

Dimensionar o sistema de armazenamento, preparo, dissolução, dosagem e aplicação de sulfato de alumínio, para as seguintes condições:

Vazão a ser tratada: 150 l/s
Período de trabalho da instalação: 24 h/d
Dosagem de sulfato de alumínio (puro) — máxima 25 mg/l.
— mínima 15 mg/l.
Qualidade do sulfato (teor de impurezas): 9%.
Consumo de sulfato (com 9% de impurezas)

máximo:

$$\frac{100 \times 25}{100 - 9} \times 150 = 4120 \text{ mg/s} = 4,12 \text{ g/s} = 247 \text{ g/min} = 14,8 \text{ kg/h} = 355 \text{ kg/d}$$

mínimo:

$$\frac{100 \times 15}{100 - 9} \times 150 \cong 2472 \text{ mg/s} \cong 2,5 \text{ g/s} = 148 \text{ g/min} = 8,9 \text{ kg/h} \cong 215 \text{ kg/d}$$

Área para armazenamento:

$$\text{O consumo mensal máximo é de } 355 \times 30 = 10650.$$

Como o transporte poderá ser feito utilizando-se carretas de 10t adotando-se um armazenamento para 12t, um novo carregamento será recebido quando existir ainda um estoque de 2t suficiente para um consumo de $2000 : 355 = 5,5$ dias, que é considerado suficiente, dadas as facilidades locais para abastecimento.

Volume do armazenamento =

$$= \frac{12}{0,95} = 13 \text{ m}^3$$

Altura de armazenamento = 1,50 m.

$$\text{Área } \frac{13}{1,50} \cong 9,00 \text{ m}^2$$

A essa área será acrescida uma área para circulação a ser ajustada no projeto da casa de química.

Volume diário de solução (adotando-se solução a 10%) resulta um consumo máximo igual a:

$$\frac{355 \times 100}{10} = 3550 \text{ l}$$

Para dois dias de consumo, será necessário um volume de:

$$3550 \times 2 = 7100 \text{ l}$$

Dividindo-se esse volume em 3 tanques, o volume útil de cada um deverá ser:

$$7100 : 3 \cong 2400 \text{ l}$$

Verifica-se que a disposição da casa de química admite a colocação dos três tanques, lado a lado, adotando-se uma seção de:

$$1,20 \text{ m} \times 1,20 \text{ m} = 1,44 \text{ m}^2$$

A altura útil deverá então ser:

$$2400 : 1,44 = 1,67 \text{ m}$$

Deixando-se uma altura livre de 0,20 m e uma altura para acúmulo de insolúveis igual a 0,13 m, a altura total do tanque será de 2,00 m.

O cocho, para dissolução, deverá receber um volume de sulfato igual a:

$$2400 \times 0,10 : 0,95 = 250 \text{ l} = 0,250 \text{ m}^3$$

Medidas do cocho:

Comprimento = 1,20 m

Largura = 0,40 m

Altura = 0,52 m

Será adotada uma altura de 0,60 m.

Como a altura livre do tanque é de 0,20 m, a profundidade do cocho mergulhada no tanque será de 0,40 m.

Dosagem: será adotado um dosador de nível constante sobre orifício variável, com capacidade para dosar uma vazão de solução que poderá variar entre:

$$\frac{148 \times 100}{10} = 1480 \text{ cm}^3/\text{min} \cong 1,45 \text{ l/min}$$

e

$$\frac{247 \times 100}{10} = 2470 \text{ cm}^3/\text{min} \cong 2,50 \text{ l/min}$$

O dosador será alimentado por um reservatório situado 2 m acima do dosador. A solução será recalçada por bomba de diafragma, do tanque de solução para esse reservatório. A vazão da menor bomba disponível para essa finalidade, conforme catálogo de um certo fabricante, é de 840 l/h.

Adotando-se um reservatório de 250 l pretende-se manter metade desse volume para atender a eventual falha do sistema de recalque. Resulta:

Tempo mínimo de operação do dosador com as bombas fora de funcionamento:

$$\frac{250 : 2}{2,5} \cong 50 \text{ min}$$

Tempo de funcionamento da bomba para encher meio reservatório:

$$\text{Vazão da bomba } 840 \text{ l/h} = 14 \text{ l/min}$$

a) durante consumos máximos

$$\frac{250 : 2}{14 - 2,5} \cong 11 \text{ min}$$

b) durante consumos mínimos:

$$\frac{250 : 2}{14 - 1,45} \cong 10 \text{ min}$$

Tubulações para recalque:

$$\text{vazão } 840 \text{ l/h} \cong 0,235 \text{ l/s}$$

Será adotado um diâmetro de 25 mm, excessivo para essa vazão, porém, conveniente por sua maior rigidez, fator esse importante por se tratar de tubulação aparente.

— velocidade resultante: 0,48 m/s;
— perda unitária: J = 0,018 m/m

A perda total será determinada após o posicionamento da tubulação a fim de ser determinada a potência do motor. Essa perda será acrescida à diferença de cotas máxima, entre os níveis de solução no tanque de dissolução e no reservatório, que alimentará os dosadores (valor determinado

nas plantas da casa de química).

Para aplicação do sulfato dosado, devido às vazões baixas, considerou-se mais prático fazer uma rediluição logo após a saída do dosador, resultando uma solução a 1%.

Vazão da solução: $2,5 \text{ l/min} = 0,04 \text{ l/s}$
Vazão após rediluição (para aplicar 4,12 g/s):

$$\frac{4,12 \times 100}{1} = 412 \text{ cm}^3/\text{s} = 0,412 \text{ l/s}$$

Será adotado um tubo com diâmetro de 40 mm, resultando:

Velocidade 0,35 m/s

Perda unitária 0,0065 m/m

Das posições relativas entre o ponto de aplicação e o dosador, através das plantas da estação, pode-se estabelecer que seu comprimento equivalente é igual a 38 m. A perda total será, então: $0,0065 \times 38 = 0,25 \text{ m}$, que deverá ser a diferença de cotas entre o piso em que se localizam os dosadores de sulfato e o nível de água no ponto de aplicação.

Para determinar a vazão de água de rediluição, será adotado um rotâmetro com capacidade para medir vazões entre:

$$2,50 \times 100 \times \frac{9}{10} = 225 \text{ cm}^3/\text{s}$$

e

$$4,12 \times 100 \times \frac{9}{10} = 370 \text{ cm}^3/\text{s}$$

Sulfato ferroso

É um subproduto de diversos processos químicos e da decapagem de aço. Quando resultante da decapagem de aço, a solução usada na decapagem, já exaurida, é tratada com restos de aço até a acidez ser reduzida a 0,02%. O fato de constituir um subproduto exige um rigoroso controle de possíveis contaminantes, em particular de metais pesados como arsênio, antimônio e chumbo, limitados em 0,031% pelas especificações da AWWA.

O sulfato ferroso apresenta-se cristalizado com sete moléculas de água, resultando a fórmula $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$, com coloração esverdeada clara. Em certas circunstâncias, a cristalização ocorre com cinco moléculas de água, resultando a fórmula $\text{FeSO}_4 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$.

Pode ser usado para dosagem a seco, que é, entretanto, difícil, pelo fato do produto tender a se aglomerar e a formar arco. O seu uso em solução é feito com técnica análoga à exposta para o sulfato de alumínio.

Apresenta agressividade análoga à do sulfato de alumínio.

Sulfato ferroso clorado

O sulfato ferroso clorado é preparado na própria instalação, pela oxidação do sulfato ferroso pelo cloro. A proporção do cloro para a reação deve ser de uma parte de cloro para, no máximo, oito partes de sulfato ferroso como $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$. Forma-se sulfato férrico $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$ e cloreto férrico FeCl_3 , em solução que é altamente agressiva. Por essa razão tem sido preferida a adição do cloro dissolvido em água, à solução de sulfato ferroso preparada à parte, alguns segundos antes de sua aplicação na água.

A mistura da solução de sulfato ferroso com a solução de cloro deve ser feita em um tanque de reação, colocado em posição tal, que, o cloro que tende a se liberar e a se desprender na atmosfera, não prejudique as instalações.

Um projeto adequado do tanque poderá reduzir esse desprendimento a um mínimo. Os seguintes detalhes tendem a reduzir a liberação do cloro: agitação dos reagentes com um mínimo de turbilhonamento superficial, confinamento dos reagentes em tanque totalmente fechado ou ventilado através de uma coluna para absorção do cloro que se desprende.

Após a introdução da solução de cloro os teores de sulfato férrico e de cloreto férrico deverão situar-se acima de 1%, a fim

de ser evitada sua hidrólise. Quando é adotada a pré-cloração da água, poderá existir após a reação um teor de cloro livre em solução, suficiente para a cloração pretendida.

Cloreto férrico

É produzido pelo ataque de aparas de ferro pelo cloro e constitui um dos componentes do resultado do ataque do sulfato ferroso pelo cloro.

Pode apresentar-se com seis moléculas de água de cristalização e, nesse caso, é denominado cloreto férrico a 60%. Quando anidro, apresenta-se com 98% de cloreto férrico. Em solução, pode apresentar de 39 a 45% de FeCl_3 .

O sal, anidro ou cristalizado, é deliquescente e na presença de umidade ou da luz, decompõe-se produzindo ácido clorídrico.

Silicato de sódio

É um silicato solúvel obtido pela fusão da areia com carbonato de sódio. O silicato usado para preparo da sílica ativada deve apresentar, por questão de economia e facilidade de operação, a relação $\text{SiO}_2 : \text{Na}_2\text{O}$ igual a 3,3:1. Denomina-se silicato de sódio neutro. Sua fórmula é $\text{Na}_2\text{O} \cdot 3,39 \text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$. Silicatos com relação superior a 3,65 são instáveis e com relação inferior a 1,65 não são adequados para o preparo de sílica ativada.

Em termos de economia, o silicato com relação igual a 3,2:1 seria o mais adequado. Entretanto, sua viscosidade mais elevada que o silicato com relação 3,3:1 torna mais recomendável o uso deste, para tratamento de água. A Tab. 18.2 apresenta algumas características dos silicatos com relação 3,2:1 e 3,3:1.

O material é transportado mais comumente em bombonas ou em tambores metálicos, podendo também ser transportado em carros-tanques. O armazenamento

é feito em bombonas ou em tanques de chapa de aço. A transferência do material pode ser feita por recalque, usando bombas adequadas para fluidos viscosos.

Tabela 18.2 – Características de silicatos de sódio usados em tratamento de água.

Relação $\text{SiO}_2 : \text{Na}_2\text{O}$	3,2:1	3,3:1
Teor de SiO_2	30,1%	29,0%
Teor de Na_2O	9,4%	8,8%
Densidade a 20°C	1,42	1,395
Viscosidade em centipoises a 20°C	600-1.200	250-500

Polieletrólitos

São polímeros orgânicos naturais ou sintéticos com propriedades eletrolíticas.

Os polímeros sintéticos são definidos como uma série de unidades químicas que se repetem e se mantêm juntas por ligações covalentes. Se as unidades que se repetem têm a mesma estrutura molecular, o composto denomina-se homopolímero e, no caso contrário, copolímero. As unidades referidas denominam-se monômeras e seu número no polímero é referido como grau de polimerização.

Os polieletrólitos sintéticos podem ser classificados com base no tipo de carga elétrica apresentada. Denominam-se aniônicos, quando a carga é negativa, catiônicos, quando positiva e quando desprovidos de carga elétrica, não-iônicos.

Armazenamento

Alguns polieletrólitos apresentam-se como pó, ou em pequenos grãos, enquanto outros como líquidos. Os sólidos são fornecidos em sacos de papel multifolhados, às vezes, com uma das folhas impermeável e em barricas de 35 a 45 kg. Devem ser armazenados em locais secos com temperatura ambiente normal. Nessas condições, têm durabilidade indefinida. Os polieletrólitos líquidos são fornecidos em tambores de

aço ou em carros-tanques, sendo, nesse caso, armazenados em tanques. De modo geral, o produto não é corrosivo; mas, por precaução, visando preservar sua qualidade, os tanques de aço para armazenamento são revestidos com borracha ou com pintura de epoxi.

A transferência de polieletrólito líquido é feita mediante o uso de ar comprimido (pressão de pelo menos 2 atm), ou por meio de bomba de engrenagem.

Dosagem

Os polieletrólitos são dosados por via úmida, a partir de soluções pouco concentradas, a fim de reduzir sua viscosidade. A concentração máxima seria 2%. Entretanto, convém dimensionar os sistemas para um valor máximo de 0,5%.

Para os polieletrólitos sólidos é necessário um dispositivo ejetor para prover uma dispersão inicial do polieletrólito em toda a massa de água onde será dissolvido. Faltando esse dispositivo, há a tendência de o polieletrólito se aglomerar, formando grumos que não se desfazem com a agitação. Logo após a dispersão, é necessário agitar a suspensão, até que todo o polieletrólito tenha se dissolvido.

A dosagem é feita por meio de bombas dosadoras, com eventual adição posterior de água, para facilitar a dispersão do polieletrólito na água a ser tratada. As bombas dosadoras devem ser de alta precisão, em virtude do custo dos polieletrólitos e porque erros de dosagem podem prejudicar o tratamento.

Cal virgem e cal hidratada

Características

A cal virgem ou óxido de cálcio é produzida pelo aquecimento do carbonato de cálcio (calcário). Em contato com a água combina-se com esta, formando hidróxido

de cálcio comumente denominado cal hidratada. A fórmula química do óxido de cálcio é CaO e o seu peso molecular é 56,08. A fórmula química de hidróxido de cálcio é Ca(OH)_2 e seu peso molecular é 74,10.

Aplica-se na água sempre a cal hidratada. Quando se utiliza cal virgem, a aplicação é precedida de hidratação. A hidratação, ou seja, a combinação da cal virgem com a água, denomina-se comumente extinção e se desenvolve com liberação de grande quantidade de calor.

Cal virgem

Apresenta-se aglomerada em blocos, granulada ou em pó. Seu peso específico depende do calcário que lhe deu origem e de sua granulometria variando entre 0,9 e 1,1 t/m^3 .

Segundo as especificações da AWWA, deve apresentar um mínimo de 90% de óxido de cálcio. As impurezas presentes são constituídas de óxido de magnésio, carbonato de cálcio, carbonato de magnésio, sílica e partículas de combustível usado para aquecer o calcário.

Exposta ao ar, combina-se com a umidade deste, formando hidróxido, que, por sua vez, combina com o gás carbônico, também presente no ar, formando carbonato pulverulento.

É material cáustico, irritando fortemente a pele e as mucosas. Sua poeira causa problemas sérios nas vias respiratórias.

Cal hidratada

Apresenta-se em pó seco, quando a hidratação se efetua em instalações adequadas para a produção desse tipo de material. Quando a hidratação é feita na própria estação de tratamento, não há interesse na produção de cal em pó, formando-se uma pasta ou uma suspensão concentrada.

Seu peso específico varia de 420 a 1 100 kg/m^3 .

O teor de óxido deve ser superior a 68%.

Extinção da cal virgem

A hidratação da cal virgem exige uma técnica especial, a fim de que ocorra a transformação do óxido de cálcio em hidróxido em um tempo razoavelmente curto. A técnica de hidratação envolve o aproveitamento da temperatura desenvolvida pela reação de hidratação, sem permitir que essa temperatura ultrapasse um valor que provoque a rápida evaporação da água que é necessária à reação. Quanto maior a temperatura de hidratação, maior será a velocidade de reação e maior é a consistência da pasta que se forma. Além disso, a velocidade de reação depende da qualidade da cal, em termos de teores de óxido de cálcio e de óxido de magnésio e do método que foi utilizado para proceder à extinção do calcário.

Os aspectos relacionados com a qualidade da cal têm sua influência limitada através das especificações estabelecidas para a cal a ser usada em tratamento de água. A cal especificada extingue-se rapidamente, desenvolvendo suficiente quantidade de calor.

Pode-se esperar uma temperatura de reação de até 90°C como temperatura normal de extinção. Havendo falta de água, a temperatura poderá se elevar acima de 90°C, com possibilidade de evaporação de toda a água presente, causando a paralisação da extinção e com possibilidade de criação de condições propícias à rápida ebulição da água, muitas vezes causadora de acidentes graves.

A relação água/cal deve variar entre 2/1 a 3/1 quando é pretendida a formação de pasta. Nesse caso, a temperatura de extinção se apresenta acima de 60°C. Quando é pretendida a formação de suspensão a relação água/cal, pode chegar a 5/1, desde que o extintor apresente características especiais, para evitar perda de calor, e

eventualmente para aquecer a água utilizada para a extinção. Caso contrário, torna-se mais conveniente manter a relação tão baixa quanto possível, em torno de 3,5/1 ou até 4/1, garantindo o desenvolvimento da reação a uma temperatura superior a 40°C.

O tempo de extinção pode variar de 3 a 20 min, para o caso de formação de pasta. Formando-se suspensão, esse tempo aumenta de cerca de 25%.

Transporte e armazenamento

Cal virgem

A proteção da cal virgem durante o transporte e armazenamento, contra o contato com umidade ou com água, é fundamental para garantir sua qualidade e para evitar a ocorrência de acidentes provocados pela elevação da temperatura. Essa elevação pode atingir valores suficientes para provocar incêndio em materiais combustíveis.

Pode ser embalada em sacos multifolhados de papel e, assim, transportada em caminhões comuns e armazenada em pavilhões cobertos. Estes devem ser livres de umidade, de inundação e de goteiras. A possibilidade de ocorrência de pingos ou respingos de água, provocados por equipamentos de qualquer natureza, bem como a possibilidade de a cal virgem ser atingida por gotas de água, ainda que acidentais, devem ser levadas em conta para a localização do armazenamento ou, quando o armazenamento já tem local fixado, para a localização de tubulações e equipamentos. Não devem ser usados estrados de madeira para suportar a cal contida em sacaria, por serem combustíveis. O armazenamento não deve ser feito junto com materiais inflamáveis, materiais explosivos, ou junto com produtos higroscópicos.

Em alguns casos, visando a redução de preço, a cal virgem é transportada a granel, em caminhões comuns e armazenada em

montes em locais cobertos. Nesse caso, além dos cuidados anteriores para evitar a entrada de umidade e a ocorrência de incêndios, é necessário organizar os montes sem se valer para isso de tabiques de madeira e de paredes que tenham uma de suas faces expostas à umidade ou ao contato com água. Os montes não podem envolver ou se encostar em elementos estruturais de qualquer natureza.

O transporte a granel é feito normalmente em caminhões dotados de carroceria especial. O tipo de carroceria constituído por cilindro fechado com descarga mediante rosca sem-fim colocada em seu fundo, pode ser usado, inclusive, como armazenamento. Esse tipo de solução pode ser adotado com vantagem em instalações em que o consumo de cal é moderado, ou em instalações com consumo de cal mais elevado, porém, que não apresentam condições para utilizar sistema de transporte e armazenamento mais econômicos. Quando é adotado esse tipo de transporte e armazenamento, a cal é retirada do carro para recarregar os silos dos dosadores mediante transporte feito por rosca sem-fim, canecas ou transporte pneumático.

Em instalações com elevado consumo de cal é mais conveniente adotar transporte em carros-silos com descarga por meio de abertura no fundo. A descarga é feita em silo subterrâneo, transferindo-se a cal para silos elevados (Fig. 18.28). Estes podem ser de concreto sem revestimento, desde que o concreto seja de alta qualidade ou de aço. A transferência do silo subterrâneo para o silo elevado, dependendo de suas posições relativas, pode ser feita por elevadores de canecas ou por transporte pneumático. A transferência do silo de armazenamento para o dosador, também dependendo de posições relativas, pode ser feita por elevadores de canecas, rosca sem-fim, transporte pneumático ou por uma combinação de vários tipos de dispositivos.

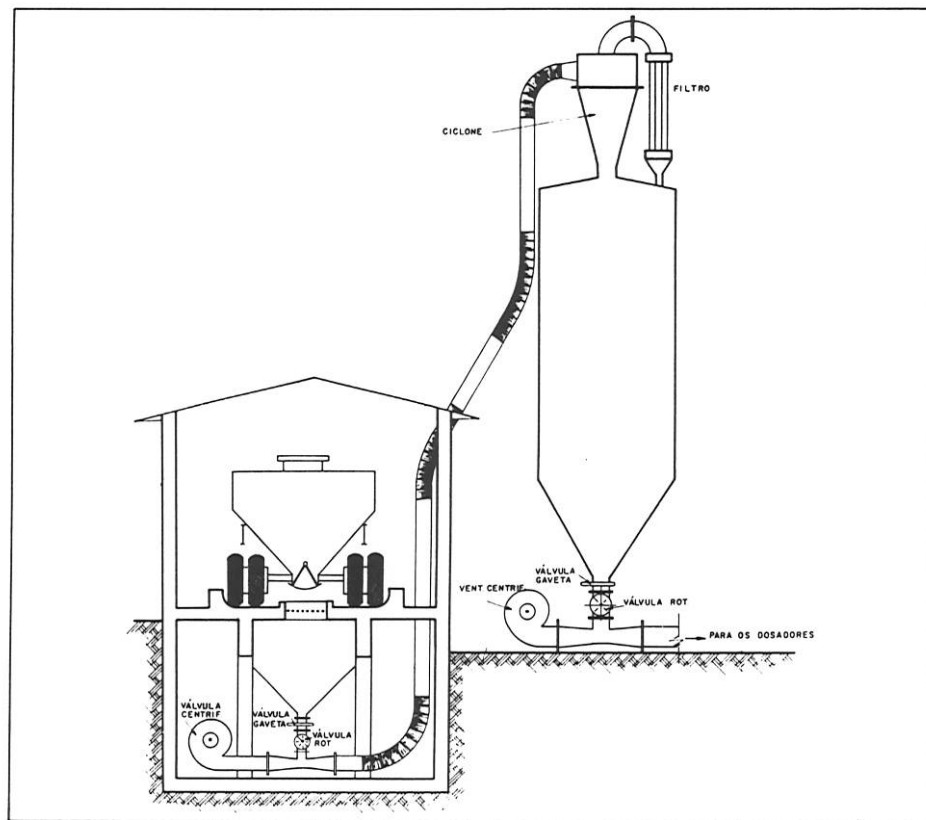


Figura 18.28 – Transferência de cal de silos subterrâneos para silos elevados.

Cal hidratada

A cal hidratada não exige os cuidados preconizados para a cal virgem, no que diz respeito ao contato com a água. Mas da mesma forma que a cal virgem, irrita a pele e as mucosas. Esse problema é agravado pelo fato de ser um material pulverulento muito fino, com baixo peso específico, produzindo, por isso, grande quantidade de poeira ao ser movimentado.

O transporte a granel pode ser feito em caminhões-silos, com fundo côncavo ou piramidal, ou em silos cilíndricos com descarga mediante rosca sem-fim ou ar comprimido.

O transporte a granel traz vantagens consideráveis para instalações de médio e de grande portes, pela economia decorrente da inexistência de embalagens e da simplificação dos métodos usados para sua movimentação. Além disso, a movimentação, fazendo-se mecânica ou pneumática, permite reduzir substancialmente os problemas de poeira e melhora a higiene do trabalho.

Para pequenas instalações é mais econômico o uso de cal hidratada fornecida embalada em sacos multifolhados, de papel, contendo cada saco 20 kg de cal, transportada em caminhões com carroceria comum.

O armazenamento é feito em local coberto, convindo que seja isolado das demais dependências da estação de tratamento, por portas, para que a poeira da cal não prejudique as instalações.

Em certos casos, tem-se preferido o armazenamento da cal em tanques, onde é colocada em suspensão na água. Essa forma de armazenamento é vantajosa quando a cal é fornecida a granel. A cal é colocada em suspensão na água, adotando-se a mesma técnica apresentada para dosagem por via úmida.

Métodos de dosagem

Dependendo do tipo de cal utilizada, podem ser adotados métodos de dosagem de cal hidratada a seco, de cal hidratada por via úmida e de cal virgem, seguida de extinção.

Dosagem de cal hidratada a seco

A dosagem de cal hidratada a seco pode ser feita por dosadores volumétricos e gravimétricos. Os dosadores volumétricos têm precisão muito baixa, em virtude das dificuldades para fazer com que a cal alimente, de forma constante, o dispositivo medidor de volume. Esse inconveniente se verifica mesmo nos equipamentos que possuem raspadores acionados eletricamente, colocados no interior do silo de alimentação, destinados a evitar a formação de arco. Para uma dosagem mais precisa, o dosador deverá ser gravimétrico.

O reabastecimento do silo de alimentação pode ser feito manualmente, quando a cal é embalada em sacos. Nesse caso o silo se abre em piso situado acima daquele em que fica apoiado o dosador. Cuidados devem ser tomados para evitar acidentes que poderiam ser provocados pela abertura, se esta se situar no nível do piso. Entre esses cuidados estão grades e guarda-corpos. É preferível situar a abertura para reabasteci-

mento, em nível acima do referido piso e adequado para facilitar o reabastecimento manual. Mesmo nesse caso, é conveniente prever o uso de grade grossa na entrada do silo, principalmente se o silo for de grandes dimensões.

O reabastecimento do silo poderá ser feito a partir do mesmo nível em que está instalado o dosador. Nesse caso, torna-se necessário o uso de equipamento mecânico auxiliar, para proceder à elevação da cal (do tipo de caneca ou de rosca sem-fim contida em mangote flexível), colocando-a em um pequeno silo que alimenta o transportador. Alguns equipamentos possuem um gabinete para receber o saco da cal, com um dispositivo para abrir o saco após ter sido fechada sua porta, alimentando, assim, o transportador com um mínimo de problema de poeira.

Quando a cal é armazenada em silos ou no próprio carro transportador, o reabastecimento do silo de alimentação do dosador é feito mediante equipamento mecânico ou pneumático.

Dosagem de cal hidratada por via úmida

Para dosagem por via úmida, a cal hidratada deverá ser posta em suspensão em água, formando o que se denomina leite de cal. Um volume de leite de cal com teor conhecido, contido em um tanque de armazenamento, alimentará durante um certo período de tempo o dosador, que poderá ser dos seguintes tipos:

- jato móvel sobre abertura variável: tem a vantagem de possuir tanque de armazenamento e o dispositivo dosador, formando um só conjunto. Essa disposição torna desnecessário alimentar o dosador continuamente, através de uma tubulação, com o leite de cal. Sua desvantagem resulta de o equipamento ter dimensões grandes, ocupando uma área conside-

rável, principalmente quando o projeto é bem elaborado e assim prevê uma área circundante ao dosador para satisfazer aos trabalhos de manutenção;

- orifício variável sob carga constante: são dosadores de custo baixo e de dimensões reduzidas quando comparados com os anteriores, características que ressaltam mais para grandes capacidades de dosagens. Exigem alimentação contínua através de um sistema de recalque com retorno, por gravidade do excesso da vazão recalcada para o tanque de armazenamento do leite de cal. O tanque de armazenamento exige agitação permanente por meio de um agitador tipo turbina;
- bomba dosadora: pode ser instalada abaixo do nível do fundo do tanque de armazenamento, aplicando o produto já dosado em água contida em tubulação sobre pressão, ou em canais, ou reservatórios cujo nível de água se situe em cota superior à bomba.

As bombas especiais para dosar suspensões trabalham com suspensão cuja concentração é da ordem de 0,400 kg de cal hidratada por litro. Essas bombas são de diafragma e têm válvulas de material resistente à abrasão com formato estudado para impedir deposição de material no assento.

As bombas de diafragma comuns também podem ser usadas para dosagem de cal, porém, nesse caso, a suspensão não deve exceder o teor de 2% e preferivelmente 1% de cal por litro, para que o funcionamento de suas válvulas seja perfeito.

O tanque de armazenamento poderia receber a suspensão de um tanque de preparo, onde se introduziria apenas a água necessária para preparar uma pasta de cal. No tanque de armazenamento seria introduzida a água necessária para formar leite

de cal com o teor desejado. É mais prático, porém, preparar o leite de cal diretamente no tanque de armazenamento. Para isso, a cal deverá ser introduzida lentamente na água já contida no tanque de armazenamento, sob agitação contínua e vigorosa obtida por meio de um agitador tipo turbina. A cal poderá ser colocada no interior de um cesto de tela metálica com malhas finas que reterá as impurezas insolúveis que poderiam prejudicar o dosador. A agitação da água deverá ser suficiente para remover toda a cal do interior do cesto mergulhado na água, lavando, dessa forma, as partículas insolúveis.

O leite de cal poderá atingir uma concentração de cal de 42%. É comum entre nós limitar essa concentração a 10%, e até mesmo a concentrações mais baixas, visando com isso reduzir os problemas de sedimentação no interior de tubulações mal dimensionadas e mal projetadas, e também contornar as deficiências de dosadores pouco precisos.

Quando é usada cal virgem para ser extinta na estação de tratamento, o próprio extintor constitui o tanque de preparo de leite de cal. O extintor é formado por um tanque cilíndrico de eixo vertical, cuja altura atinge no máximo 0,70 m. No seu interior existe um agitador muito robusto formado por um eixo mecânico, cuja posição coincide com o eixo do cilindro e que suporta duas barras horizontais, pesadas e arrastadas em movimento circular por grossas correntes. A cal a ser extinta é colocada no interior do extintor, onde é agitada continuamente, à medida que recebe a água necessária para a extinção. Formada uma pasta espessa, a cal deverá permanecer no extintor por um tempo suficiente para que a extinção se complete. Depois é passada para o tanque de armazenamento, onde receberá a água que for necessária para ajustar seu teor aos valores desejados.

Os tanques de armazenamento de leite de cal são dimensionados com critério análogo ao adotado para o dimensionamento dos tanques de dissolução de sulfato de alumínio. Quando são usados dosadores de jato sobre aberturas variáveis, para não aumentar em demasia as dimensões desses equipamentos, podem existir também tanques de armazenamento comuns.

A transferência do leite de cal pode ser feita por gravidade ou por recalque, utilizando-se bombas centrífugas de rotor aberto, através de tubulações de ferro fundido, ferro galvanizado, PVC, ou tubulações flexíveis. Quando as tubulações são rígidas, é necessário prever meios para serem facilmente desmontadas, além de possuírem pontos de inspeção, pelo menos em todas as mudanças de direção. As tubulações flexíveis facilitam a limpeza da cal que se adere às paredes e aí tende a se carbonatar. A desvantagem das tubulações flexíveis está no fato de exigir apoios contínuos em forma de calha para sua instalação. Essa desvantagem é amplamente compensada pela facilidade que apresentam para serem desobstruídas.

Os tanques de armazenamento para cal poderão ser construídos de concreto ou de aço, ambos sem qualquer tipo de revestimento. É conveniente que a face interna dos tanques não apresente ressaltos, a fim de facilitar os trabalhos de manutenção que exigem raspagens periódicas da cal que adere às paredes e aí se carbonata.

Saturadores de cal: a dosagem de cal por via úmida pode ser feita usando água de cal, em que o hidróxido de cálcio se apresenta dissolvido saturando a solução. A concentração varia com a temperatura, podendo ser admitido que essa concentração é igual a 1,2 g/l, para as temperaturas usuais e desde que exista suficiente quantidade de cal para ser dissolvida. Quando a

quantidade de cal ainda não dissolvida, presente no saturador, se reduz, não é alcançado o ponto de saturação.

O saturador é formado por um tanque com fundo cônico ou piramidal, onde é depositada a cal a ser dissolvida. A água é introduzida no interior da cal e, portanto, no fundo do tanque, mediante um tubo reto instalado na sua parte interna, sendo coletada na superfície livre mediante calhas, ou próxima à superfície mediante tubos perfurados. A área do tanque deve ser dimensionada de modo a garantir uma velocidade ascensional entre 0,5 e 1 mm/seg, o que corresponde a uma vazão de 0,5 a 1,0 litro por segundo e por metro quadrado ou a uma dosagem de 0,6 a 1,2 g de cal por segundo e metro quadrado. Deve ser suficientemente alto, para facilitar a distribuição uniforme da água que foi introduzida em um único ponto junto ao fundo, por toda a área superficial. Deve-se adotar, para tanto, uma altura pelo menos igual à raiz quadrada da área superficial.

O ajuste da dosagem é feito pelo ajuste da vazão da água que é introduzida no saturador, procedendo-se a ensaios de teor de cal presente, em intervalos de tempo convenientes. O uso de um hidrômetro na entrada de água é útil, tanto para permitir a determinação da vazão, como para avaliar a quantidade de cal disponível no saturador. Quando a quantidade disponível é pequena e o teor da solução se torna baixo, é necessário diminuir a quantidade de água ou introduzir mais cal.

Uma grande vantagem da dosagem de água de cal, em lugar da dosagem do leite de cal, é a produção de uma solução com quantidade muito reduzida de sólidos insolúveis em suspensão, não causando, por isso, aumento sensível da turbidez da água filtrada e nem causando deposição de materiais sedimentáveis em canais e reservatórios.

É empregado com vantagens econômicas em instalações de pequeno porte. Instalações de porte médio, ou maiores, levariam a saturadores de custo muito elevado.

Dosagem de cal virgem seguida de extinção

A dosagem de cal virgem seguida de extinção apresenta grandes vantagens, principalmente nas instalações de maior porte. Para sua implantação, utiliza-se cal virgem transportada a granel, armazenada em silos e movimentada por meio de equipamentos mecânicos ou pneumáticos.

As vantagens apresentadas são: redução quase que total dos problemas de poeira; uso de material de menor custo, por ser fornecido a granel e ser menos elaborado que a cal hidratada; menor custo de transporte (por não ter recebido ainda a água de hidratação); menor custo de armazenamento (pode ser feito em silo externo); menor custo para as operações de descarga e movimentação (podem ser realizadas por meio de equipamentos).

A cal virgem é facilmente dosada em dosadores gravimétricos que descarregam em extintores contínuos. Somente após a extinção, a cal é aplicada na água.

Os extintores contínuos podem trabalhar com relação água/cal superior a 3,5/1, produzindo cal em suspensão, ou trabalhar com relação água/cal inferior a 3/1, produzindo pasta. Os primeiros exigem sistemas de aquecimento da água para produzir a extinção perfeita. As dificuldades de operação desse tipo de extintor têm levado ao uso do extintor com relação água/cal inferior a 3/1. Estes garantem uma produção de cal extinta com um mínimo de perda decorrente de deficiências dos processos de extinção. Após a extinção, ainda no próprio aparelho extintor, a cal é levada para um dispositivo separador e removedor de insolúveis, recebendo em seguida uma quantidade adicional de água para ficar em

suspensão e assim ser levada aos pontos de aplicação através de tubos, rígidos ou flexíveis.

Para impedir a deposição da cal nas tubulações e reduzir a perda de carga total, pode-se introduzir uma vazão de água suficiente para reduzir o teor da suspensão a pelo menos 1%. A tubulação é então dimensionada para uma velocidade mínima de 0,50 m/s. O diâmetro resultante condiciona a perda de carga, que fixa a elevação da saída do dosador acima do nível da água onde a cal será aplicada. Quando a elevação necessária não existe, a transferência é feita mediante bombeamento (Fig. 18.29).

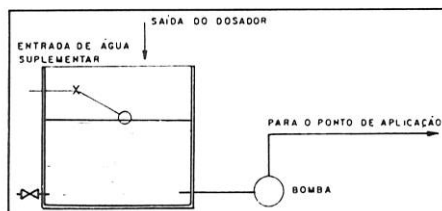


Figura 18.29 — Extintor contínuo para cal virgem.

Carbonato de sódio

É designado comumente por barrilha ou soda. Sua fórmula química é Na_2CO_3 com peso molecular 106.

Apresenta-se como um pó branco com um máximo de 2% de impurezas e peso específico variando entre 370 e 1 050 kg/m^3 . Dissolve-se facilmente na água, alcançando concentrações de 10% à temperatura normal.

É fornecido a granel, em sacos, ou tambores. Não é corrosivo, podendo ser armazenado em silos de concreto ou de aço, ou sobre concreto. Pode ser dosado mediante dosadores a seco, ou pode ser dosado por via úmida mediante bombas. A solução pode ser armazenada em tanques de concreto ou de aço, sem qualquer revestimento e ser transferida através de tubulações de aço, de ferro fundido ou de PVC.

Apresenta problemas de poeira e, sendo cáustica, seu manuseio exige proteção do pessoal com roupas especiais, luvas e máscara para olhos com filtro para a respiração.

É usada para ajustagem de pH, controle de corrosão e amolecimento da água, pelo processo da cal sodada.

Para controle de pH, devido ao seu preço elevado, apresenta um custo superior ao da cal. Entretanto, pelo fato de a instalação para armazenamento e dosagem ser de custo inferior ao da cal, pode constituir um sistema reserva a ser usado ocasionalmente.

Hidróxido de sódio

É um dos produtos resultantes da eletrólise do cloreto de sódio, designado comumente por *soda cáustica*. Sua fórmula química é NaOH com peso molecular 40.

É fornecida normalmente em solução concentrada que tende a se cristalizar quando sua temperatura se reduz. Para evitar que isso ocorra, seu tanque de armazenamento pode ser isolado termicamente e aquecido.

Quando se utiliza soda em escama, esta é dissolvida assim que chega na estação de tratamento, sendo armazenada em solução. A dissolução deve ser feita com cuidado, porque durante o processo ocorre liberação de grande quantidade de calor.

A solução de soda cáustica pode ser armazenada em tanques de aço, ou de concreto revestidos de borracha. As tubulações podem ser de aço ou de ferro fundido.

A dosagem pode ser feita através de dosadores normais, por via úmida. Seu baixo consumo torna possível o uso de bombas dosadoras.

É usada para ajustagem de pH e controle da corrosão com um custo muito superior ao da cal ou da barrilha. Pode, em certas

circunstâncias, constituir um sistema reserva para a dosagem de cal, com vantagens econômicas razoáveis.

Cloro

O cloro é produzido pela eletrólise de uma solução de cloreto de sódio. À temperatura e pressão normais, é um gás amarelo esverdeado. Quando liquefeito, apresenta-se com coloração âmbar; tem um odor irritante e é sufocante. Seu símbolo atômico é Cl e seu peso atômico é 35,457.

O cloro, quer gasoso ou líquido, não é explosivo, nem inflamável. É um combustível e, de forma idêntica ao oxigênio, é capaz de suportar a combustão de certas substâncias. Muitos produtos químicos orgânicos reagem facilmente com o cloro e, em alguns casos, com grande violência, podendo causar explosão.

É pouco solúvel na água; sua solubilidade máxima ocorre a cerca de 9,5°C. Abaixo dessa temperatura há tendência de o cloro se combinar com a água, formando um hidrato cristalino e se cristalizar. A solubilidade para diferentes temperaturas é apresentada na Tab. 18.3. À temperatura de 100°C o cloro é insolúvel na água.

Tabela 18.3 — Solubilidade do cloro na água.

Temperatura °C	Solubilidade g/litro
10	10,0
20	7,3
30	5,7
40	4,6
50	3,9
60	3,3
70	2,8
80	2,2
90	1,3
100	0

Na temperatura em que é normalmente utilizado quando seco, gasoso ou líquido, o cloro não reage com o cobre, ferro, chumbo, níquel, platina, prata e tântalo. Algumas ligas de cobre e ligas ferrosas também são resistentes ao cloro nessa condição. O cloro

seco reage com alumínio, arsênico, ouro, mercúrio, selênio, telúrio, estanho e titânio. O antimônio, o arsênico, bismuto, boro, cobre, ferro, fósforo e algumas de suas ligas, quando finamente divididos formando pó, esponja ou fios, queimam-se, espontaneamente, numa atmosfera de cloro.

O cloro úmido, devido à formação de ácido clorídrico e ácido hipocloroso, decorrente de processos de hidrólise, é muito corrosivo para todos os metais comuns. São resistentes apenas o ouro, platina, prata e o titânio.

O seu ponto de ebulição é de $34,05^{\circ}\text{C}$, sua pressão crítica é de 76,1 atmosferas e sua temperatura crítica é de 144°C ; a pressão de vapor do cloro é dada pela Fig. 18.30.

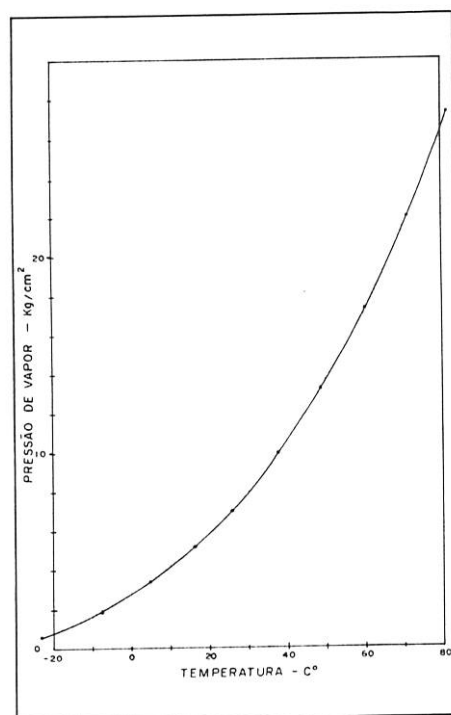


Figura 18.30 — Pressão de vapor de cloro x temperatura.

Embalagem

O cloro é fornecido em cilindro de aço, onde se encontra parcialmente liquefeito. A pressão do cloro gasoso, presente na parte superior do cilindro, é a pressão de vapor correspondente à temperatura em que o cloro se encontra.

Existem no mercado cilindros com capacidade de 45 kg, de 70 kg, e de 900 kg, estes últimos denominados comumente de cilindros de tonelada.

Os cilindros de 45 kg e de 70 kg são usados na posição vertical e para isso uma das suas extremidades permite apoio e equilíbrio no solo. Na outra extremidade, ficam localizadas a válvula para retirada de cloro e uma válvula de segurança. A válvula de retirada de cloro pode ser acionada mediante uma chave especial. A válvula de segurança é formada por um fusível que se funde entre 70 e 75°C , a que corresponde uma pressão de 20,8 a 23,8 atmosferas (305 a 350 psi). Quando o cilindro não está em uso, suas válvulas de saída e de segurança ficam protegidas por uma cobertura que se rosqueia diretamente sobre o cilindro.

Os cilindros de 900 kg são utilizados na posição horizontal. O fechamento das bases do cilindro é feito mediante calotas convexas, que formam uma reentrância utilizada para abrigar as válvulas de segurança e as válvulas de saída do cloro. Esses cilindros apresentam duas válvulas para saída de cloro, colocadas diametralmente opostas, porém, relativamente próximas ao eixo do cilindro. Disposto o cilindro de forma a ficarem ambas as válvulas em uma mesma vertical, a válvula superior receberá somente cloro gasoso, enquanto que a válvula inferior receberá somente cloro líquido. Para isso, essas válvulas se prolongam internamente ao cilindro por um tubo que alcança a parte superior e inferior. Além dessas válvulas, os cilindros dispõem de seis válvulas de segurança, três em cada calota. Essas válvulas, também, são do tipo de

fusível, com ponto de fusão entre 70 e 74°C , rompendo-se a uma pressão entre 20,8 a 23,8 atmosferas.

Para consumos elevados de cloro, torna-se mais econômica a utilização de carros-tanques com capacidade de 15 a 20 toneladas. Esses tanques recebem, em geral, cloro a uma temperatura inferior a 0°C , convindo manter a temperatura assim baixa para reduzir a pressão do cloro no interior do tanque. Para tanto, os carros-tanques contam com uma proteção térmica externa recoberta por uma capa metálica.

Os carros-tanques apresentam quatro válvulas agrupadas na sua parte superior. Essas quatro válvulas ficam dispostas, duas no sentido do eixo do carro, e as outras duas transversalmente a esse eixo. As válvulas que ficam ao longo do eixo do carro recebem cloro líquido, enquanto que as válvulas colocadas transversalmente a esse eixo recebem cloro gasoso. Nas duas primeiras válvulas, existem válvulas especiais, destinadas a limitar a vazão do cloro que por elas passa, de tal modo que, ocorrendo um rompimento da linha por onde o cloro líquido sairia, a válvula limitadora tenderia a fechar a saída do cloro. No centro das quatro válvulas existe uma válvula de segurança acionada por mola.

Transporte

O transporte do cloro em cilindros é feito em caminhões comuns, dotados de dispositivos de segurança capazes de evitar que esses cilindros possam se romper, ocorrendo qualquer tipo de acidente com o carro. Os cilindros de tonelada, por exemplo, deverão ser presos, a fim de que não possam rolar em nenhuma circunstância. O uso de cabos para prender os cilindros não é suficiente para mantê-los no lugar; é necessário, além dos cabos, utilizar calços que deverão ficar presos diretamente na carroceria, ou presos a duas travessas longitudinais por sua vez presas à

carroceria. São usados um total de quatro calços por cilindro para prender ambas as extremidades e ambos os lados. Entre os calços e os cilindros não deve haver folga que permita o cilindro se deslocar. Os cilindros de 35 kg e de 70 kg poderão ser agrupados, prendendo-se o conjunto com um cabo que apertará um cilindro contra o outro. No caso de transporte de menos que seis cilindros, os mesmos poderão ser deitados sobre berços e aí amarrados. A exposição ao sol deverá ser reduzida ao menor tempo possível. A fim de remover o cilindro da carroceria do caminhão para o ponto de uso, poderá ser utilizada uma talha que normalmente deve existir nas instalações que trabalham com esses tipos de cilindros, ou, caso isso não ocorra, o caminhão deverá contar com sistema de elevação próprio. O cilindro será preso por suporte especial, não sendo permitido o uso de correntes ou cabos presos diretamente no cilindro. A movimentação de tais cilindros, mediante prancha ou outros dispositivos semelhantes, constitui sempre um perigo extremamente grande, razão pela qual deve ser impedida a todo custo.

Armazenamento

O armazenamento de cilindros de cloro deve ser feito em local onde fiquem abrigados do calor, ou da incidência de raios solares que poderão aquecer os cilindros acima do limite permitido por suas válvulas de segurança. Por essa razão, se eventualmente tiverem que ficar armazenados em áreas externas, é necessário prover uma cobertura, ainda que leve, para evitar que fiquem submetidos aos raios diretos do sol.

Convém armazenar os cilindros em área seca, reduzindo-se dessa forma o ataque às suas paredes pela umidade presente. Caso a área seja úmida, ocorrendo escape de pequenas quantidades de cloro, forma-se ácido clorídrico que poderá atacar violentamente as paredes do cilindro.

O armazenamento não pode ser feito próximo a metais finamente divididos, ou a amônia, nem a qualquer material combustível, a fim de afastar, neste caso, o perigo de incêndio.

A área de armazenamento deve ser ventilada e não dar saída direta para escadas descendentes, ou poços de elevadores.

O armazenamento deve ser efetuado de modo a se manter um espaço razoável entre cada cilindro, para facilitar a pesquisa de eventuais fugas de cloro e os trabalhos de emergência em cilindro defeituoso.

A ordem de uso de cilindros cheios seguirá a mesma ordem de recebimento. Além disso, deve-se prever uma área para armazenamento dos cilindros cheios e outra para os vazios.

Os tubos de 45 kg e de 70 kg são armazenados verticalmente, um ao lado do outro, e colocados diretamente sobre o piso. Essa disposição facilita muito seu manuseio, pois permite utilizar o carro transportador (Fig. 18.23).

Os cilindros de tonelada são armazenados horizontalmente, formando uma única camada. São colocados sobre duas vigas, afastadas do piso, reduzindo seu contato com a umidade que aí poderá existir. Nas vigas devem existir calços, para impedir que os cilindros rolem. Sua movimentação é feita mediante uma talha elétrica presa a uma monovia.

Os consumidores de grande quantidade de cloro, usando carros-tanques para transporte do cloro, poderão usar esses mesmos carros para o seu armazenamento. Em outras circunstâncias, poderá ser mais conveniente a utilização de cilindros estacionários que receberão o cloro dos carros-tanques onde foram transportados.

Transferência

Os cilindros em uso deverão, preferivelmente, ficar colocados na mesma área onde são armazenados, sendo então ligados

mediante tubulações aos dosadores. Essa tubulação deverá ter diâmetro mínimo de 20 mm (3/4") e ser constituída de aço carbono sem costura *schedule* 80. Para pequenas instalações, ou para vencer pequenas distâncias, poderão ser usados tubos de cobre com diâmetro entre 5 e 20 mm (3/16" e 3/4"). Nesse caso, o tubo também deverá ser sem costura e com espessura de parede de 0,5 mm para o tubo de 5 mm; 0,56 mm para tubos de 6 a 12 mm (1/4" a 1/2") e de 0,77 mm para tubos de 16 a 20 mm (5/8" a 3/4"). As uniões das tubulações, bem como as peças de derivação seguem especificações muito rígidas a serem consultadas no momento de sua execução.

Após a passagem do cloro pelo aparelho clorador, e entre este e o ponto de aplicação, o cloro poderá se apresentar úmido. Por essa razão, os tubos a serem utilizados não poderão ser de aço ou de cobre, sendo necessário utilizar tubos de borracha ou tubos de cloreto de polivinil não plastificados.

Alimentação dos dosadores

A alimentação dos dosadores de cloro (cloradores) é feita sempre com cloro gasoso. A maior parte das instalações de cloração utiliza cloro gasoso obtido diretamente dos cilindros. Apenas nos casos de grandes consumos (superiores a 500 kg por dia) é utilizado cloro líquido. Para a obtenção de cloro gasoso diretamente dos cilindros, deve ser levado em conta que a vazão do cloro gasoso de um cilindro depende da sua pressão interna que, por sua vez, depende da temperatura do cloro líquido. A retirada de gás de um cilindro leva à vaporização do cloro líquido que se encontra no cilindro, o que tende a reduzir a temperatura do conjunto e, portanto, a reduzir sua pressão de vapor. Quando a quantidade retirada é pequena e houver suficiente calor e movimentação do ar no ambiente onde se encontram os cilindros que estão sendo

utilizados, haverá uma transferência de calor do ambiente para o cilindro que manterá a temperatura do cloro líquido constante. Entretanto, quando a temperatura do ambiente for baixa ou, por outras razões, a transferência de calor não ocorrer de modo satisfatório ou, ainda, quando a quantidade de cloro retirado é elevada, a temperatura e a pressão do cilindro tendem a cair e a vazão que pode sair do cilindro tende a diminuir gradualmente. Externamente, a redução de temperatura pode ser notada, por uma condensação de água na superfície do cilindro. Se a retirada de cloro for muito alta, a água que se condensa na superfície do cilindro tende a se congelar, formando-se uma capa que prejudica ainda mais a transferência de calor do meio ambiente para o cloro líquido contido no cilindro.

A descarga de cloro pode ser aumentada mediante uma circulação do ar em torno do cilindro, obtida por meio de um ventilador. Não se utiliza de forma alguma, banho de água quente ou aplicação direta de calor no cilindro. À temperatura ambiente de 20°C e com boas condições de circulação de ar, um cilindro de 45 ou de 70 kg de capacidade poderá fornecer cerca de 0,8 kg de cloro por hora, admitindo-se uma queda de 2 atmosferas (30 psi) na pressão do cilindro. Para idênticas condições o cilindro de tonelada poderá fornecer cerca de 7 kg de cloro por hora. O uso de dois ou mais cilindros conectados a um manifolde que, por sua vez, alimenta os aparelhos cloradores, poderá evitar o efeito decorrente de excesso de consumo sobre o cloro armazenado.

Quando o consumo de cloro é alto, superior ao que poderia ser fornecido por cerca de três cilindros de uma tonelada ligados a um manifolde, torna-se, em geral, mais econômico o fornecimento de cloro líquido a um aparelho onde ocorrerá sua vaporização. Nessas condições, é suficiente

apenas um cilindro para prover o cloro necessário ao consumo, sendo o uso de mais de um cilindro decorrente apenas de razões relacionadas com a operação do sistema, em que pode não ser conveniente proceder a substituições freqüentes de cilindros já exauridos. É preferível manter um número de cilindros ligados ao sistema suficiente para permitir uma operação, sem necessidade de substituição, por períodos superiores a 24 horas. Essa providência facilita a formação da equipe de operação, uma vez que exige pessoal mais categorizado para substituir os cilindros de cloro já exauridos, apenas em um certo período de funcionamento da instalação. O aparelho que promove a vaporização do cloro, denominado evaporador, fornece ao cloro o calor necessário à sua vaporização, por meio de um banho de água quente. Dispositivos de segurança garantem seu perfeito funcionamento.

As instalações para cloro líquido devem ser projetadas obedecendo a cuidados especiais para resguardá-las de acidentes que, nesse caso, podem assumir proporções sérias.

Cloradores

A dosagem de cloro poderá ser feita mediante cloradores de pressão ou cloradores a vácuo. No caso de cloradores a vácuo, o ejetor, destinado a provocar vácuo na saída do aparelho clorador, poderá fazer parte do próprio aparelho ficando no interior do seu gabinete, ou poderá ficar instalado junto ao aparelho clorador, porém, fora do seu gabinete. Quando o ejetor não faz parte integrante do aparelho, é preferível colocá-lo junto ao ponto de aplicação. Essa disposição aumenta a segurança do sistema, porque caso a tubulação entre o aparelho clorador e o ponto de aplicação se rompa, ocorrerá uma paralisação total da passagem de cloro, enquanto que nos dois casos anteriores (quando o ejetor faz parte

do próprio aparelho, ou quando o ejetor está instalado junto ao aparelho clorador) continuará ocorrendo saída de cloro sob a forma de solução concentrada, de onde se desprende para a atmosfera. A desvantagem da localização do ejetor junto ao ponto de aplicação está no fato de exigir o prolongamento de linhas de água sob pressão até o ejetor.

A capacidade dos cloradores é dada em peso de cloro por hora ou por 24 horas. A maior parte dos aparelhos tem uma capacidade mínima igual a 1/20 da capacidade nominal que é igual à sua capacidade máxima. Alguns aparelhos modernos permitem a alteração de sua capacidade nominal pela simples substituição do rotâmetro que constitui o dispositivo medidor da quantidade de cloro que está sendo aplicada.

Os aparelhos cloradores deverão ter capacidade suficiente para fornecer individualmente todo o cloro exigido em cada ponto de cloração. É conveniente se dispor de pelo menos três pontos de cloração: uma cloração a ser feita na entrada da água bruta, denominada pré-cloração; uma cloração na saída da água decantada, denominada intercloração, e uma cloração após a filtração, denominada pós-cloração. Só em casos especiais, a intercloração é usada continuamente. Por essa razão basta contar com apenas três aparelhos cloradores: um para pré-cloração, outro para a pós-cloração, e o terceiro como reserva, funcionando quando necessário na intercloração. Um arranjo conveniente das tubulações de saída dos aparelhos cloradores pode permitir a interligação de qualquer um dos aparelhos a qualquer um dos pontos de cloração, de tal modo que se torna possível utilizar a unidade de reserva para qualquer um dos pontos da cloração. Os registros necessários para interligar os cloradores aos pontos de cloração deverão ser registros especiais, que poderão funcionar com cloro úmido

ou com solução de cloro, dependendo da posição em que se encontram os ejetores dos sistemas.

Dada a importância que a coloração apresenta na qualidade da água tratada, deve ser previsto, em instalações de porte razoável, equipamento destinado a determinar o teor de cloro presente na água. Esse equipamento poderá ajustar a regulação dos dosadores de cloro ou acusar, mediante alarme, quando esse teor ultrapassa limites inferior ou superior.

Medidas de segurança

A área onde o cloro é armazenado e a área em que são instalados os aparelhos cloradores devem ser muito bem ventiladas por meio de aberturas ligando-as ao exterior, além de possuírem ventiladores acionados eletricamente. Os ventiladores deverão ficar próximos ao nível de piso e ser comandados por chaves colocadas no exterior do recinto ou por equipamentos automáticos que analisam continuamente o ar do recinto e dão alarme quando o teor de cloro estiver acima dos limites de segurança. A capacidade dos ventiladores deverá ser suficiente para remover todo o ar do recinto em um tempo de funcionamento de um a quatro minutos.

A área de armazenamento de cloro deverá situar-se tão afastada quanto possível de locais onde existam aparelhos de precisão e equipamentos elétricos. É conveniente separar as áreas de armazenamento de cloro da área onde os dosadores de cloro deverão ser localizados. Essa separação traz vantagens na manutenção dos equipamentos, uma vez que a maior possibilidade de ocorrência de vazamentos se dá nos locais em que os cilindros são conectados às tubulações que levam o cloro aos aparelhos de cloradores.

Independentemente do fato de os recintos em que o cloro é armazenado serem bem ventilados, são necessárias

máscaras que deverão ser usadas pelo pessoal, no caso de ocorrer um vazamento no sistema. Além dessas máscaras que, preferivelmente, deverão ser do tipo em que o fornecimento de ar necessário à respiração é feito mediante uma mangueira ou um cilindro de pressão transportado pelo operador, deverão existir máscaras mais leves, com filtro de ar para neutralizar cloro, para serem utilizadas todas as vezes que o operador tiver que ligar o cilindro a um manifolde. Um tipo de máscara muito prática, no caso de existirem pequenas quantidades de cloro no ar, não tem proteção para os olhos e é presa na boca. Dispondo dessa máscara, o operador poderá, facilmente, atender a problemas que venham a ocorrer durante a operação de ligação do cilindro.

É necessário que a instalação conte com equipamento adequado para fazer face a vazamentos incontroláveis, quer no cilindro, quer no próprio sistema. Existem, para isso, tampões especiais que poderão ser colocados diretamente em uma válvula, encapsulando-a e tampões para as paredes do cilindro que são fixados mediante correntes. Ocorrendo uma abertura nas paredes do cilindro, este deverá ser posicionado de tal forma que, através dessa abertura, escape exclusivamente cloro gasoso. Em seguida, a abertura deverá ser convenientemente vedada, utilizando-se o equipamento adequado. De nenhuma forma, cilindros que apresentam vazamentos deverão ser lançados dentro da água, pois além da água não ter capacidade suficiente para dissolver todo o cloro que escapará do cilindro, ocorrerá sua flutuação antes mesmo que todo cloro tenha saído.

Os depósitos e as salas de cloração devem ter portas abrindo para fora, sendo possível destrancá-las por dentro, mesmo quando fechadas à chave. As portas devem ter visor de vidro transparente, com área superior a 0,25 m². Ao seu lado e fora do

ambiente, deverão ser encontradas as máscaras para cloro, em caixa facilmente violável. Quando não existe analisador de cloro na atmosfera, ao lado da porta estará colocado o interruptor do ventilador e o interruptor de um alarme indicativo de fuga de cloro.

Hipoclorito de cálcio

O hipoclorito de cálcio resulta da combinação do cloro com o hidróxido de cálcio. Quando essa combinação é feita sob condições controladas, obtém-se um produto com 70% de cloro disponível. Métodos de preparação menos elaborados levam à produção de um produto com cerca de apenas 30% de cloro disponível. Esse produto a que se dá o nome de *cal clorada*, apresenta-se como um pó branco seco, com uma porcentagem relativamente elevada de cal livre. Mantendo-o livre de umidade, sua durabilidade é relativamente longa. Quando se umedece, resulta uma liberação de cloro mais ou menos intensa. Em contato com calor, com ácidos, com combustíveis orgânicos ou com materiais oxidáveis, pode provocar incêndio.

O material é fornecido em tambores de madeira ou de papelão. Deve ser armazenado em local seco e separado de outros produtos químicos, principalmente daqueles que poderiam facilitar o seu umedecimento ou que combinar com ele. Para utilização é dissolvido em água, sendo a dosagem feita por via úmida. A presença de uma certa concentração de cal torna a solução incrustante, afetando o funcionamento de bombas dosadoras.

Hipoclorito de sódio

Hipoclorito de sódio é produzido pela combinação do cloro com a soda cáustica. Apresenta-se como uma solução com cerca de 12 a 15% de cloro disponível, fornecido em bombonas ou em carro-tanque. A solu-

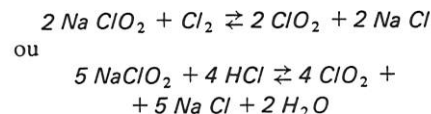
ção é razoavelmente instável e se deteriora rapidamente. Essa deterioração pode ser reduzida através de um processo de fabricação mais cuidadoso e pelo controle de alcalinidade. A maior estabilidade é obtida quando o pH está próximo a 11 e quando não apresenta cátions de metais pesados. O armazenamento deve ser feito em temperatura inferior a 30°C, pois acima dessa temperatura a decomposição cresce rapidamente. O armazenamento em área escura e temperatura não muito elevada reduz grandemente a taxa de deterioração. De qualquer forma, a vida da solução é limitada de 60 a 90 dias. A solução de hipoclorito de sódio é corrosiva, ataca a pele, os olhos e outros tecidos do corpo. Apresenta uma grande facilidade de dosagem, que pode ser feita a partir da solução original.

Dióxido de cloro

É um gás vermelho amarelado, fortemente oxidante, explosivo, de odor irritante, muito solúvel na água. Combina-se lentamente com compostos amoniacais e com compostos aminados sem formar cloraminas. Sua fórmula química é ClO_2 e seu peso molecular é 67,46.

Preparação

Apesar de existirem no mercado soluções concentradas de dióxido de cloro, com até 50 g de bióxido por litro de solução, seu custo limita o seu emprego a ocasiões de emergência. Para uso normal, principalmente quando o consumo é elevado, é preferível proceder ao preparo local do gás, com aplicação imediata na água a ser tratada. A preparação é feita a partir de solução de clorito de sódio, introduzida em uma câmara de reação, que recebe também uma solução de cloro ou de ácido clorídrico, formando-se dióxido de cloro e cloreto de sódio, segundo uma das seguintes reações:



ou seja, se a reação for completa, 100 g de clorito de sódio puro, produzirão no primeiro caso, 74,7 g e, no segundo caso, 59,7 g de dióxido de cloro.

Para que a utilização do clorito seja máxima, é necessário empregar um excesso de cloro, excesso esse que depende das concentrações das soluções utilizadas. Além disso, o pH deverá ser inferior a 3. Nas condições usuais, pode ser utilizada uma proporção de cloro sobre o clorito, igual a 1:1, o que corresponde a 155% de excesso de cloro sobre o necessário para tender a estequiometria. Apesar de a reação ocorrer instantaneamente, convém dimensionar a camada de reação para um período de detenção de quatro minutos.

Usos

O dióxido de cloro é utilizado principalmente para o tratamento de águas muito poluídas, facilitando sua floculação, removendo odor e sabor provocado por compostos fenólicos e por compostos provenientes da decomposição da matéria orgânica. Destroi hidrocarbonetos não saturados e derivados sulfurados.

Clorito de sódio

É fornecido em escamas acondicionadas em tambores de aço. Apresenta grande poder oxidante exigindo, por isso, cuidados para transporte e manuseio.

Sua fórmula química é NaClO_2 com peso molecular 90,5. Seu peso específico é de aproximadamente 900 kg/m³.

Dissolve-se facilmente na água à temperatura normal, formando uma solução marrom-alaranjada, quimicamente estável.

Em contato com ácidos libera dióxido

de cloro. Aquecido acima de 175°, decompõe-se rapidamente, liberando oxigênio e calor. Se a decomposição ocorrer em recipiente fechado, ocorrerá explosão.

Não exige, entretanto, cuidados especiais para manuseio, a não ser a necessidade de impedir sua ingestão e seu contato com mucosas e pele. Não pode entrar em contato com materiais combustíveis, inclusive com tecidos. Se isso ocorrer, é necessário lavar o local ou a peça atingida, até remover todos os traços do produto. Se tal não for feito, o material combustível deve ser rapidamente removido para o exterior e queimado.

O armazenamento deve ser feito em local especial onde não possam ocorrer acidentes. Esse local será usado inclusive para armazenar os recipientes vazios que contiveram o produto, até o seu retorno para reúso. Nessa ocasião os recipientes deverão ser lavados, lançando-se a água de lavagem nos esgotos. Os recipientes não deverão ser usados para outra finalidade a não ser a de conter clorito de sódio.

Carvão ativado

É produzido pela carbonização de madeira e de outros produtos vegetais, em condições controladas, de modo a eliminar um máximo de produtos orgânicos que tendem a se volatilizar na temperatura de carbonização, com uma produção mínima de cinzas. Forma-se, desse modo, um material com porosidade elevadíssima e em consequência, com grande poder de adsorção.

Existe no mercado um grande número de tipos de carvão ativado, cada um deles com maior ou menor eficiência para eliminar substâncias presentes em uma certa água. Essa eficiência não se relaciona com o ensaio de adsorção de fenol, normalmente feito para evidenciar a qualidade do carvão ativado, tornando-se, por isso, necessário experimentar vários tipos, para determinar qual o que dará melhores resultados.

No tratamento de água emprega-se carvão

granular disposto em leitos, ou carvão em pó. No primeiro caso, sua granulometria pode ser idêntica à usada em filtros, ou mais grossa que a granulometria de filtros, com 100% das partículas menores que 2,38 mm (Peneira série US nº 8) e 90% das partículas maiores que 1,68 mm (Peneira série US nº 12). No segundo caso, o produto deve ser tão fino quanto possível, convido que o material passe todo através da peneira 200 da série US (0,074 mm).

O peso específico do carvão ativado pulverizado é da ordem de 250 kg/m³.

Armazenamento

O armazenamento do carvão em pó, fornecido em sacos ou a granel, pode ser feito em tanque com água, com vantagens relativas a controle de poeira, controle de incêndio e maior durabilidade. Essa forma de armazenamento pode ser feita em lugar aberto, distante da instalação o suficiente para impedir que chegue até ela a poeira produzida durante a descarga do material.

O material seco pode ser armazenado em silos ou em sacos, quando é assim fornecido. O armazenamento em silos é feito dando ao fundo do silo uma inclinação de 60°. Para o armazenamento em sacos, estes são empilhados, separando-se as pilhas uma das outras, para controlar com maior facilidade um eventual incêndio. A ocorrência de incêndio pode resultar, principalmente, da combustão do papel dos sacos, propagando-se, então, para o carvão que passa a queimar lentamente. Ocorrendo incêndio em poucos sacos, será preferível remover os sacos atingidos para um recipiente metálico que será fechado para reduzir a entrada de ar. Caso não seja possível, a área atingida deverá ser pulverizada com água ou coberta com espuma e nunca submetida a fortes jatos de água que tenderão a esparramar o carvão para outras áreas, propagando, dessa forma, o incêndio. É de se notar que o carvão ativado, apesar

de poder permanecer no ar por ser finalmente dividido, não apresenta perigo de explosão.

Não deve ser armazenado junto com compostos usados para cloração da água (hipocloritos), ou com permanganato de potássio, pois sua mistura forma um produto capaz de entrar em combustão espontaneamente. Constituindo um bom condutor de eletricidade, deve ser mantido longe dos circuitos elétricos descobertos. Sua grande capacidade de adsorção exige que o local de armazenamento não seja atingido por gases como cloro, gás sulfídrico, dióxido de enxofre e vapores orgânicos.

Dosagem

A dosagem do carvão ativado pode ser feita a seco ou por via úmida. A dosagem a seco realiza-se com facilidade, porém, apresenta sérios problemas de poeira, difíceis de serem contornados. Por essa razão, é preferível adotar a dosagem por via úmida, que além de não apresentar problemas de poeira, permite o armazenamento em suspensão preparada em tanques colocados na parte exterior da casa de química. A dosagem pode ser feita por meio de bomba dosadora colocada junto ao tanque de armazenamento, ou por outros tipos de dosadores instalados na casa de química. Após a dosagem, o transporte é feito hidráulicamente, adicionando-se água à suspensão, adotando-se esquema análogo ao usado para a cal (Fig. 18.29).

A suspensão de carvão ativado é agressiva, exigindo o uso de materiais especiais para as tubulações e para revestimento de tanques e de outras partes por ela banhada. Pode ser usado como material de revestimento, o PVC, a borracha e a pintura epoxi. As tubulações podem ser de PVC ou de aço inoxidável.

As suspensões para armazenamento e para dosagem são preparadas com 100 kg de carvão por metro cúbico de água.

Permanganato de potássio

Sua fórmula química é $KMnO_4$, com peso molecular 158,03. Apresenta-se sob a forma de cristais vermelho-púrpura, com peso específico variando entre 1,45 e 1,60 kg/dm^3 . Sua solubilidade em água é dada na Tab. 18.4.

Tabela 18.4 – Solubilidade em água do permanganato de potássio.

Temperatura (°C)	Solubilidade (g/litro)
0	28
10	44
20	64
30	90
40	125
50	182

Armazenamento

É fornecido em sacos ou em tambores, podendo ser armazenado nas próprias embalagens ou em silos. Quando em grande quantidade, pode apresentar riscos de incêndio. Em contato com matéria orgânica ou com matéria facilmente oxidável, pode provocar explosão, mesmo quando se encontra dissolvido. Não apresenta problema de poeira.

Usos

É usado para controle de odor e de sabor, para remoção de ferro e manganês e para tratar águas que apresentam problemas decorrentes da presença de matéria orgânica e de produtos oxidáveis.

Métodos de dosagem

Pode ser dosado a seco ou por via úmida, preferindo-se esta última forma pelas facilidades apresentadas, uma vez que o produto pode ser dissolvido facilmente, formando uma solução livre de materiais insolúveis em suspensão. Soluções com até 4% de

permanganato em peso, não são corrosivas para o ferro e aço e não produzem vapores nocivos. A solução pode ser dosada por qualquer tipo de aparelho, sendo particularmente indicadas as bombas dosadoras. Qualquer que seja o equipamento utilizado, não deve apresentar partes de borracha, que são atacadas pelo permanganato. As partes flexíveis como diafragmas e as

juntas devem ser de plástico. As tubulações e suas peças podem ser de plástico ou metálicas.

O produto é compatível com a maior parte dos produtos químicos utilizados em tratamento de água, como: cloro, cal, sulfato de alumínio e sais férricos. Reage com alguns auxiliares de coagulação. Age melhor em pH elevado.

COAGULAÇÃO E FLOCULAÇÃO

José Roberto Campos*

Jurandyr Povinelli*

INTRODUÇÃO

Em tratamento de água a finalidade da coagulação e floculação é transformar impurezas que se encontram em suspensão fina, em estado coloidal ou em solução, bactérias, protozoários e/ou plâncton, em partículas maiores (flocos) para que possam ser removidas por sedimentação e/ou filtração ou, em alguns casos, por flotação.

A coagulação e a floculação constituem a parte mais delicada do tratamento convencional de água para abastecimento, pois qualquer falha nessa fase pode acarretar grandes prejuízos na qualidade e no custo do produto distribuído à população.

Na maioria das instalações de tratamento de água em funcionamento, as unidades de coagulação e de floculação precedem os decantadores. Quando a água bruta oferece condições apropriadas, a água floculada pode ser enviada diretamente aos filtros, dispensando-se as unidades de decantação (filtração direta).

Segundo o *Committee on Water Quality Criteria*¹⁹, uma estação de tratamento de água convencional, constituída por unidades de coagulantes, floculação (apenas com coagulantes primários, sem uso de auxilia-

res), decantação, filtração rápida e desinfecção com cloro, exerce muito pouco efeito na remoção de cloretos, fluoretos, sulfatos, sólidos dissolvidos, agrotóxicos de maneira geral, cianetos, boro, cromo etc. Este fato exige do projetista cuidados especiais durante a concepção das instalações de tratamento na busca de processos e/ou operações complementares, ou, ainda, de maior eficiência das partes componentes do sistema convencional.

Geralmente as partículas coloidais presentes na água oferecem os maiores problemas quando se visa a remoção da cor e da turbidez. Isto se deve basicamente às propriedades eletrocinéticas dos colóides e também às características decorrentes da dimensão reduzida dessas partículas. O conhecimento das propriedades fundamentais dessas partículas aumenta a compreensão dos processos e técnicas de coagulação e de floculação.

COLÓIDES

Classificação dos colóides

Há vários tipos de dispersão coloidal, porém, a que apresenta maior interesse

* Professores Assistentes Doutores do Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos – USP.

no tratamento de água é aquela em que se tem uma fase sólida dispersa em uma fase líquida (sol) e, mais particularmente, quando a fase dispersante é a água.

Em estudos sobre técnicas de tratamento de água devem-se considerar os colóides hidrófilos e hidrófobos.

Os colóides hidrófilos possuem grupos polares, solúveis em água, que atraem moléculas do meio dispersante, formando uma película de ação protetora, que torna o colóide bastante estável (difícil de coagular e flocular). Graxas, óleos, sabões e detergentes quando dispersos em água, pertencem a este grupo.

Os sabões e detergentes podem ser chamados de eletrólitos coloidais, visto o seu comportamento em meio aquoso.

Hess (1937), empregando difração de raios-X, descobriu que moléculas de oleato de sódio dispersas em água, juntam-se aos pares, formando grupamentos como mostra a Fig. 19.1.

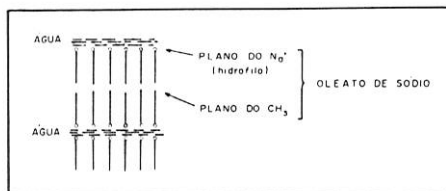


Figura 19.1 — Comportamento do oleato de sódio disperso em água.

Note-se que as moléculas de oleato de sódio apresentam um extremo hidrófilo e se agrupam ordenadamente. A Fig. 19.2 mostra o comportamento do oleato de sódio quando do lançamento de pequena quantidade de benzeno em água. As moléculas do oleato aderem ao redor de gotículas de benzeno tornando-as altamente hidrófilas.

De maneira análoga à que se verifica com o benzeno, esta solubilização também ocorre com determinadas impurezas presentes na água, evidenciando os problemas

que sabões e detergentes acarretam no tratamento de água, produzindo micelas hidrófilas relativamente estáveis.

Os colóides hidrófobos geralmente ocorrem em maior quantidade que os hidrófilos nas águas destinadas a abastecimento. Suas propriedades eletrocinéticas são muito importantes e serão estudadas no item referente a potencial Zeta.

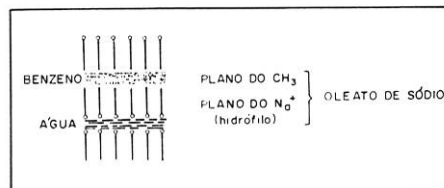


Figura 19.2 — Comportamento do oleato de sódio disperso em água e na presença de benzeno.

Características principais dos colóides

a) Tamanho das partículas

As partículas coloidais que apresentam dimensões desde $10^{-3} \mu$ até 1μ , só podem ser observadas com o emprego de ultramicroscópio (campo: 1μ a $10^{-1} \mu$) e microscópio eletrônico ($10^{-1} \mu$ até próximo a $10^{-3} \mu = 1 m\mu$). É importante frisar que os limites impostos não são rígidos, podendo existir dispersões coloidais com partículas maiores ou menores que as admitidas.

O tamanho das partículas tem papel muito importante na velocidade de sedimentação. Por exemplo, uma partícula de sílica de 1μ sedimenta com velocidade da ordem de 4 mm por hora, o que inviabiliza, em termos práticos, sua remoção da água através de sedimentação simples.

b) Movimento Browniano

Brown (1828), botânico inglês, estudando suspensões de grãos de pólen observou, pela primeira vez, este fenômeno. Wiener

sugeriu que tal fato era devido ao bombardeio das partículas dispersas pelas moléculas da fase dispersante. Este bombardeio é constante, pois a agitação da fase dispersante sempre existe, provocando um movimento desordenado das partículas, denominado Movimento Browniano, sob cuja ação, as partículas se mantêm em suspensão, não sedimentando.

c) Efeito Tyndall

As partículas coloidais são suficientemente grandes (em relação ao comprimento de onda da luz) para dispersar os raios luminosos, ao passo que as do meio são pequenas demais para afetar sua propagação.

Esta propriedade permite que se obtenha informações sobre o tamanho das partículas e a medida da turbidez da dispersão.

d) Adsorção superficial

Quando um material é dividido finamente, multiplica-se sua superfície externa de contato com o meio em que se encontra. Esta superfície pode apresentar tensões e/ou não-saturação, produzindo o que se costuma chamar de adsorção superficial.

Existem várias aplicações para esta característica:

- eliminação de odor e sabor da água, pelo emprego de carvão ativado;
- filtração;
- máscaras de carvão contra gases venenosos, cujas moléculas são polares;
- etc.

e) Osmose

Quando a dispersão está separada da fase dispersante por uma membrana semipermeável, o sistema só entra em equilíbrio quando se estabelece uma diferença de pressão entre os dois meios denominada pressão osmótica.

f) Diálise e ultrafiltração

Caso se queira remover substâncias dissolvidas capazes de atravessar uma membrana semipermeável mediante reposição contínua do líquido puro, tem-se o fenômeno que se denomina diálise. Se o processo é acelerado com o auxílio de pressão, tem-se a ultrafiltração.

g) Propriedades eletrocinéticas

Essas propriedades são consequência do potencial eletrostático que as partículas coloidais adquirem por adsorção de cargas elétricas da fase dispersante. Esse potencial dá aos colóides a capacidade de se moverem, quando sob a ação de um campo elétrico. O ponto de partida para o conhecimento de tal comportamento é o estudo do potencial Zeta.

Se em uma dispersão coloidal é aplicada uma diferença de potencial através de eletrodos mergulhados nesta dispersão, observa-se que as partículas se movem em direção aos eletrodos. Este fenômeno denomina-se eletroforese.

De maneira geral, todas as partículas coloidais dispersas em águas cujo pH se encontra entre 5 e 10 apresentam carga negativa. Existem diversas teorias que procuram explicar esse fato, entre as quais inclui-se a hipótese da ocorrência de adsorção seletiva de íons eletronegativos. Como dificilmente uma água a ser tratada foge a essa gama de valores de pH, os estudos de coagulação e floculação desenvolveram-se baseados em modelos de partículas coloidais negativas.

Para explicar os comportamentos eletrocinéticos dos colóides, Gouy e Stern propuseram a Teoria da Dupla Camada.

Colocando-se uma superfície plana de uma partícula coloidal carregada negativamente, em contato com um líquido que contenha íons positivos e negativos dissolvidos, haverá um acúmulo de cargas posi-

tivas, próximo à parede (camada compacta). À medida que aumenta a distância à parede, o número de íons de cargas opostas tende a se igualar (camada difusa).

Stern formulou a hipótese de que as camadas se assemelham a condensadores em série, cuja capacidade total C_t seria:

$$C_t = \frac{C_m \cdot C_d}{C_m + C_d} \quad (19.1)$$

C_d = capacidade do condensador constituído pela camada difusa.

C_m = capacidade do condensador constituído pela partícula e o início da camada difusa.

Stern considerou que C_m era aproximadamente constante e que C_d dependia fortemente da concentração do eletrólito presente no líquido.

No caso de partículas coloidais inseridas em meio aquoso que apresentem eletrólitos dissolvidos, nota-se a formação de uma camada estacionária de íons aderidos à superfície, circundada por uma camada difusa que se desenvolve até haver o equilíbrio eletrostático das cargas.

Potencial Zeta é a medida do potencial elétrico entre a superfície correspondente ao plano de cisalhamento e o meio líquido em que está inserida.

Os íons de carga contrária são atraídos ao colóide, por forças eletrostáticas, enquanto a agitação térmica e o Movimento Browniano tendem a distribuí-los por toda a massa líquida. Esse sistema de cargas (superfície de colóide e camada de sinal contrário) recebe o nome de *dupla camada*.

O potencial Zeta é uma função da carga da camada difusa (por unidade de superfície do colóide) e da extensão da mesma.

Quando um líquido que contém partículas carregadas dispersas é submetido a um campo elétrico, o atrito entre as partículas e o líquido que contém a camada difusa reduz o movimento na direção dos eletrodos. Quanto maior for a extensão

dessa camada, menor será o atrito. Portanto, a velocidade de uma partícula dispersa sob a ação de um campo elétrico aumenta com a extensão da camada difusa.

Essa velocidade é proporcional ao potencial elétrico entre os eletrodos e ao potencial Zeta.

Mais recentemente Johnson e Alexander definiram o potencial Zeta como a energia requerida para se trazer uma carga unitária, desde o infinito até o plano de cisalhamento, sendo o plano de cisalhamento aquele que separa a partícula do resto da dispersão. É a secção da camada que se move juntamente com a partícula e está situada entre a superfície interna e externa da dupla camada (Fig. 19.3).

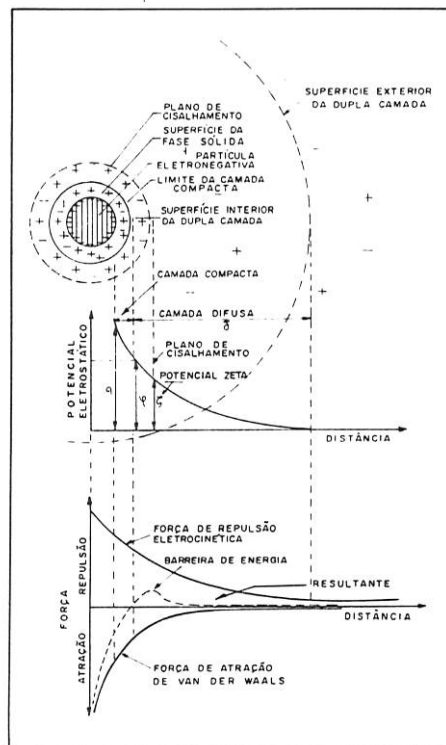


Figura 19.3 – Potencial Zeta segundo Johnson e Alexander.

Helmholtz, como Stern, compara a dupla camada a um condensador de cargas iguais e opostas, distanciadas de δ .

Supondo-se q a carga das partículas e ξ o potencial Zeta, tem-se, de acordo com a eletrostática:

$$\xi = 4 \pi q \frac{\delta}{D_c}$$

D_c = constante dielétrica do meio

O potencial Zeta é proporcional à velocidade de eletroforese, como mostra a equação de Helmholtz-Smoluchowski:

$$\xi = \frac{4 \nu \mu}{H_p D_c} \quad (19.3)$$

ν = velocidade de eletroforese

μ = viscosidade absoluta da água, em poise

H_p = gradiente de potencial, em V/cm

Na maioria dos casos, a velocidade de eletroforese é dada em micron por segundo, por volt, por centímetro.

Essa maneira de expressar é bastante prática, pois leva em conta a velocidade e o gradiente de potencial empregado, para um determinado fluido, a uma dada temperatura.

CONSIDERAÇÕES SOBRE COAGULAÇÃO E FLOCULAÇÃO

É comum o emprego do termo coagulação para representar o mesmo fenômeno expresso pelo termo floculação. O uso indiscriminado dessas palavras pode levar a erros conceituais que devem ser evitados.

O termo “coagular” provém do latim *coagulare*, que significa juntar; “flocular” origina-se de *floculare*, que significa produzir flocos.

As partículas dispersas que apresentam potencial Zeta (P.Z.) da ordem de -30 mV (ou maior, negativamente) têm estabilidade

crescente com o valor do potencial; porém, nota-se tendência de aglomeração, à medida que o P.Z. atinge -10 mV. Os melhores resultados são conseguidos quando P.Z. se aproxima de zero.

Assim sendo, coagular significa reduzir o potencial Zeta a valores que permitam a posterior aglomeração de partículas possibilitando a produção de flocos, através da floculação.

Desta explanação, vê-se a importância da estabilidade dos colóides, devido às suas cargas, no tratamento de água.

Mecanismos para produzir a floculação

As principais metas para se obter a coagulação e floculação consistem em:

- reduzir o potencial Zeta a valores bastante baixos para que a repulsão entre as partículas não represente oposição ao encontro das mesmas (quando $PZ = 0$, diz-se que se atingiu o “ponto isoelétrico”);
- fornecer energia ao meio para que a agitação provoque maior número de choques;
- introduzir no meio compostos que auxiliem a formação de aglomerados de partículas.

a) Redução do potencial Zeta

Estudos devidos a Shulze, Linder e Pencton mostraram que os colóides são extremamente sensíveis a pequenas quantidades de eletrólitos introduzidos na dispersão, relativamente à sua estabilidade. Hardy, (1900), concluiu que essa sensibilidade estava associada à mobilidade da partícula, quando submetida a um campo elétrico.

A carga das partículas eletrolíticas exerce uma influência muito grande. Isto pode ser descrito pela Regra de Shulze-Hardy que estabelece que na coagulação de sols, o poder coagulante dos íons bivalentes é 20

a 30 vezes maior que o dos monovalentes e o dos íons trivalentes é 10 a 100 vezes maior que o dos bivalentes. A Fig. 19.4 compara rudimentarmente o que ocorre quando se introduz íons para reduzir o potencial Zeta.

As Figs. 19.4-a, 19.4-b mostram o efeito do aumento da concentração de íons dispersos. Comparando-se as Figs. 19.4.c e 19.4.d visualiza-se o efeito do aumento da carga do íon na redução do potencial Zeta. O valor de ζ_3 é maior que o de ζ_4 em consequência do aumento da valência do íon positivo de 2+ para 3+.

Associando-se as informações das Figs. 19.3 e 19.4, fica evidente que a resultante das forças de atração e de repulsão sofre variações significativas, em função da presença de íons no meio; verifica-se também

que, a partir de uma certa distância em direção à partícula carregada, a resultante passa a ser uma força de atração, em consequência da predominância de força de Van Der Waals.

Note-se que a redução do potencial Zeta influi diretamente na redução da força máxima de repulsão, que ocorre no ponto que se costuma denominar "barreira de energia", facilitando assim a aproximação e a eventual aglomeração de partículas.

b) Fornecimento de energia

Smoluchowski, em 1918¹⁶ publicou uma teoria matemática, visando o estudo da variação do número de partículas coloidais dispersas em um sistema, em função do tempo, supondo que a força de repulsão

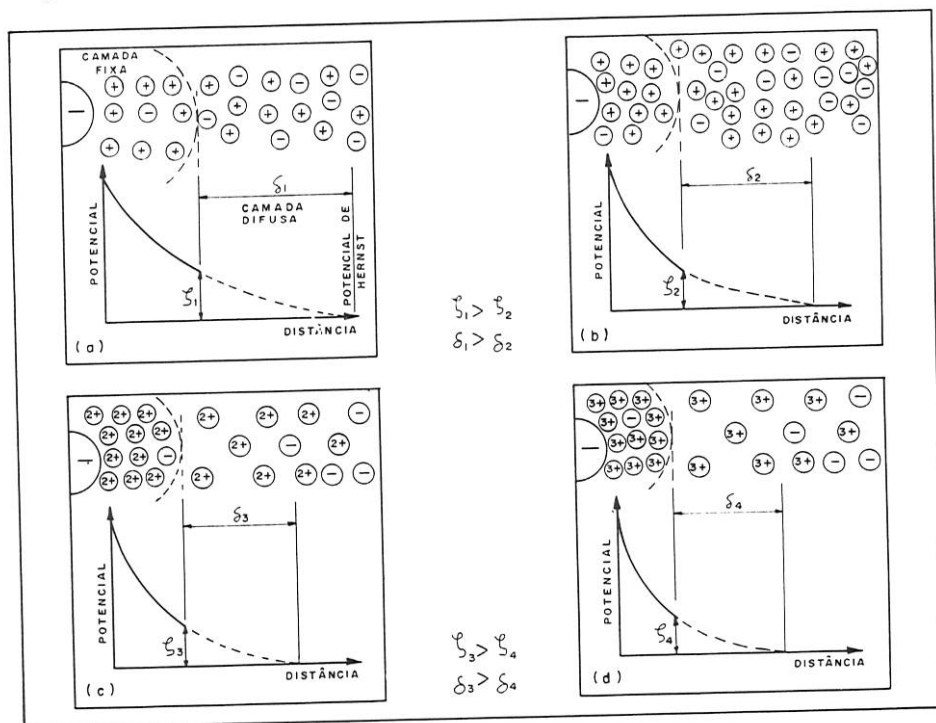


Figura 19.4 – Efeito dos íons dispersos sobre o potencial Zeta.

entre as mesmas esteja reduzida a valores desprezíveis (usando-se eletrólitos, por exemplo). Esse pesquisador desenvolveu duas equações: uma considerava as colisões ocasionadas pela ação do movimento Browniano – floculação pericínética – e a outra supunha a existência de forças de cisalhamento na massa líquida – floculação ortocínética – conseqüentes da introdução de energia no sistema. A segunda representa mais fielmente as condições reais e suas aproximações.

A expressão a seguir constitui a equação proposta por Smoluchowski, que representa matematicamente o fenômeno de colisões de partículas em escoamento laminar.

$$J_{ij} = \frac{4}{3} n_i n_j R_{ij}^3 \frac{dv}{dz} \quad (19.4)$$

J_{ij} = número de contatos por unidade de tempo, por unidade de volume;

n_i = número de partículas por unidade de volume, com raio R_i ;

n_j = número de partículas por unidade de volume, com raio R_j ;

$R_{ij} = R_i + R_j$

$\frac{dv}{dz}$ = gradiente de velocidade laminar

Camp e Stein⁴, mais tarde, observaram que na maioria dos casos práticos a floculação era realizada em condições de escoamento turbulento e generalizaram a equação apresentada por Smoluchowsky, incluindo um parâmetro G (taxa de variação da velocidade de escoamento segundo uma direção perpendicular à direção do escoamento) cujo valor está associado à energia dissipada no meio. Assim sendo, a Equação 19.4 foi modificada para:

$$J_{ij} = \frac{4}{3} n_i n_j R_{ij}^3 \cdot G, \quad (19.5)$$

onde:

$$G = \sqrt{\frac{\epsilon}{\gamma}} \quad (19.6)$$

sendo:

ϵ = energia dissipada por unidade de massa na unidade de tempo
 γ = viscosidade cinemática.

A forma mais usual da Equação (19.6) inclui o valor da potência introduzida na massa líquida e o volume da unidade considerada, conforme apresentado a seguir:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad (19.7)$$

onde:

G = gradiente de velocidade (s^{-1})

P = potência introduzida na água ($kgf \cdot m/s$)

V = volume útil do tanque (m^3)

μ = viscosidade absoluta da água na dada temperatura ($kgf \cdot s/m^2$)

Muitos autores estudaram melhor os fatores envolvidos na floculação. Argaman e Kaufman³ ofereceram admirável avanço no conhecimento dos fatores que assumem papel importante nesses fenômenos. Esses pesquisadores propuseram a equação simplificada (19.8) para descrever a remoção de partículas primárias de uma suspensão de caulinita, empregando-se sulfato de alumínio como coagulante:

$$\frac{dN_f}{dt} = -K_A G N_f + K_B G^2 N_i \quad (19.8)$$

onde:

N_i = número inicial de partículas primárias presentes no reator

N_f = número de partículas primárias que saem do reator

K_A = constante de agregação

K_B = constante de ruptura dos flocos (s)

G = gradiente de velocidade (s^{-1})

A integração da Equação (19.8) para um reator tipo batelada (*batch*) ou para um reator tubular dá origem à seguinte expressão:

$$\frac{N_f}{N_i} = \frac{K_B}{K_A} G + \left(1 - \frac{K_B}{K_A} G\right) e^{-K_A G t_d} \quad (19.9)$$

t_d = tempo de detenção (s)

A Equação (19.9) apresenta aspectos muito interessantes, entre os quais pode ser destacada sua validade para comparações de eficiência e de características dos flocos formados quando se empregam diferentes coagulantes para floculação de uma mesma água. Essas comparações podem ser feitas não só em termos de remoção de turbidez, como também em termos de propriedades dos flocos através da determinação de valores de K_A e de K_B , para os casos em questão. Na prática, para ensaios realizados com bom nível de controle, a relação N_f/N_i pode ser substituída pela relação T_f/T_i , em que T_f representa o valor da turbidez do sobrenadante e T_i o valor da turbidez da água bruta.

Argaman e Kaufman³ chamam a atenção para o fato de que a Equação (19.7) não oferece, para o cálculo de G condições de ponderar a influência da "escala de turbulência" (associada às variações de velocidade e tamanho de vórtices provocados pelo sistema de agitação) na colisão entre partículas em suspensão no meio; ou seja, se os vórtices provocados forem muito menores do que as partículas, os mesmos não terão efeito para provocar choques; e o fato inverso leva a crer que, se os vórtices são muito maiores do que as partículas, as mesmas podem ser deslocadas "paralelamente" (dentro de certos limites), também não ocorrendo os choques entre as mesmas.

Apesar desse fato, a Equação (19.7) está sendo utilizada intensivamente no projeto de unidades de floculação, constituindo um recurso que ainda não foi superado, tendo em vista a inexistência, até o presente, de formulação simples ou de critérios práticos, comparados experimentalmente, que ofereçam condições para a realização de dimensionamento mais científico.

O tempo de detenção, assim como o gradiente de velocidade, assumem aspectos significativos, tanto no projeto do reator em que se promove a coagulação (mistura

homogênea de reagentes no meio líquido e redução do potencial Zeta das partículas para valores próximos a zero), como no projeto das unidades em que se processa a floculação. Em vista disso, define-se o número de Camp como o produto do valor do gradiente de velocidade (s^{-1}) pelo valor do tempo de detenção no(s) reator(es), expresso em segundos.

Considerando-se que a hidrólise, polimerização e reações dos coagulantes na água se dão em tempo muito pequeno, é necessário que a aplicação dos mesmos se faça em pontos de G relativamente elevados e que a mistura ocorra em um intervalo de tempo bastante reduzido.

É comum utilizar-se um tempo de detenção menor que 30 s (Hudson recomenda 5 s como máximo) e Gradientes de Velocidade convenientes, variando entre $600 s^{-1}$ a $7000 s^{-1}$ (valores mais frequentes $600 s^{-1}$ a $2000 s^{-1}$).

Note-se que os valores do número de Camp podem variar dentro de uma faixa muito grande, se considerados os valores limites de G e de tempo de detenção mencionados.

A operação de dispersar mais rápida e homogeneamente o coagulante no meio líquido é denominada comumente de mistura rápida e pode ser efetuada através de agitação hidráulica ou mecânica.

A calha Parshall pode ser empregada para promover a mistura rápida, quando obedece algumas condições, tais como: $G \geq 1000 s^{-1}$; tempo de detenção ≥ 1 s; lâmina líquida relativamente pequena; bom sistema de distribuição de coagulante; perda de carga $\geq 0,25$ m; funcionamento com descarga livre e velocidade na garganta $\geq 2,0$ m/s.

Também podem ser utilizados vertedores com descarga livre, rampas com pequenas lâminas líquidas, difusores internos a tubulações, grades intercaladas em canais e equipamentos mecânicos, etc.,

desde que existam condições apropriadas para satisfazer os objetivos dessa unidade de mistura.

Após a mistura rápida, é necessário que haja condições para desenvolvimento e compactação dos flocos.

Para se conseguir resultados satisfatórios na floculação, deve-se fornecer energia suficiente para promover a formação de flocos compactos e não utilizar valores relativamente altos de G para que as forças de cisalhamento não causem a destruição de flocos já formados ou em formação. Por esse motivo é conveniente o emprego de valores de G mais baixos que os encontrados na mistura rápida. Entre os valores mais usuais destacam-se os mostrados a seguir:

$G (s^{-1})$	$t (s)$	$G \cdot t$
10 – 100	1200 – 4800	30 000 – 150 000

É conveniente que se faça a floculação escalonada com valores decrescentes de G permitindo melhores condições para a formação de flocos. A compartimentação na floculação contribui para aumentar o rendimento do processo evitando, entre outros fatores inconvenientes, os curtos-circuitos.

Por exemplo, pode-se dispor de três câmaras em série, nas quais se aplicam Gradientes de Velocidade de $90 s^{-1}$; $50 s^{-1}$ e $20 s^{-1}$ (ou $75 s^{-1}$, $50 s^{-1}$ e $25 s^{-1}$), respectivamente, na primeira, segunda e terceira câmaras. Para promover a floculação podem ser utilizados reatores em que a energia dissipada provém do próprio escoamento, como é o caso dos floculadores com chicanas, ou da utilização de equipamentos mecânicos apropriados.

É importante destacar que as unidades de mistura e de floculação devem sempre ser projetadas com base em ensaios de floculação ou em resultados de testes em instalações-piloto ou protótipo, pois a adoção pura e simples de dados recomen-

dados em bibliografia pode levar a resultados práticos desastrosos, pois para cada água (com um determinado coagulante) e para um determinado tipo de reator, existe uma faixa de valores de tempos de detenção apropriada para se atingir os melhores resultados.

Recentemente, tem-se estudado com mais interesse o efeito da compartimentação dos floculadores e efetuado experiências com floculação acelerada em meios porosos e com o emprego de malhas.

É conhecido o fato de que a associação de reatores em série redonda no melhor aproveitamento de um sistema, pois reduz a ocorrência de curtos-circuitos e espaços mortos.

Como um sistema de floculação mecanizado geralmente possui no máximo quatro ou seis unidades em série e um sistema hidráulico pode possuir facilmente dezenas de unidades em série, os volumes correspondentes à segunda alternativa podem ser menores para se conseguir o mesmo resultado. Em vista disso, em termos práticos, os floculadores hidráulicos podem ser projetados com tempo de detenção da ordem de 67%, em relação ao tempo de detenção necessário para floculadores mecânicos que recebem a mesma água¹³.

Um reator preenchido com um meio poroso, com pedras, por exemplo, pode ser idealizado como um floculador hidráulico com um número extremamente grande de câmaras. Esse tipo de floculador foi construído e testado por Richter e Moreira¹⁴, e demonstrou ter possibilidades de realizar floculação com tempo de detenção significativamente menor do que se a mesma fosse efetuada em floculador hidráulico ou mecânico convencional.

Outra técnica cuja aplicação começa a ser estudada^{13, 17} é o uso de telas com aberturas apropriadas, dispostas convenientemente em canais, para provocar a turbulência necessária à floculação. Adequando-se as

aberturas das malhas, as espessuras dos fios (ou barras) que constituem as telas, o espaçamento longitudinal entre as telas e a velocidade do escoamento, é possível obter resultados satisfatórios. Com esses recursos, pode-se tentar pesquisar a escala de turbulência apropriada para a floculação desejada.*

c) Adição ou produção de compostos que promovam a aglomeração de partículas

Mostrou-se a importância da redução do potencial Zeta das partículas em suspensão na água, através da adição de eletrólitos e/ou polieletrólitos catiônicos) e da sua mistura no meio de forma mais homogênea possível, e da introdução de energia, provocando-se colisões entre as partículas coagulantes.

Além da coagulação propriamente dita, existe a necessidade adicional de se oferecer condições para que as partículas que se tocam ou se aproximam intimamente através da agitação do meio, mantenham-se

juntas após a colisão; caso contrário, existiriam partículas sem carga (ou quase) dispersas no meio, cujas dimensões coloidais ainda impediriam sua sedimentação com velocidade apropriada à sua remoção em unidades de decantação. Não deve ser esquecido, porém, que uma vez efetuado o contato entre partículas, pode ocorrer sua aglomeração também pela ação de forças de Van Der Waals; contudo, só a ocorrência desse fenômeno geralmente não é suficiente para os casos mais comuns. Assim, a prática usual é adicionar eletrólitos (coagulantes primários), cujos produtos ou subprodutos em meio aquoso constituem o fator de aglutinação das partículas coaguladas.

Existem autores que não concordam integralmente com a premissa de que as partículas devam estar coaguladas (potencial Zeta próximo a zero) para que ocorra a floculação; porém, pelo menos aparentemente, as situações em que esse fato não é obrigatório são extremamente raras na prática.

Os sais adicionados na água para promover a coagulação e a floculação reagem com as

* Deve-se destacar na floculação acelerada a utilização da filtração direta para tratamento de águas que apresentem características apropriadas para o uso dessa solução. Como se sabe, a filtração direta dispensa a construção de decantadores e utiliza quantidades menores de coagulantes que as necessárias para tratar uma água pelo processo convencional (floculação/decantação/filtração).

O leito e a camada suporte de um filtro podem oferecer condições adequadas à floculação e à remoção de partículas, sendo que o escoamento que ocorre nesse meio (assim como em leito de pedras) é predominantemente laminar, ao contrário do que ocorre em floculadores mecânicos, hidráulicos convencionais e floculadores com malhas, em que o escoamento é predominantemente turbulento. A dissipação de energia, no caso de escoamento laminar, é consequência fundamental da viscosidade. A grande redução nas dosagens de coagulantes, diminuindo os custos do tratamento, é certamente um dos motivos para que a técnica da filtração direta venha a disseminar-se cada vez mais para a clarificação de águas.

Wagner e Hudson²⁰ apresentaram sugestões utilizadas com sucesso no sentido de se usar filtração direta, mesmo em estações de tratamento de água convencionais (que possuem decantadores), em épocas do ano em que as características da água são apropriadas para esse tipo de tratamento simplificado. Ou seja, em casos em que a água tem grandes variações de cor e de turbidez, pode-se usar um *by pass* (para desconectar o(s) decantador(es) do sistema), diretamente dos floculadores (ou, em casos extremos, da unidade de mistura rápida) até os filtros, durante os períodos em que as condições são favoráveis para filtração direta, porém, conectando-se os decantadores quando ocorre elevação sensível de turbidez e de cor.

Segundo os mesmos autores²⁰ se a dosagem de coagulante necessária for superior a 20 mg/l, o desempenho econômico do sistema de filtração direta descendente pode ser duvidoso, devendo-se estudar cada caso, para se obter conclusões precisas.

substâncias (preponderantemente alcalinidade) presentes no meio, dando origem à formação de compostos simples e de complexos poliméricos hidroximetálicos que são adsorvidos nas interfaces.

Também são utilizados polímeros naturais e sintéticos para promover a floculação e, em alguns casos, também a coagulação, que podem ser empregados conjuntamente ou não, com os coagulantes primários.

Fatores que afetam a floculação

Além dos já citados, outros fatores importantes que interferem na coagulação e na floculação, relacionados com o desempenho dos compostos adicionados para promover a aglomeração de partículas, são:

Natureza das partículas a serem removidas

Um dos motivos mais comuns pelos quais se efetua a floculação é a remoção de cor e turbidez presentes na água de abastecimento, evidentemente não esquecendo sua importância na remoção de microrganismos e substâncias indesejáveis.

Geralmente, os materiais que causam turbidez são de natureza inorgânica e os que constituem a cor, de natureza orgânica.

De maneira geral a turbidez natural é consequência da presença de argila em suspensão na água. A argila é um material natural terroso, de granulação fina, formado essencialmente por silicatos hidratados de alumínio, ferro e magnésio. A caulinita, por exemplo, tem a seguinte composição: $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}^{15}$.

Existem muitos grupos de argilas que apresentam entre si propriedades distintas, quando em suspensão em água. As argilas em geral são constituídas por folhas sobrepostas que podem "ligar-se" entre si simplesmente por forças de Van Der Waals ou por "ligações" mais fortes. Esse fato permite que ocorra, sob determinadas situações, diferentes para cada tipo de

argila, a clivagem basal, liberando uma folha ou grupo de folhas da estrutura original de folhas sobrepostas¹⁵.

A caulinita, por exemplo, é formada pelo empilhamento de duas camadas simples; uma delas constituída de uma folha de tetraedros compostos de sílica e oxigênio e a outra, de uma folha de octaedros compostos de alumínio e de grupos OH^- , ligados entre si em uma única camada, através de átomos de oxigênio em comum, originando uma estrutura fortemente polar.

Assim como a caulinita, existem muitas argilas constituídas por um número maior de folhas, "unidas" entre si por diferentes tipos de ligações.

Suponha-se agora, que em um determinado pH ocorra a clivagem de duas folhas, em outro pH ocorra outra clivagem, modificando novamente a estrutura da argila, e assim por diante. Em cada um desses valores de pH certamente ocorrerá uma total modificação das propriedades de superfície do material que causa a turbidez, entre as quais pode-se citar: capacidade de troca iônica, superfície específica, tendência de aumento de ocorrência de pontes de hidrogênio, etc.

Como em uma água natural existem muitos grupos de argila diferentes, o comportamento geral da água, frente a um determinado coagulante, dependerá basicamente do tipo de argila que predomina; porém ocorrerá a influência de todas as demais que estiverem em suspensão. Esse fenômeno evidencia o fato de que duas águas que apresentem, por exemplo, os mesmos valores de cor, turbidez, pH e alcalinidade podem ter comportamentos completamente diferentes frente a um determinado coagulante.

A cor natural, por sua vez, é consequência da presença na água de compostos denominados de maneira genérica como substâncias húmicas. A definição de substância húmica é encontrada das mais

diversas maneiras, dependendo da fonte consultada, fato que certamente está ligado à circunstância de que essas substâncias "não constituem uma classe definida de compostos, mas uma mistura polidispersa de substâncias de natureza química diversa e diferentes graus de polimerização, dependendo de sua origem e idade"¹⁸.

Uma das proposições destaca que as substâncias húmicas são formadas no solo pela polimerização de unidades polifenólicas derivadas, ou de síntese bacteriana, ou de quebra de resíduos de lignina. É detectada a presença nesses compostos, de aminoácidos, de grupos OH⁻ (álcool, fenol), de grupo carboxila, lignina, ácidos orgânicos, etc.

Segundo Hall e Packham⁹ as substâncias húmicas, de maneira geral, encontram-se em solução verdadeira na água, porém o tamanho das moléculas é suficientemente grande para exibir propriedades coloidais.

Assim como no que se refere à turbidez, note-se a extrema dificuldade para estabelecer regras rígidas que prevejam o comportamento de um determinado coagulante frente à sua aplicação visando a remoção de cor de uma determinada água. Infere-se que é praticamente impossível encontrar na natureza, em locais distintos, duas amostras de substâncias húmicas com composição idêntica.

Tamanho das partículas

Técnicos em solos demonstraram que a capacidade de troca iônica está intimamente ligada às partículas menores que 0,5 μ enquanto as de 1 μ a 5 μ servem como núcleos dos flocos. Normalmente as partículas maiores que 5 μ representam muito pouco na floculação.

Quando a água é deficiente em relação às partículas pequenas, adicionam-se substâncias que ajudam a formação de flocos, tais como: sílica ativa, argilas, flocos pré-formados, polieletrólitos, etc.

Temperatura

A formação dos flocos sofre influência sensível da variação da temperatura cujo aumento acelera o processo, dentro de certos limites.

A dissociação do coagulante, a formação de subprodutos, a difusão no meio, a adsorção nas partículas, etc., são fenômenos que dependem diretamente da temperatura, e, a coagulação e a floculação, por sua vez, são consequência direta da ocorrência desses fatores.

Concentração da solução do coagulante

O estudo da concentração da solução do coagulante que é aplicado em uma água tem recebido cada vez maior atenção de pesquisadores, principalmente depois que se começou a verificar mais intensivamente os produtos de hidrólise dos coagulantes na água.

Os dados encontrados na bibliografia são bastante contraditórios; porém, é conclusão definitiva que realmente esse fator exerce influência na eficiência da coagulação-floculação. No entanto, para cada água e para cada coagulante devem ser feitos testes para verificar de que forma esse fator atua.

Como as reações de hidrólise dependem diretamente da concentração das soluções (e também de outros fatores, como pH, etc.), fica evidente que esse fato influencia a qualidade da coagulação e da floculação.

Potencial Zeta das partículas

Geralmente nas águas em que predomina a cor, a maior eficiência na remoção das substâncias causadoras (substâncias húmicas) é obtida quando o potencial Zeta é próximo a zero e ligeiramente positivo, isto é, deve-se adicionar eletrólitos de forma a provocar a reversão da carga das

"partículas" que passarão da carga negativa para a positiva.

A maior eficiência na remoção de turbidez é conseguida, geralmente, quando o potencial Zeta é próximo a zero e ligeiramente negativo, ou seja: através da adição de eletrólitos reduz-se o potencial das partículas até próximo ao ponto isoelétrico, porém evitando-se a reversão da carga das partículas.

Alcalinidade

As substâncias mais importantes com as quais ocorrem as "reações" dos coagulantes primários, quando são lançadas na água, são aquelas que constituem a alcalinidade da água.

Assim sendo, é necessário que a água bruta apresente um certo valor de alcalinidade para que a floculação tenha bom desempenho. Quando a água não apresenta alcalinidade suficiente para atender a demanda dos coagulantes primários, torna-se necessária a adição de produtos comerciais na água para complementar o déficit de alcalinidade.

Sempre que se vai estudar uma determinada água, deve-se tentar primeiramente sua floculação sem o uso adicional de alcalinidade, e só depois de comprovada através de ensaios a necessidade de se adicionar cal, barrilha, ou outro produto é que se deve optar por essa solução, sem dúvida, mais onerosa e mais complexa em termos práticos.

pH

Como os produtos de hidrólise dos coagulantes e o comportamento natural de materiais em suspensão no meio (argilas, etc.) dependem diretamente do pH, é de se esperar que esse parâmetro exerça papel importantíssimo no estudo da coagulação e da floculação.

Existe, para cada água, uma ou mais

faixas de valores de pH para as quais ocorre boa coagulação-floculação, permitindo a remoção de turbidez ou de cor.

Geralmente para a remoção de turbidez os melhores valores de pH ocorrem acima de 6,0 e para a cor, o pH mais apropriado para a floculação encontra-se entre 4,0 e 6,0 (quando o coagulante é o sulfato de alumínio).

Essas faixas de valores de pH de maior eficiência da coagulação e da floculação variam muito, porque dependem das características das impurezas da água e das propriedades do coagulante utilizado.

A seguir serão analisados alguns aspectos da influência do pH na floculação de águas com sulfato de alumínio.

COAGULANTES

Na maioria das águas submetidas a tratamento, quando se visa o consumo industrial ou doméstico, é necessária a adição de substâncias (para que ocorra a coagulação e a floculação) de forma a ser obtida uma água que obedeça aos padrões de potabilidade. Os produtos mais comumente utilizados com essa finalidade são:

- coagulantes primários: sulfato de alumínio, sulfato ferroso, sulfato ferroso clorado, sulfato férrico, cloreto férrico, etc.
- álcalis, para promover e manter a alcalinidade: cal virgem, cal hidratada, barrilha, bicarbonato de sódio.

Para que se empregue um produto como coagulante, espera-se que o mesmo apresente as seguintes propriedades:

- reaja com álcali, produzindo compostos ou complexos que atuem favoravelmente para a formação de flocos;
- a superfície dos flocos que se formam deve ser grande, permitindo a adsorção de matérias dissolvidas,

coloidais e em suspensão;

- produza, em solução, íons positivos (íons metálicos) de grande poder de redução do potencial Zeta;
- sua aplicação não cause problemas à saúde dos consumidores de água tratada.

O custo, a disponibilidade (facilidade de obtenção) e o tipo de água são fatores decisivos. Assim:

- o sulfato de alumínio é fácil de transportar e de manejar. Seu custo é baixo e produz-se em várias regiões brasileiras;
- o sulfato ferroso é muito útil para tratar águas que apresentam pH elevado;
- o sulfato férrico é conveniente para o tratamento de águas altamente coloridas ou ácidas;
- o cloreto férrico produz bons flocos em amplo intervalo de pH;
- o aluminato de sódio pode ser empregado, juntamente com a cal, para abrandamento de águas.

A Tab. 19.1 mostra os diversos coagulantes primários e as faixas de pH em que geralmente se obtém as condições ótimas de tratamento.

Tabela 19.1 – Coagulantes primários e faixas de pH em que são utilizados.

COAGULANTES	FAIXA DE pH
Sulfato de alumínio	5,0 a 8,0
Sulfato ferroso	8,5 a 11,0
Sulfato férrico	5,0 a 11,0
Cloreto férrico	5,0 a 11,0
Sulfato ferroso clorado	acima de 4,0
Aluminato de sódio e sulfato de alumínio	6,0 a 8,5

Atualmente, um dos eletrólitos mais conhecidos e empregados na clarificação de água é, sem dúvida, o sulfato de alumínio. Esse produto, porém, já era utilizado

pelos egípcios para tratamento de água 2000 anos a.C.; naquela época, esse sal chegava a ser um item importante no comércio daquele povo. No Século V, a purificação de sulfato de alumínio assumia aspectos industriais. Em 1461, o Papa Pio II pretendeu criar um monopólio para a produção de sulfato de alumínio, e no intervalo de dois ou três anos essa atividade tinha envolvido a participação de mais de oito mil operários¹.

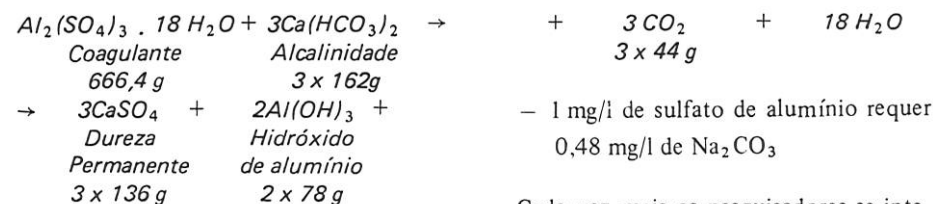
Apesar desse uso efetivo do sulfato de alumínio, sabe-se que sua utilização estava associada basicamente à clarificação de água para consumo em residências, pequenas indústrias, e outras instalações, não atingindo os serviços públicos. Aparentemente a primeira cidade a empregar sulfato de alumínio no tratamento de água distribuída à população foi Bolton, na Inglaterra, 1881 e, até hoje a aplicação desse sal para esse fim, em todo o mundo, ainda se mantém plenamente justificada¹.

Como o coagulante primário mais utilizado no Brasil é o sulfato de alumínio, será enfatizado seu comportamento, quando utilizado na coagulação e floculação de águas.

A seguir, apresentam-se algumas equações que procuram representar de maneira aproximada a reação do sulfato de alumínio com a alcalinidade natural, ou com produtos que são adicionados à água para com essa finalidade destacar que essas reações não representam a realidade mas sim a idéia de uma reação que pode ocorrer. Porém, como se verá mais adiante, existem muitas outras reações que ocorrem sob diferentes condições físicas e químicas do meio, de extrema importância para o entendimento dos processos envolvidos na coagulação e floculação.

- a) Reação de sulfato de alumínio com a alcalinidade natural das águas (quando existente):

19. Coagulação e Floculação

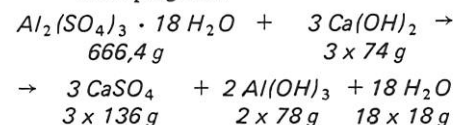


– 1 mg/l de sulfato de alumínio requer:
 $\frac{300}{666,4} = 0,45 \text{ mg/l de alcalinidade em CaCO}_3$

– 1 mg/l de sulfato de alumínio converte 0,45 mg/l de dureza temporária devido a bicarbonatos em dureza permanente (sulfato de cálcio)

– 1 mg/l de sulfato de alumínio libera:
 $\frac{264}{666,4} = 0,4 \text{ mg/l de CO}_2$

b) Reação de sulfato de alumínio quando se emprega cal:

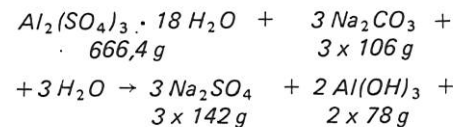


– 1 mg/l de sulfato de alumínio requer
 $\frac{168}{666,4} = 0,25 \text{ mg/l de Cal (como CaO)}$

– 1 mg/l de sulfato de alumínio com cal eleva a dureza de 0,45 mg/l

A reação não libera CO₂

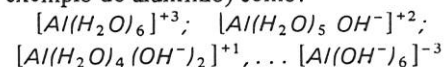
c) Reação de sulfato de alumínio quando se emprega carbonato de sódio (barrilha):



Cada vez mais os pesquisadores se interessam pelo estudo dos produtos de hidrólise de sais de metais trivalentes, visando compreender melhor a coagulação e floculação. Porém, uma hipótese básica que prevalece parcialmente, até hoje, deve-se a Pfeiffer¹⁰ que, em 1902, propôs que um íon metálico trivalente se hidrata com seis moléculas de água, formando um íon aquometálico: $\text{Me}(\text{H}_2\text{O})_6^{+3}$.

Mais tarde Stumm observou que a existência de produtos intermediários da hidrólise exigiam a complementação do modelo anterior. Assim, propôs que as moléculas de água poderiam ser substituídas por grupos OH[–], dando diferentes configurações e cargas em relação às anteriores.

A possível combinação dos vários produtos de hidrólise é interminável; o que importa, contudo é que as modificações que ocorrem dependem do pH e também do tempo. Assim sendo, uma solução de um sal de um metal trivalente (sal de alumínio, sal de ferro, etc.) apresenta uma variação sensível em sua qualidade, em função da concentração, do tempo e do pH. Assim sendo, surgem espécies químicas (usando o exemplo do alumínio) como:



Além disso podem ser formados polímeros com um ou mais produtos de hidrólise iniciais, resultando espécies mais complexas, a saber:



Existem muitos trabalhos a respeito desse assunto, porém Amirtharajah e Mills² sintetizaram o que foi estudado até

recentemente, condensaram os resultados de pesquisas existentes complementando-os com uma excelente contribuição ao tema abordado. Esses pesquisadores afirmam que a coagulação com sais de alumínio ocorre predominantemente por dois mecanismos: adsorção das espécies solúveis de hidrólise no colóide e desestabilização, ou por coagulação de "varredura", em que as partículas coloidais são envolvidas e arrastadas pelo hidróxido de alumínio que precipita.

No primeiro caso, as reações que precedem a coagulação são extremamente rápidas (menos de 1 s) e no segundo, a formação do hidróxido de alumínio pode variar entre 1 s e 7 s. Através desse raciocínio, os autores concluem que existem duas formas de se processar a coagulação: por adsorção-desestabilização, ou por "varredura". No primeiro caso, necessita-se de

um reator com intensidade elevada de energia dissipada e no segundo podem ser utilizados tempos de detenção maiores e agitação não tão violenta.

A Fig. 19.5 apresenta as zonas em que ocorrem as diferentes situações de coagulação em função do pH e da concentração de sulfato de alumínio².

É interessante observar que, por exemplo, em pH igual a 6,0 pode-se obter duas faixas de valores de dosagens de sulfato de alumínio em que se consegue boa coagulação; na inferior a coagulação é realizada por desestabilização por adsorção e na superior a coagulação é devida ao efeito de varredura. Entre essas faixas ocorrerá uma faixa de reestabilização, ou seja, não é possível a utilização, em termos práticos, de dosagem de sulfato que provoque coagulação nesse campo.

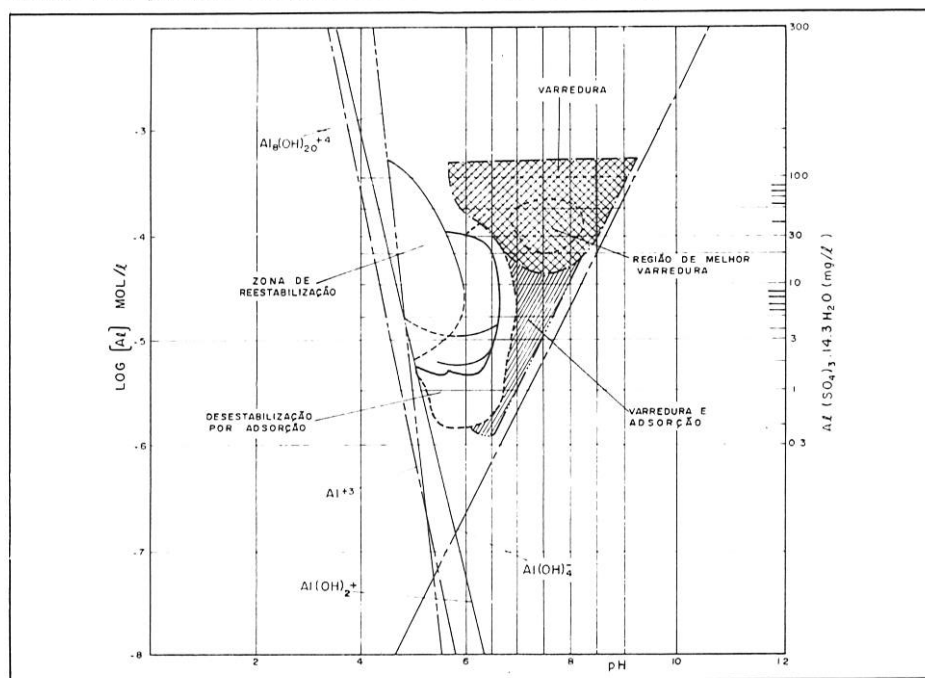


Figura 19.5 – Coagulação por adsorção – desestabilização e por varredura, segundo Amirtharaj e Mills².

Por outro lado, tomando-se o pH 8,5 como exemplo, nota-se que só haverá coagulação em uma única faixa, com dosagem relativamente elevada de sulfato de alumínio, sendo que a coagulação nessa situação será por varredura.

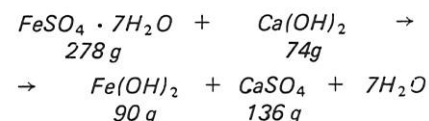
Além dessa abordagem sobre sulfato de alumínio também serão apresentadas algumas considerações acerca dos sais de ferro.

Os sais de ferro também têm muita importância no tratamento de água, podendo algumas vezes oferecer melhores resultados do que o sulfato de alumínio. Por isso, sempre devem ser testados para verificar-se a viabilidade de sua aplicação e comparar os custos e a eficiência em relação aos do sulfato de alumínio.

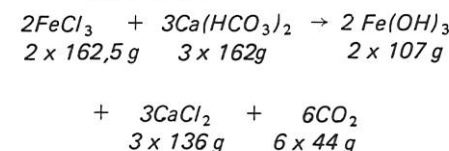
A complexidade das reações que ocorrem no meio, quando são utilizados sais de ferro, assume as mesmas proporções verificadas quando do emprego do sulfato de alumínio. Portanto, o operador ou pesquisador que for utilizar esses produtos deve estar ciente de que existe estreita dependência entre o pH e os produtos de hidrólise.

Assim como no caso do sulfato de alumínio, serão apresentadas algumas reações que auxiliam na avaliação estequiométrica dos sais de ferro utilizados e que apenas dão uma idéia geral da situação, sem traduzir fielmente o que ocorre na realidade.

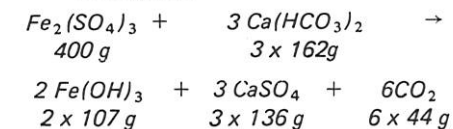
a) Reação do sulfato ferroso com cal adicionada previamente



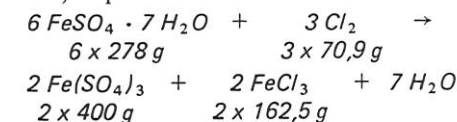
b) Reação do cloreto férrico anidro com a alcalinidade



c) Reação de sulfato férrico anidro com alcalinidade



d) Caparrosa clorada



PRODUTOS UTILIZADOS COMO AUXILIARES

Certas águas, por apresentarem potencial Zeta muito negativo ou por não possuírem partículas que sirvam como núcleos de flocos, ou ainda por outro motivo qualquer, tornam-se muito difíceis de tratar utilizando-se apenas os coagulantes primários comuns. Assim sendo, empregam-se produtos que têm a finalidade de ajudar o processo e que recebem o nome de auxiliares de coagulação e/ou de floculação.

Sílica ativada

Investigações feitas em Chicago, a partir de 1937 por Baylis, indicaram que as condições de floculação podem melhorar muito, utilizando-se a sílica coloidal como agente auxiliar. No caso de águas com baixa quantidade de material propício à formação de núcleos de flocos, o emprego da sílica coloidal ajuda bastante a floculação e a sedimentação.

A vantagem do processo decorre do fato de a sílica formar núcleos capazes de agregar partículas e impurezas. As partículas assim constituídas e desenvolvidas são mais facilmente adsorvidas pelos compostos de alumínio que se formam na água.

Em geral, uma dosagem de sílica correspondente a 20% da dosagem efetiva de sulfato de alumínio basta para constituir flocos satisfatórios. Com uma dosagem máxima de 40%, constituem-se flocos muito compactos em apenas 20% do tempo de floculação correspondente ao emprego de sulfato de alumínio sem sílica.

A preparação da sílica ativada é feita na própria estação de tratamento. Emprega-se o silicato de sódio comercial em solução (40° a 42° Baumé). Essa solução é diluída até 1,5% de SiO_2 , e depois é neutralizada com ácido sulfúrico, até o pH de 8,4 (alcalinidade de 1200 a 1500 mg/litro). Essa solução é deixada em repouso durante duas horas, pelo menos, sendo depois diluída para 0,6% de SiO_2 para a aplicação na água.

Geralmente se aplica a sílica antes do sulfato de alumínio, devendo-se fazer uma boa dispersão.

Para a ativação da sílica, podem ser empregados, além do ácido sulfúrico, o cloro, o sulfato de amônia, etc.

A adição de sílica ativada é um processo auxiliar que acelera a floculação e melhora as condições de sedimentação. Pode possibilitar economia no consumo de sulfato de alumínio e taxas de filtração mais elevadas. Os inconvenientes estão relacionados com a sua preparação e aplicação.

Argila preparada (bentonita)

A argila preparada, terra de Fuller e certas substâncias inertes têm sido empregadas para melhorar as condições de floculação e de sedimentação de águas que apresentam baixa turbidez.

No Brasil se produz a bentonita em escala comercial e existem várias pesquisas sobre o emprego deste material.

Quando o custo de argilas preparadas se torna fator limitante para o seu emprego, também podem ser utilizadas argilas "naturais", coletadas nas proximidades da

estação de tratamento, desde que seu uso ofereça vantagens no que se refere à melhoria da qualidade da água.

Sempre que houver necessidade de se efetuar adição de qualquer material para servir de núcleos de flocos e para fornecer maior presença de partículas inertes, aumentando a turbidez, para melhorar a floculação, deve-se estudar a alternativa de utilizar a filtração direta para efetuar a clarificação da água em questão porém, sem a adição desses materiais.

Flocos Pré-Formados

Flocos previamente formados podem auxiliar o processo de floculação. O retorno de lodos frescos, por bombeamento, pode ser vantajoso. Algumas instalações fazem o aproveitamento das águas de lavagem dos filtros, nos casos em que a água é escassa ou cara. É possível, ainda, utilizar o material retido no fundo dos decantadores (lodo fresco) como fornecedor de flocos pré-formados.

O uso dessa técnica deve ser acompanhado por controle rigoroso da evolução da qualidade da água tratada, pois pode-se, em alguns casos, dependendo da quantidade e da qualidade dos lodos ou das águas de lavagem de filtros recirculadas, incorrer em problemas relacionados com o aumento de concentração de certos materiais, por exemplo, o ferro, e de microrganismos na água clarificada.

Polímeros sintéticos ou naturais

O uso de polímeros tanto na coagulação e floculação como na filtração pode ser muito útil quando adotado com critério, como medida auxiliar para o desenvolvimento de operações e processos envolvidos em uma estação de tratamento de água.

Esses produtos são conhecidos normalmente por polieletrólitos, porém essa nomenclatura só se presta bem para carac-

terizar apenas aqueles que possuem grande cadeia molecular e que estando em meio aquoso passam a apresentar um número muito grande de cargas distribuídas ao longo de sua cadeia. Como se sabe, existem polieletrólitos aniônicos (cargas negativas) e polieletrólitos catiônicos (cargas positivas); e, fala-se erroneamente, em polieletrólitos não iônicos (que não apresentam cargas) contrariando a definição original de polieletrólitos.

Como mesmo os não iônicos podem ser utilizados no tratamento de água, certamente a denominação mais abrangente para todos os tipos desse material é a de *polímeros auxiliares de coagulação, e/ou de floculação ou de filtração*.

Os polímeros têm sido utilizados de maneira cada vez mais intensiva no tratamento de águas para abastecimento, tanto como auxiliares de floculação e/ou filtração, como também na forma de coagulantes primários. No Brasil tem sido utilizado apenas como auxiliar, porém em outros países é aplicado, embora mais raramente, na forma de coagulante primário.

Os polímeros catiônicos podem ser usados sem a aplicação do coagulante primário, para os tipos de água mais comuns, o que não se poderá fazer quando se tratar de aniônicos ou não iônicos.

Os catiônicos podem baixar o potencial Zeta coagulando, e ainda promover a floculação.

Os aniônicos e não iônicos apresentam grande poder de floculação, mas não gozam das características favoráveis de carga dos catiônicos.

Uma pequena dosagem destes produtos pode reduzir bastante o consumo de coagulantes e causar melhorias na decantação e filtração.

Entre as principais vantagens diretas e indiretas da utilização de polímeros auxiliares de floculação em uma estação de tratamento de água, convencional podem ser citadas⁵:

- melhoria da qualidade da água decantada e da água filtrada;
- redução do consumo de coagulante primário;
- redução do volume de lodo sedimentado nos decantadores. Esse fato atenua os problemas de poluição dos corpos receptores, causados pelas descargas desse material e permite a dilatação do período entre limpezas dessas unidades;
- aumento da carreira de filtração, reduzindo perdas de água;
- aumento da remoção de microrganismos presentes na água bruta;
- aumento da eficiência da desinfecção, em consequência da redução da concentração de sólidos suspensos da água clarificada;
- diminuição da ocorrência de disposição de lodo na rede e nos reservatórios do sistema de distribuição;
- redução dos problemas advindos da sobrecarga de decantadores e filtros. A utilização de polímeros permite, geralmente, a adoção de taxas de aplicação superficial maiores que aquelas usuais, quando do uso de coagulantes primários, apenas;
- aumento da flexibilidade da operação da estação de tratamento de água;
- uso como solução de emergência, quando alguma unidade de floculação, decantação ou filtração tiver de ser retirada de operação e as outras unidades tenham que funcionar sobrecarregadas;
- redução eventual nos gastos totais com produtos químicos.

É evidente que há casos em que o uso de polímeros auxiliares pode mostrar-se inadequado, e outros, em que se notam vantagens relativas à qualidade da água tratada, porém à custa de maiores gastos com produtos químicos.

Geralmente o custo de polímeros comerciais é muito superior ao custo de coagulantes primários usuais. Assim, quando se utiliza um produto auxiliar deve-se procurar reduzir o consumo de coagulantes primários a ponto de compensar a diferença de custo entre os produtos envolvidos.

A prática comum tem mostrado que quase sempre é possível reduzir-se a dosagem do coagulante primário em pelo menos 20%, quando se escolhe um polímero que realmente seja adequado à água em questão.

Normalmente, os polímeros quando utilizados como auxiliares de floculação, têm sua dosagem de aplicação variando entre 0,08 a 1,5 mg/l, e quando utilizados como auxiliares de filtração, entre 0,5 a 1,0 mg/l.

Antes de se iniciar a aplicação de polímeros sintéticos em uma estação de tratamento de água devem ser testados todos os produtos comerciais disponíveis no país e que tenham seu uso aprovado por órgãos especializados em países que já dispõem de estudos acerca dos mesmos. Além disso, deve-se conhecer a dosagem máxima permitida para sua utilização.

Entre os polímeros testados devem ser escolhidos os que ofereçam os melhores resultados técnicos e econômicos.

Como no Brasil ainda não há estudos amplos sobre os efeitos fisiológicos desses produtos comerciais, recomenda-se a obediência aos limites máximos de dosagem estabelecidos pela *Environmental Protection Agency* (EUA).

O uso de polímeros naturais, além de mais seguro, pode ser efetuado com maior probabilidade de se conseguir vantagens econômicas, tendo em vista que seu custo é pouco superior ao dos coagulantes primários mais comuns.

O Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos — USP, vem estudando o emprego de amido (batata, araruta, mandioca, cará,

etc.) como polímero auxiliar há mais de dez anos^{5,7,8} com resultados muito favoráveis. Diversas cidades no Brasil e no exterior estão utilizando rotineiramente esse produto natural como auxiliar de acordo com a metodologia proposta, com vantagens econômicas e sensível elevação da qualidade da água tratada. De modo geral, o amido de batata e de araruta^{7,8} apresentam resultados melhores — águas decantadas e filtradas de melhor qualidade — com dosagens de amido variando entre 0,1 a 1,0 mg/l e com redução de pelo menos 20% na dosagem de coagulantes primários^{7,8}.

TÉCNICAS E ENSAIOS MAIS COMUNS PARA ESTUDOS DE COAGULAÇÃO E FLOCULAÇÃO

No estudo da coagulação e floculação, em laboratório, a turbidez e a cor do sobrenadante em ensaios de floculação ainda são os parâmetros que recebem maior atenção por parte dos operadores de estações de tratamento convencionais e mesmo dos pesquisadores que se dedicam a conhecer os processos envolvidos.

É freqüente, em literatura e na linguagem técnica comum, a referência a esse tipo de ensaio como *jar test*, *ensaio dos jarros*, etc., denominações que devem ser substituídas por outras mais apropriadas. Na realidade, os “jarros” (tradução direta do inglês) são reatores tipo *batch*, ou seja, de operação intermitente, sem a ocorrência de fluxo através dos mesmos, pelo menos na maioria dos aparelhos em utilização na prática usual de controle.

A expressão “ensaio de floculação”, apesar de não traduzir exatamente as funções do ensaio, é mais apropriada que as expressões mencionadas anteriormente.

Além do ensaio tradicional, ou modificado, realizado com a utilização de seis

reatores providos de agitadores, existem inúmeras técnicas alternativas que permitem prever e/ou controlar as características dos processos de coagulação e/ou de floculação.

Caberá ao responsável pela operação de uma estação de tratamento, ou ao pesquisador, eleger a técnica que mais se coadune com o tipo de problema a ser estudado ou superado.

A metodologia apropriada para a realização de ensaio de floculação modificado em laboratório é apresentada em anexo a este Capítulo. Portanto, aqui se fará uma abordagem superficial dessa e de outras técnicas que poderão ser realizadas, paralela ou isoladamente, no controle de sistemas em que a coagulação e floculação assumem papel importante. Entre as técnicas mais comuns, além do ensaio de floculação com equipamentos apropriados, podem ser citadas: potencial Zeta, titulação coloidal, concentração residual de coagulante, número de filtrabilidade, refiltração em membranas, contagem eletrônica de partículas, condutividade, filtração em coluna piloto e filtração em papel filtro.

ALGUMAS TÉCNICAS USUAIS PARA TESTES E ENSAIOS DE COAGULAÇÃO E FLOCULAÇÃO

Ensaio de floculação

Aparentemente os ensaios de floculação foram utilizados pela primeira vez por Langelier e Charles Gilman Hyde, em 1918, em Sacramento, Califórnia (EUA).

Os modelos mais antigos e comuns de equipamentos para a realização de ensaios de floculação constam de uma plataforma de metal sobre a qual são colocados seis *beckers*, dentro dos quais são baixadas hastes durante o ensaio com as extremidades curvadas, acionadas por um sistema acoplado a motor, variador de tensão,

polias e/ou redutores que permitem que a rotação das mesmas possa variar entre 20 a 100 rpm.

Os equipamentos mais modernos apresentam as seguintes melhorias principais:

- iluminação sob os reatores, que permite melhor observação do floco;
- os reatores apresentam seção quadrada e/ou estatores para permitir melhor agitação e evitar que a água continue se movimentando algum tempo após iniciado o período de sedimentação;
- os reatores possuem tubos imersos ligados a uma linha de vácuo, que permitem retirar amostras simultâneas a qualquer momento, possibilitando a determinação da turbidez, cor, etc.
- sobre os reatores existe um conjunto de recipientes nos quais são colocados os coagulantes. Esses recipientes, quando desejado, adicionam coagulante simultaneamente em todos os reatores, eliminando o erro de se promover a adição um a um;
- são providos de dispositivo (tacômetro) para medição da rotação do agitador;
- a coleta de amostra é efetuada em profundidade pré-fixada para permitir o estudo da sedimentabilidade dos flocos;
- os reatores são imersos em banho térmico para controle da temperatura e para evitar a ocorrência de correntes de convecção dentro dos mesmos;
- como sugestão, recomenda-se incluir em aparelhos mais sofisticados um sistema eletrônico relativamente simples acoplado a variador de velocidades que permita a programação automática de um ensaio completo, incluindo a seqüência de tempos adotados para a mistura rápida e para as diversas etapas da floculação,

simulando a existência de reatores em série e a variação escolhida dos valores de gradiente de velocidade para cada intervalo de tempo.

O ensaio de floculação tradicional, apesar de incorporar inúmeras imprecisões, ainda é um recurso comum que se usa nas estações de tratamento de água de pequeno e médio portes.

Seria grande insensatez estabelecer-se uma regra geral absoluta para esse tipo de ensaio; assim, serão expostas as linhas principais a seguir, baseadas na forma de ensaio mais difundida no momento.

É conveniente que se faça a adição dos coagulantes com o agitador a 100 rpm. Essa rotação deve ser mantida por 2 a 3 min e diminuir para cerca de 50 rpm, durante 10 a 30 min. Deve-se permitir uma decantação, a seguir, de 10 a 30 min.

Deve-se procurar estabelecer condições de agitação (energia) e tempo de duração, próximos aos que se tem na estação de tratamento, para a qual se está querendo determinar as dosagens ótimas.

O roteiro geralmente seguido é o seguinte:

- fixam-se diferentes valores de pH, nos reatores com o auxílio de ácido ou álcali;
- aplica-se uma quantidade fixa de sulfato de alumínio em todos os reatores e escolhe-se o pH ótimo, correspondente ao reator que oferecer melhor floculação e limpidez do sobrenadante. A quantidade fixa inicial de sulfato de alumínio mencionada pode ser estabelecida com o auxílio dos Quadros 19.2 a 19.5;
- executa-se um novo ensaio, fixando-se o pH ótimo em todos os reatores, variando-se a quantidade de sulfato de alumínio, em valores próximos, acima e abaixo da dosagem utilizada no ensaio anterior;
- conforme o aspecto dos flocos, da

cor final e da turbidez final, escolhe-se a melhor dosagem.

Caso se deseje, pode-se realizar um novo ensaio para refinar ainda mais os resultados.

É lógico que o resultado deste ensaio não é absoluto, mas pode ser considerado como um bom meio de determinação aproximada de dosagens em estações de tratamento de água, pois a deficiência de controle das mesmas poderá comprometer a eficiência do tratamento, resultando em maior consumo de coagulantes e prejuízos no trabalho dos decantadores e filtros.

Os resultados dos ensaios de floculação devem ser anotados em relatórios que devem apresentar, pelo menos, os seguintes dados:

Dados Gerais

- Data
- Nome da pessoa que coletou a amostra
- Temperatura do ar no momento da coleta
- Tempo nas últimas horas (chuva, etc.)
- Nome da pessoa que executou o ensaio
- Local da coleta
- Temperatura da amostra
- Cor da amostra
- Alcalinidade da amostra
- Dureza da amostra
- Turbidez da amostra
- pH da amostra

Dados Obtidos em Cada Reator

- Temperatura em cada reator
- Dosagem de cal ou ácido
- pH após a floculação
- Tempo de agitação
- Características do floco formado
- Sedimentabilidade do floco
- Turbidez do sobrenadante
- Cor do sobrenadante

Esse roteiro refere-se ao ensaio de floculação tradicional, utilizado na quase totalidade das estações de tratamento de água brasileiras. Em anexo, apresenta-se o ensaio de floculação modificado que fornece dados mais precisos e abundantes.

Potencial Zeta

Já foram discutidas anteriormente as características das cargas dos colóides e a influência das mesmas na coagulação-floculação.

O zetâmetro é um equipamento que permite medir a velocidade de migração de partículas coloidais, quando sujeitas a uma diferença de potencial (velocidade de eletroforese). De posse desta velocidade, através de fórmulas ou gráficos, pode-se determinar o potencial Zeta das partículas estudadas. É aconselhável que todas as estações de tratamento de grande porte e laboratórios de pesquisas possuam esse equipamento, pois o mesmo permite um controle preciso das dosagens utilizadas.

Os equipamentos modernos destinados à determinação do potencial Zeta baseiam-se, de maneira geral, na célula de microeletroforese projetada por Briggs e apresentam as seguintes partes principais:

- um estereomicroscópio com um micrômetro ocular especial; uma ocular

- de 15x e objetivas de 2x, 4x, 6x e 8x;
- um iluminador especial capaz de produzir um delgado feixe de raios de luz branco-azulada intensa, com um filtro absorvente de calor;
- um equipamento que permite variar a voltagem, continuamente, de 0 V a 500 V;
- uma célula de eletroforese, de plástico de ótima qualidade, com eletrodos de platina iridiada;
- um suporte de célula, contendo um espelho de alta reflexão para conduzir o feixe luminoso através do tubo onde se encontra a dispersão;
- um relógio especial, com capacidade para efetuar leituras de segundos e décimos de segundos.

Na Fig. 19.6 encontra-se esquematizada uma célula. Note-se que uma das extremidades da mesma é fechada e a outra aberta. Esse critério é adotado para se evitar quaisquer movimentos dentro da célula que não sejam causados pela voltagem aplicada.

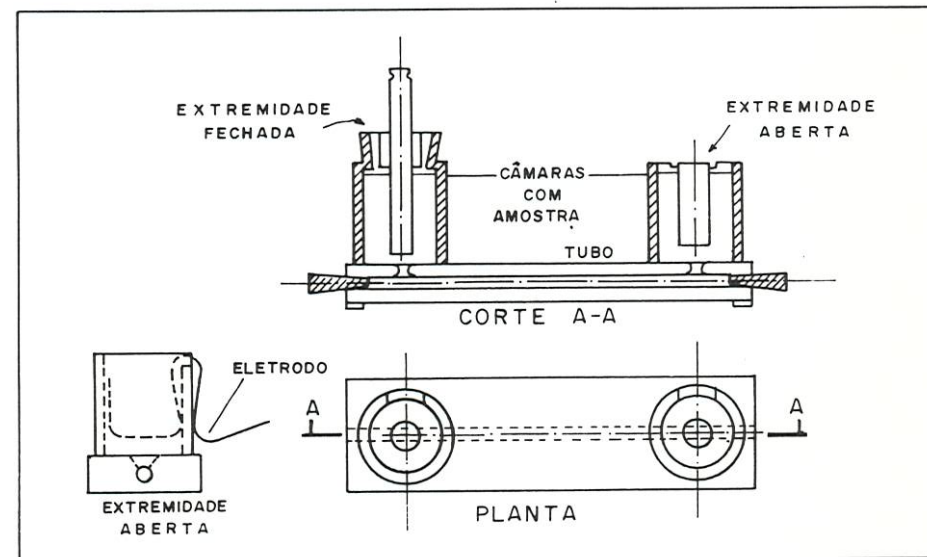


Figura 19.6 — Célula de eletroforese.

A iluminação da amostra, efetuada de acordo com a técnica indicada na Fig. 19.7, evita a incidência direta da luz no equipamento ótico do microscópio e permite observar partículas muito menores do que no caso de a luz atravessar o duto que contém a água coagulada, de baixo para cima.

A determinação do potencial Zeta pode ser efetuada com relativa facilidade, quando a concentração da suspensão coloidal no meio líquido não é muito alta.

Como os colóides migram para um dos eletrodos deslocando, portanto, uma certa quantidade de massa, torna-se obrigatório o retorno natural de líquido no sentido contrário do seu movimento, fenômeno que se costuma denominar de eletroendosse. Para que esse efeito não acarrete erro na leitura, efetuam-se medidas sobre partículas que distem 0,15 D das paredes do tubo de diâmetro D, dentro do qual se encontra a amostra em estudo.

A velocidade de eletroforese das partículas é expressa em microns por segundo, por volt, por centímetro e o potencial Zeta é determinado através de consulta a curvas de calibração do aparelho.

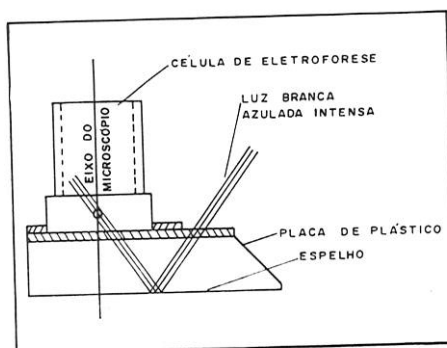


Figura 19.7 – Técnica de iluminação da célula.

Titulação coloidal

Usando-se a técnica da titulação coloidal é possível desenvolver uma razoável relação

entre a carga dos colóides da água bruta, a alcalinidade total e a dosagem ótima de sulfato de alumínio.

Kawamura, Tanaka e Hanna desenvolveram essa técnica fundamentados na possibilidade de dispersões de partículas coloidais, carregadas eletricamente, serem neutralizadas pela ação de colóides de carga oposta.

Esse teste fornece informações que podem ser empregadas de maneira análoga aos dados obtidos pela determinação da velocidade de eletroforese.

A rapidez e a facilidade de se fazer avaliações, sem equipamentos especializados, tornam essa idéia muito atrativa, quando a água bruta está sujeita a flutuações rápidas de qualidade.

Concentração residual de coagulante

Consiste em se determinar a concentração de íons, em solução ou suspensão, do coagulante utilizado, mediante análise química do sobrenadante nos ensaios de floculação.

Raras são as instalações de tratamento de água que controlam a concentração de residual de coagulante que tem acesso à rede de distribuição. Esse tipo de controle deve ser efetuado porque existem evidências, por exemplo, de que o alumínio pode causar desordens neurológicas ou encefalopatias¹¹.

Número de filtrabilidade

Shull⁶ estudou oito águas diferentes, da região de Filadélfia, usando sulfato de alumínio como coagulante. Comparou o tempo necessário para se filtrar 200 ml, da amostra do sobrenadante proveniente de ensaios de floculação, sob pressão constante, através de uma membrana com aberturas de 0,45 μ , com o tempo requerido para se filtrar igual volume de água destilada. A relação entre os dois tempos é conhecida como número de filtrabilidade.

Shull procurou relacionar os valores obtidos com medidas do potencial Zeta das mesmas águas e, apesar de haver conseguido seu intento, não se pode ainda generalizar o fato, devido ao pequeno número de ensaios e também por haver apenas se utilizado de sulfato de alumínio, não se preocupando com outros coagulantes.

Refiltração em membranas⁶

Esta técnica envolve a formação de uma camada filtrante fazendo-se passar a suspensão através de uma membrana com aberturas de 0,45 μ m, sob pressão constante. O filtrado é coletado e refiltrado através da camada e da membrana. O tempo necessário para refiltrar o volume específico é chamado tempo de refiltração.

É importante frisar que flocos gelatinosos, causados por excesso de coagulantes e/ou pela baixa agitação, dificultam a refiltração, reduzindo a velocidade do fluxo e aumentando conseqüentemente, o tempo de refiltração.

Esse critério de avaliação foi desenvolvido por LaMer, Smellie e Lee e, apesar de muito simples, seus resultados são tão úteis quanto os de determinação do número de filtrabilidade.

Ensaio comparativos mostraram que as dosagens ótimas de sulfato de alumínio determinadas por refiltração são relativamente baixas, quando comparadas às determinações para a sedimentação ótima.

Contagem eletrônica de partículas⁶

Inicialmente, a medicina utilizava essa técnica para a contagem de células sanguíneas. Gradualmente, a idéia atingiu novos campos e nas pesquisas sobre coagulação também foi comprovada a sua eficiência.

A técnica de contagem eletrônica envolve o uso de um suprimento de vácuo que aspira a suspensão através de um pequeno orifício, sob condições convenientes do

gradiente de velocidade G. Um eletrólito é anteriormente adicionado à suspensão, para torná-la condutora.

Enquanto o líquido escoar, através do orifício, eletrodos estrategicamente colocados, mantendo uma corrente constante entre si, sofrem pulsações de voltagem proporcionais aos volumes das partículas que atravessam o orifício. Essas pulsações são eletronicamente ampliadas e, a seguir, interpretadas.

Condutividade

Babcock e Knowlton⁶ relacionaram em gráficos as diferenças de condutividade antes e depois da adição de sulfato de alumínio, contra a dosagem do mesmo, no tratamento de uma água colorida de baixa alcalinidade. A curva resultante se apresentou constituída, aproximadamente, de dois segmentos distintos, interceptando-se no ponto de melhor remoção de cor.

Essa técnica deve ser empregada apenas quando a água apresenta alcalinidade suficiente para a coagulação, pois, segundo ensaios efetuados por esses pesquisadores para diversas amostras, conclui-se que as diferenças de condutividade variam de acordo com a alcalinidade.

Filtração em coluna piloto

Conley e Evers⁶ recomendam que se empregue uma coluna piloto de filtração, utilizando-se água floculada nas próprias instalações da estação de tratamento. A turbidez do filtro é controlada. Qualquer deterioração na qualidade do efluente dessa unidade piloto indica a necessidade de alteração na dosagem empregada, ou na energia introduzida nas câmaras de mistura rápida e/ou floculação.

Sugere-se ainda que o uso de uma pequena coluna em escala de laboratório também poderá servir de base para determinações de dosagens a serem aplicadas em instalações de tratamento.

Filtração em papel filtro

Wagner E. G. e Hudson, Jr.²⁰, propõem que, associado ao ensaio de floculação, seja realizado um teste de filtração em papel filtro Whatman 40, com o sobrenadante dos reatores.

A qualidade do líquido filtrado pode oferecer informações importantes acerca de deficiências da coagulação e floculação que porventura venham a dar origem a flocos fracos, ou que não permitam a aglomeração desejada das partículas primárias.

Segundo os referidos autores, esse teste é muito útil na pesquisa de dosagens ótimas para a filtração direta.

Algumas recomendações gerais acerca de ensaios de coagulação e de floculação

Escolha de ensaios e testes

A sedimentação, a filtração direta e a flotação são operações de sistemas de tratamento de água, cuja eficiência na clarificação depende diretamente da coagulação e da floculação; mesmo os filtros rápidos também sofrem sua influência, na medida em que se considera que a qualidade da água decantada é o afluente dessas unidades.

O projetista, pesquisador ou operador devem escolher os testes e ensaios que mais se adaptem ao tipo de floculação desejada para cada determinado objetivo.

Os ensaios que visam otimização da eficiência de decantadores, evidentemente são aqueles em que se valoriza a velocidade de sedimentação dos flocos e a clarificação do sobrenadante.

Os estudos realizados até agora sobre a flotação¹² demonstram, de maneira geral, que as características da floculação para a boa flotação são semelhantes àquelas exigidas pela sedimentação. Essa afirmação, contudo, não significa que o ensaio de

floculação tradicional ou modificado seja o único e melhor recurso para avaliações de eficiências e dosagens para decantação e flotação. Na realidade, todos os ensaios e testes apresentados anteriormente se complementam no que se refere aos tipos de informações distintas que cada um deles pode oferecer.

No caso de filtração direta²⁰, contudo, devem ser feitas considerações especiais tendo-se em vista que existem, inclusive, divergências de opiniões a respeito do tratamento que deve preceder aos filtros. Alguns pesquisadores afirmam que a coagulação é suficiente, porém, outros afirmam a necessidade de uma floculação inicial precedendo aos filtros, com tempo de detenção reduzido²⁰. Na verdade, essa imposição está relacionada com as características dos filtros empregados em cada caso e da água a ser tratada.

Normalmente, a dosagem necessária de coagulantes primários para a filtração direta é menor que aquela exigida quando se procura otimizar a sedimentação dos flocos.

Segundo Wagner e Hudson²⁰, a filtração em papel Whatman 40, é um bom recurso para se determinar a dosagem ótima para esses casos.

Com relação ao uso de polímeros como auxiliares de filtração e de filtração direta, Yeh, H. H. e Ghosh, M. M.²¹, sugerem que sejam usados aqueles cuja massa molecular esteja entre 10 000 e 100 000 (massa molecular baixa à média) e que a mistura rápida seja efetuada durante 3 a 8 min. e com gradiente de velocidade entre 300 a 650 s⁻¹.

Essa constatação valoriza a utilização de polímeros naturais para esse fim; de maneira geral, suas massas moleculares se enquadram nos limites sugeridos.

Sugestões para a estimativa inicial de dosagens

Apresentam-se a seguir algumas sugestões

para o estabelecimento de dosagens iniciais para ensaios e testes, visando o conhecimento da floculação de uma determinada água, e para a preparação das soluções e/ou suspensões de coagulantes e de polímeros auxiliares.

A solução de coagulante primário (sulfato de alumínio e outros) deve ser preparada dissolvendo-se 10,000 g em 1 000 ml de água destilada.

Como a cal é pouco solúvel, uma preparação na concentração sugerida só se recomenda em extrema necessidade, porque, nesse caso, obtém-se uma suspensão que precisa ser agitada cada vez que usada e mesmo agitada, não haveria segurança de se retirar porções de mesma concentração, devido à rapidez com que as partículas de cal tendem a sedimentar (solução supersaturada).

Assim sendo, aconselha-se o emprego de água de cal saturada, cuja concentração nas condições normais é de 1,2 g de óxido de cálcio, por litro, aproximadamente.

Tanto a suspensão supersaturada como a água de cal devem ser preparadas no dia da sua utilização.

Como os polímeros comerciais apresentam, quando em solução, viscosidade muito alta, geralmente é preparada uma "solução mãe" em concentração da ordem de 5,000 g/l. Geralmente, essa solução pode ser estocada por vários dias, porém no dia da realização do ensaio deve ser diluída para uma concentração da ordem de 1,000 g/l.

A solução de ácido sulfúrico convém ser preparada por volume em vez de peso.

O ácido comercial a 66° Bé tem peso específico de 1,84 g/cm³ (ácido a 96% do H₂SO₄). Para se obter 10 g deste ácido, que é a quantidade que se deve dissolver em um litro d'água, basta dividir 10 por 1,84; o resultado é 5,43 cm³. Cada mililitro dessa solução, adicionado a um litro de água em ensaio, equivale a 10 mg/l.

Para executar o ensaio é conveniente que o operador tenha prática em calcular

aproximadamente a dosagem requerida pela água; assim, as doses experimentais ficam dentro de limites adequados às exigências da água, evitando a repetição do ensaio com doses diferentes.

Não se pode prever, apenas pelo estudo das análises químicas a dose de coagulante que deverá ser adicionada a uma água para clarificá-la convenientemente. Isto poderia ser feito para a remoção da dureza de uma água, caso em que é possível o cálculo da quantidade dos reagentes necessários, cal e soda e de prever o resultado das análises, após adição das dosagens.

Embora muitos pesquisadores tenham tentado interpretar os resultados de análises, não se chegou a uma fórmula geral para clarificar uma determinada amostra de água. Só os ensaios de laboratório poderão dar uma boa informação sobre a quantidade de sulfato de alumínio, ou deste e da cal, necessários para o tratamento.

Sem dúvida, existem várias tabelas-guias para a adição de reagentes segundo a cor, turbidez, alcalinidade ou acidez, mas essas apenas orientam, não indicando a quantidade ideal para o caso em apreço.

Deve-se, antecipadamente, conhecer a alcalinidade total, o pH, a turbidez, a cor, a dureza e a temperatura da amostra original.

Se a água não apresentar cor alta, se sua turbidez for baixa, e a alcalinidade permitir, pode-se tentar flocular fazendo o coagulante reagir apenas com a alcalinidade natural, sem adicionar álcali.

A seguir, são fornecidas as Tabs. 19.2 a 19.5, úteis como ponto de partida para ensaios de floculação, que dão uma primeira idéia da quantidade necessária de coagulante e de álcali.

As dosagens ótimas variam bastante, em consequência da variação da qualidade da água e, também, em função do tipo de floculação desejada. No caso de filtração direta devem ser usadas dosagens iniciais menores do que as aqui sugeridas.

Tabela 19.2 — Sulfato de alumínio necessário em função da turbidez da água bruta.

Turbidez da água bruta UT	Sulfato de Alumínio mg/l			Turbidez da água bruta UT	Sulfato de Alumínio mg/l		
	min.	max.	med.		min.	max.	med.
10	5	17	10	100	16	32	24
15	8	20	14	150	18	37	27
20	11	22	17	200	19	42	30
40	13	25	19	300	21	51	36
60	14	28	21	400	22	62	39
80	15	30	22	500	23	70	42

Tabela 19.3 — Concentração em mg/l de sulfato de alumínio necessário, em função da alcalinidade e acidez em termos de CO_2 .

mg/l Alcalinidade como CaCO_3	mg/l de acidez, como CO_2				
	10	20	30	40	50
10	23,9	20,5	18,8	—	—
20	30,8	29,1	27,4	25,6	23,9
30	35,9	34,2	30,8	29,1	27,4
40	37,6	35,9	34,2	34,2	32,5
50	41,0	39,3	37,6	35,9	34,5
60	42,7	41,0	39,3	37,6	35,9
70	44,5	42,7	41,0	39,3	37,6
80	47,9	46,2	44,5	44,5	42,7

H.P. "Stockwell" — Ottawa — Canadá.

Tabela 19.4 — Sulfato de alumínio necessário em função da turbidez da água bruta, p/águas turvas — curva de Hanzén.

Turbidez UT	Sulfato de Alumínio mg/l	Turbidez UT	Sulfato de Alumínio mg/l
50	12	700	60
100	17	800	64
150	22	900	67
200	27	1 000	70
250	31	1 250	78
300	34	1 500	84
400	42	1 750	90
500	49	2 000	95
600	55	2 500	105

Tabela 19.5 — Sulfato de alumínio necessário em função da cor para águas de alcalinidade moderada.

Cor mg/l Pt-Co	Sulfato de Alumínio mg/l	Cor mg/l Pt-Co	Sulfato de Alumínio mg/l
10	8	90	29
20	10	100	32
30	13	120	37
40	16	140	42
50	18	160	48
60	21	180	53
70	24	200	58
80	26	—	—

A cal ou a alcalinidade, quando se usa o sulfato de alumínio, respeita as seguintes demandas para cada mg/l desse coagulante:

Alcalinidade natural (CaCO_3)	0,45 mg/l
Cal ou CaO	0,25 mg/l
Cal como Ca(OH)_2	0,33 mg/l
Barrilha como Na_2CO_3	0,48 mg/l

As quantidades teóricas devem ser elevadas de 30 a 50%, para melhorar a coagulação-floculação de acordo com o que mostra a experiência. Nessas condições, resulta o quadro seguinte:

Tabela 19.6 — Quantidade de cal necessária em função do consumo de sulfato de alumínio.

Consumo de sulfato de alumínio (mg/l)	Alcalinidade teoricamente necessária (CaCO_3) (mg/l)	Alcalinidade natural desejável (CaCO_3) (mg/l)	Quantidade teórica de cal * (mg/l)	Quantidade de cal desejável * (mg/l)
10	5	7	3	4
15	7	10	4	6
20	9	14	5	8
25	12	17	7	10
30	14	20	8	12
40	18	27	10	15
50	25	34	13	19

* Se não houver alcalinidade natural

De modo geral, a cal aplicada se destina: à correção final do pH (controle de corrosão) 50 a 100%.

— à reação com sulfato de alumínio: 0 a 50%.

Para efeito de avaliação, costuma-se estimar o consumo de cal total como sendo aproximadamente igual à metade do consumo de sulfato de alumínio.

O ácido sulfúrico, embora não seja considerado um coagulante, presta grande auxílio ao sulfato de alumínio, no tratamento de certas águas; águas que requerem pequenas quantidades de sulfato de alumínio para remover suas impurezas, porém cuja alcalinidade natural sendo alta exige uma quantidade deste coagulante muito maior do que a necessária para a clarificação da água, visto parte do sulfato de alumínio ser utilizado para fazer baixar o pH até o ponto ótimo.

Uma água pode apresentar coloração facilmente removível com 10 mg/l de

sulfato de alumínio, mas, sua alcalinidade natural pode exigir um consumo muitas vezes maior, a fim de que o pH seja conduzido a um valor apropriado.

Nessas condições, o que excede a dosagem de 10 mg/l de sulfato de alumínio, constitui um desperdício e pode ser substituído por ácido sulfúrico, cujo preço é muito mais baixo. Admitindo-se que o excesso de sulfato de alumínio fosse de 10 mg/l, essa quantidade poderia ser substituída por 4 mg/l de ácido sulfúrico (H_2SO_4). De modo geral, pode-se dizer que 2,5 mg/l de sulfato de alumínio equivalem a 1,0 mg/l de ácido sulfúrico.

O ácido sulfúrico pode ser aplicado concentrado, mas, preferivelmente, deve-se aplicá-lo diluído. Os recipientes precisam ser resistentes à corrosão, assim como registros, tubulações e dosadores. A diluição deve ser feita juntando-se ácido à água, e nunca o inverso, o que provocaria projeções perigosas ao operador.

Referências Bibliográficas

- 1 A. W. W. A. *Water quality treatment*. 3 ed. New York, McGraw-Hill, 1971.
- 2 AMIRTHARAJAH, A. & MILLS, K. M. Rapid-mix design for mechanisms of alum coagulation, *J. A. W. W. A.*, Apr. 1982. 74 (4) : 210-6.

- 3 ARGAMAN, Y. & KAUFMAN, W. J. *Turbulence in orthokinetic flocculation*. Califórnia, Federal Water Pollution Control Administration, jul. 1968.
- 4 CAMP, T. R. & STEIN, P. C. Velocity gradients and internal work in fluid motion. *J. Boston Society Civil Engineers*. 1943 30 (7) : 219-37.

- 5 CAMPOS, J. R. *Emprego de amido de batata como auxiliar de floculação de águas para abastecimento*. São Carlos, 1980. (Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos - USP).
- 6 ——— *Princípios fundamentais da coagulação e floculação*. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1973. 31 p. (Apresentado ao 7º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Salvador, 1973).
- 7 ——— et al. Comparação da eficiência de amido de diversas fontes naturais, quando empregado como auxiliar de floculação de águas para abastecimento. *Revista DAE*, jun. 1984. 44 (137) : 144-9.
- 8 ——— et al. Emprego de amido de batata gelatinizado com hidróxido de sódio como auxiliar de floculação de águas para abastecimento. *Revista DAE*, mar. 1984. 44 (136) : 63-8.
- 9 HALL, E. S. & PACKHAM, R. F. Coagulation of organic color with hydrolysing coagulants. *J. A. W. W. A.*, Sep. 1965. p. 1149-66.
- 10 METCALF & EDDY INC. *Wastewater engineering: treatment, disposal, reuse*. 2 ed. New York, McGraw-Hill, 1979.
- 11 MILLER, R. G. et al. The occurrence of aluminum in drinking water. *J. A. W. W. A.*, Jan. 1984. 76 (1) : 84-91.
- 12 REALI, M. A. P. *Aplicação da flotação por ar dissolvido ao tratamento de águas de abastecimento*. São Carlos, 1984. (Tese de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos - USP).
- 13 RICHTER, C. A. *Sistemas de floculação acelerada*. Curitiba, Companhia de Saneamento do Paraná - SANEPAR, 1984.
- 14 ——— & MOREIRA, R. B. *Floculadores de pedras: experiência em filtro-piloto*. Curitiba, Companhia de Saneamento do Paraná - SANEPAR, 1980.
- 15 SANTOS, P. S. *Tecnologia de argilas*. São Paulo, Edgard Blücher Ltda., 1975. v. 1.
- 16 SMOLUCHOWSKI, M. Versuch einer mathematischen theorie der koagulationskinetik kolloid lösungen. *Z. Physik Chem.*, 1918. p. 155.
- 17 SNEL, H. & ARBOLEDA V. J. Influencia de la escala de turbulencia en el proceso de floculation del agua. Bogotá, Colômbia. *Revista Acodal*, dez. 1982.
- 18 TOLEDO, A. P. P. *Contribuição ao estudo físico-químico de ácido húmico extraído de sedimento*. São Paulo, 1973. (Tese de Mestrado - Universidade de São Paulo).
- 19 U. S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR - FEDERAL WATER POLLUTION CONTROL ADMINISTRATION. Report of the committee on water quality criteria - E. P. A. Washington D. C., 1972.
- 20 WAGNER, E. G. & HUDSON, J. R. Slow dosage high-rate direct filtration. *J. A. W. W. A.*, may 1982. 74 (5) : 256-61.
- 21 YEH, H. H. & GHOSH, M. M. Selecting polymers for direct filtration. *J. A. W. W. A.*, Apr. 1981. 73 (4) : 211-8.

Anexo

ENSAIO DE JARROS - JAR TEST

Antonio Carlos Rossin*

INTRODUÇÃO

O ensaio de jarros é ainda um método predominantemente adotado em nossas estações de tratamento de água, apenas para determinar as dosagens ótimas dos coagulantes a serem empregados.

Entretanto, este tipo de ensaio vem sendo utilizado também para determinar os parâmetros básicos para a elaboração de projetos de estações de tratamento de água.

Através deste ensaio determinam-se as condições ótimas para a floculação de uma água, caracterizadas pelo tempo e pela agitação necessários para tanto¹. Uma vez determinada a dosagem ótima dos coagulantes, deve-se verificar qual o tempo e o gradiente de velocidade ótimos para se flocular a água em estudo. Além disso, deve-se verificar se a floculação obtida fornecerá uma água que após a sedimentação apresente uma grande redução de turbidez.

Apresenta-se, a seguir, uma técnica introduzida no Brasil pelo Eng^o Herbert E. Hudson Jr., da Water Air Research Inc.^{3,4}.

APARELHAGEM NECESSÁRIA

Como neste tipo de teste interessam o tempo de floculação e o gradiente de velocidade, para realizá-lo é necessário contar com um aparelho para Jar-Test com possibilidade de variar a velocidade

de rotação dos agitadores; tal aparelho deve possuir também um tacômetro onde será lido o número de rotações. Além disso, devido às características do teste, são necessários dois operadores, sendo um responsável pela cronometragem.

A Polilab desenvolveu um aparelho (Fig. 1) para os Jar-Tests. Este aparelho vem acompanhado de uma curva característica de gradientes em função de rotações por minuto.

Como já é conhecido, o gradiente de velocidade pode ser expresso pela fórmula

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

P = potência introduzida na água

V = volume

μ = viscosidade absoluta de água a uma determinada temperatura.

Para o ensaio em estudo, a potência é fornecida à água através de agitadores. Essa transmissão depende da forma do agitador, das suas dimensões e do número de rotações por unidade de tempo.

Observa-se, então, que o G depende da forma do agitador, das suas dimensões, do número de rpm, do volume do frasco onde se faz o ensaio e da temperatura da água. Estudos feitos por Camp¹, fixando o volume do frasco e o tipo de agitador, deram origem à Fig. 2; Ruey, Hudson e Singley estudaram curvas de calibração para outros tipos de agitadores⁴.

* Eng. Químico e Sanitarista (M.Sc. Ph.D.) Superintendente de Tecnologia Ambiental da CETESB. Professor da Faculdade de Saúde Pública da USP.

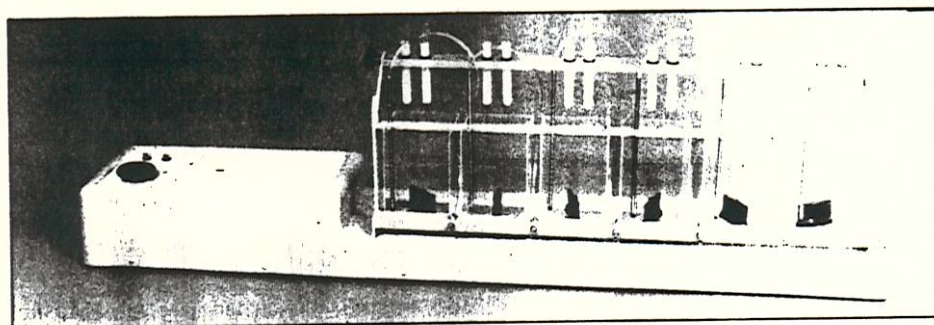


Figura 1 – Aparelho para jar-test.

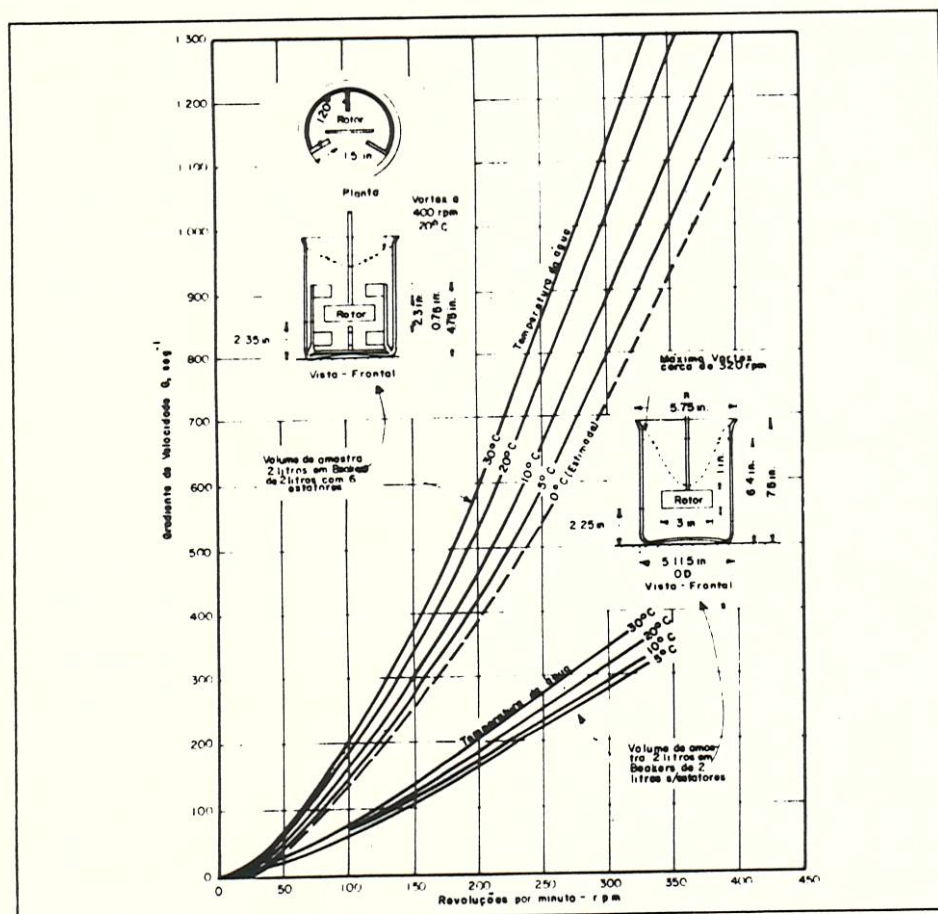


Figura 2 – Curvas de calibração de gradiente de velocidade para a água.

Observa-se que se tem, para diferentes temperaturas, a variação do gradiente em função do número de rotações.

Camp propôs a utilização de estatores para evitar que, após a paralisação de agitação, a água continuasse a se movimentar. Além disso, com esses estatores obtêm-se maiores valores de G , para as mesmas rotações.

Para nossas águas, onde a variação de temperatura durante o ano não é muito grande, pode-se utilizar o gráfico da Fig. 3, retirados os valores da Fig. 2, desde

que se use um dispositivo conforme o apresentado na Fig. 4. Nesta montagem observa-se um dispositivo (a) para introdução do coagulante junto ao agitador e um outro dispositivo (b) para a retirada de amostras a 10 cm abaixo do nível de água. Os tubos de vidro usados devem ser de paredes reforçadas e com 3 mm de diâmetro interno. A leitura de turbidez das amostras colhidas deverá ser feita em um turbidímetro com boa sensibilidade, como o turbidímetro Hach modelo 2100A, por exemplo.

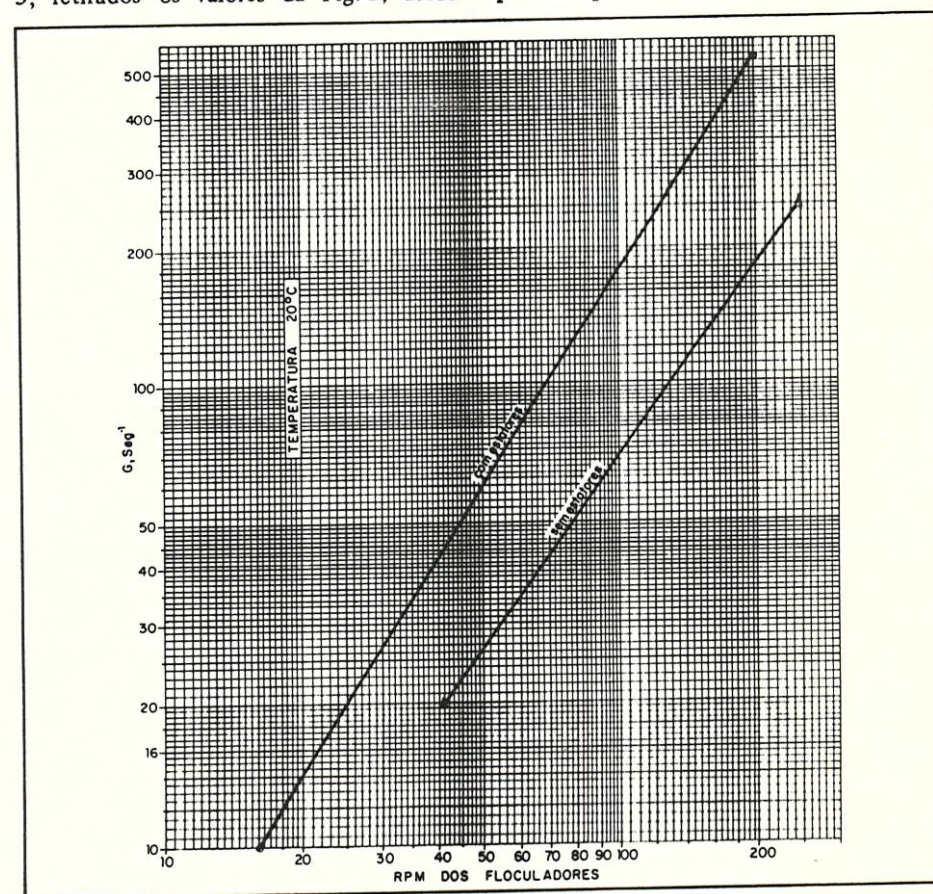


Figura 3 – Gráfico de gradientes de velocidades em função de RPM dos floculadores para frascos com e sem estatores à 20°C.

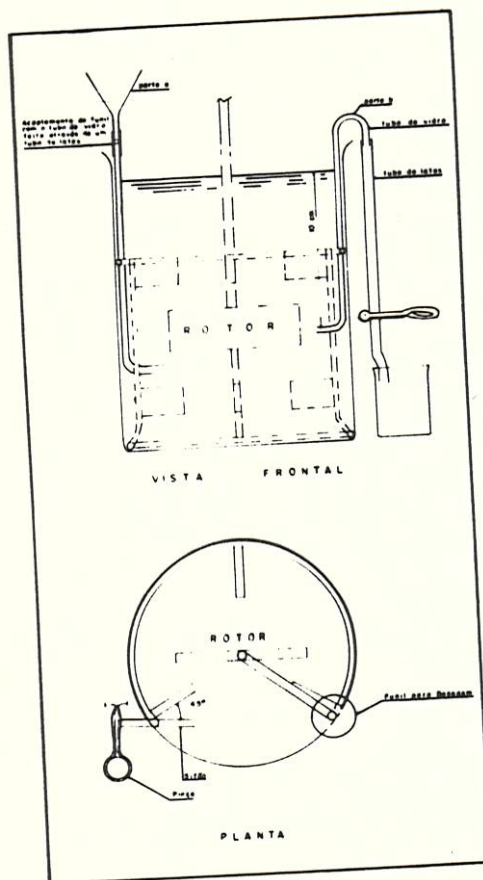


Figura 4 — Dispositivo para o ensaio de jarros.

Reagentes

Para o ensaio, necessita-se de uma solução de sulfato de alumínio com concentração conhecida. Griffith² aconselha a utilização de solução a 1,5% de sulfato de alumínio, que apresenta melhor eficiência em remoção de turbidez. O acerto do pH deverá ser feito com água de cal e antes de adicionado o coagulante. Para tanto, adiciona-se a cal e em seguida faz-se uma agitação violenta em todos os jarros para a homogeneização da mistura.

Folha para anotação dos resultados

Sugere-se a anotação em uma folha conforme modelo da Fig. 5.

Adição do coagulante

Esta adição será feita usando o funil montado junto ao jarro. Para se comprovar que todo o coagulante foi introduzido, após a adição do mesmo, deverá ser acrescentado imediatamente junto ao funil, um volume de água igual ao necessário para o preenchimento de todo o tubo *a*. A água usada para isso é a própria água a ser estudada.

GRADIENTE DE VELOCIDADE E TEMPO DE DURAÇÃO DA MISTURA

Inicialmente, todos os jarros, após receberem o coagulante, deverão sofrer uma agitação mais intensa durante pouco tempo. Normalmente os equipamentos apresentam uma rotação ao redor de 150 rpm. O tempo para essa mistura rápida varia de alguns segundos até 2 minutos. Logo em seguida, deve-se diminuir a rotação, passando-se para uma mistura lenta com a qual se dá a floculação. Este tempo vai de 10 a 30 minutos e neste período devem ser formados os flocos; caso as condições sejam favoráveis. Para determinadas águas, períodos menores que 10 min não são suficientes para formar flocos e períodos acima de 30 min são novicos, pois quebram flocos formados.

Tanto para a mistura rápida como para a lenta devem-se determinar o G e o Gt e registrar na folha de anotações. O G é lido no gráfico da Fig. 3 ou fornecido pelo fabricante e o t é pré-fixado.

ENSAIO Nº		FRASCO Nº		1		2		3		4		5		6		OBSERVAÇÕES
Data	Por	Temp do água	Temp do coágulo	Turbidez	Alcalinidade	pH	Cor	O ₂ cons	rpm	G	t	Gt	rpm	G	t	
MISTURAS		RÁPIDAS		LENTAS		SOMA										
Reagentes usados		Sulfato de		Hidróxido de		Cloro										
RESIDUAL		pH		Alcalinidade		Cor		O ₂ cons								
Tempo dec		Altura		Turb		Turb		Turb		Turb		Turb		Turb		
1,2,3,4,5,6		1,2,3,4,5,6		1,2,3,4,5,6		1,2,3,4,5,6		1,2,3,4,5,6		1,2,3,4,5,6		1,2,3,4,5,6		1,2,3,4,5,6		

Figura 5 — Ensaio de floculação — modelo em branco.

ENSAIO Nº		FONTE DE ÁGUA		Tempo do ensaio							
Data		Data de coleta		pH							
Por		Turbidez		O ₂ cons							
Estudo de		Alcalinidade		Cor							
1		Rio Paranaíba		21,5 c.							
16/10/74		16/10/74		7,2							
Sertão - I		5,8		25 (rel)							
Gradiente e G.L.		32 HCO ₃									
FRASCO Nº	rpm	G x t	rpm	G x t	rpm	G x t	rpm	G x t	rpm	G x t	OBSERVAÇÕES
1	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
2	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
3	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
4	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
5	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
6	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
7	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
8	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
9	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
10	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
11	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
12	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
13	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
14	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
15	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
16	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
17	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
18	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
19	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
20	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
21	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
22	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
23	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
24	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
25	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
26	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
27	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
28	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
29	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
30	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
31	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
32	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
33	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
34	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
35	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
36	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
37	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
38	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
39	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
40	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
41	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
42	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
43	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
44	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
45	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
46	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
47	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
48	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
49	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
50	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
51	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
52	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
53	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
54	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
55	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
56	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
57	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
58	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
59	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
60	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
61	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
62	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
63	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
64	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
65	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
66	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
67	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
68	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
69	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
70	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
71	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
72	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
73	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
74	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
75	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
76	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
77	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
78	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
79	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
80	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
81	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
82	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
83	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
84	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
85	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
86	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
87	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
88	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
89	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
90	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
91	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
92	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
93	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
94	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
95	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
96	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
97	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
98	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
99	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30
100	25	20	30	1000	1000	20	30	1000	1000	20	30

Figura 6 - Ensaio de floculação - modelo preenchido.

O experimentador deverá iniciar por Gt compreendidos na tabela abaixo, segundo o Prof. J. M. de Azevedo Netto:

	Mistura rápida	Floculação
t (s)	até 20	1 200 a 2 400
G(s ⁻¹)	600 - 2 000	30 - 100
Gt	10 000 - 25 000	50 000 - 100 000

RETIRADA DAS AMOSTRAS E DETERMINAÇÃO DE TURBIDEZ

Dois minutos antes de se paralisar a agitação, deve-se recolher uma amostra para determinar a turbidez, pois com a adição do coagulante haverá uma mudança na turbidez inicial da água. Para águas *in natura*, com baixa turbidez, há uma sensível diferença.

Essa retirada de amostra é feita pelo sifão instalado no jarro, mas antes, há necessidade de se retirar uma pequena porção de água que fica estagnada no sifão. Após essa lavagem, coleta-se um volume de amostra em torno de 30 ml, o suficiente para a cuba do turbidímetro Hach e coloca-se em pequenos erlenmeyers, previamente numerados. Uma vez paralisada a agitação, deve-se marcar o tempo para retirada de amostras durante a sedimentação.

da turbidez em função do tempo de decantação e constróem-se as curvas 1, 2, 3, 4, 5 e 6 da Fig. 8. A dosagem de coagulante foi a mesma em todos os jarros. Feito isso, constrói-se a curva da Fig. 9 que mostra a variação da turbidez remanescente em função da velocidade angular. Com o aumento de rotação, e o decorrente aumento de G , as características finais da água se alteraram, passando por um mínimo de turbidez remanescente que é o valor desejado e que corresponde a 45 rpm.

ROTINA PARA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

Dos resultados apresentados sugere-se uma rotina para a realização destes ensaios:

- fixa-se um valor de Gt para a mistura rápida;
- fixam-se valores decrescentes de Gt

para mistura lenta e realizam-se os ensaios;

- o jarro que produzir melhor qualidade de água, quer pela porcentagem de turbidez remanescente, quer pelo valor da turbidez final, determinará o Gt ótimo;
- para esse Gt fixa-se um tempo para mistura lenta e variam-se as rotações, ou seja, o gradiente G ;
- constróem-se as curvas de turbidez remanescente $\times$ tempo de decantação. Com essas curvas, pode-se obter valores de turbidez para uma velocidade de decantação de 1 cm/min, ou seja, um tempo de decantação de 10 min para todos os ensaios. Esses valores e o número de rpm empregado em cada ensaio fornecerão uma curva;
- essa curva mostrará um valor mínimo que corresponderá ao valor ótimo de G .

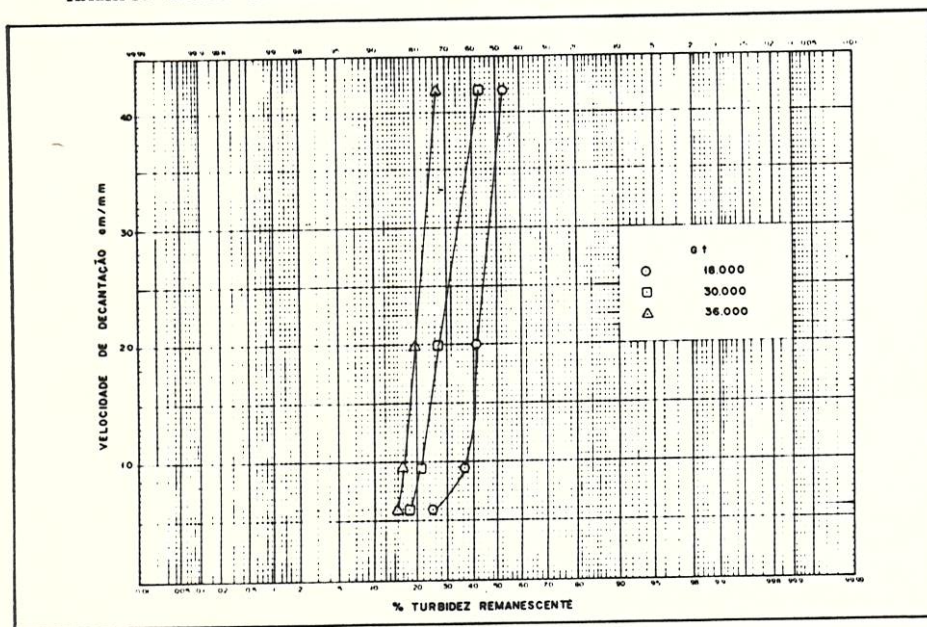


Figura 7 - Gráfico log-probabilidade.

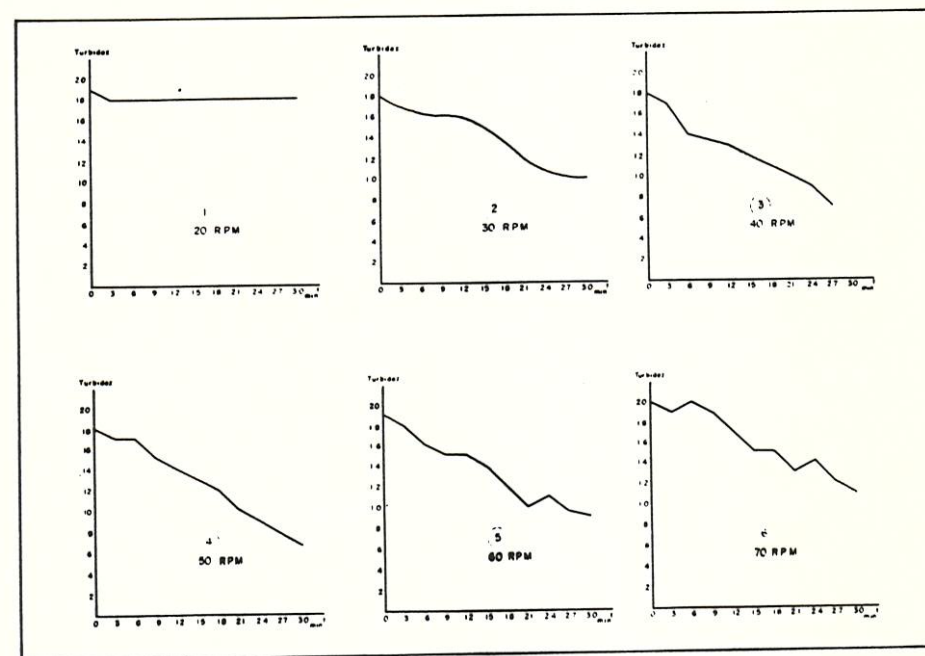


Figura 8 - Variação da turbidez remanescente em função do tempo de decantação e do número de rpm.

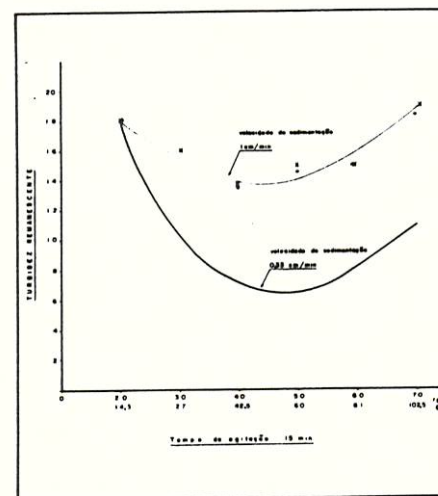


Figura 9 - Variação da turbidez remanescente em função do número de rpm (G) para diferentes velocidades de decantação.

APLICAÇÃO DOS RESULTADOS DO JAR-TEST

Há uma série de dificuldades na comparação dos resultados de ensaios de floculação com o que realmente acontece em uma ETA. Para uma dada velocidade de decantação, o tempo de decantação no Jar-Test é 1/100 do que acontece em uma instalação convencional. Outra dificuldade é que após a paralisação do ensaio, a água continua a movimentar-se falseando, em parte, os resultados.

Apesar desses inconvenientes, o Jar-Test é ainda um ensaio valioso que poderá orientar o projetista na escolha dos tempos e dos gradientes de velocidade a serem empregados. A realização destes ensaios durante um ano de estudo dará idéia da água que se pretende tratar e garantirá um projeto adequado às características da mesma.

Referências Bibliográficas

- 1 CAMP, T. R. Flocculation volume concentration. *J. A. W. W. A.*, Jun. 1968. 60:656.
- 2 GRIFFITH, J. D. & WILLIAMS, R. G. Application of jar-test: analysis at Phoenix, Ariz. *J. A. W. W. A.*, Dec. 1972. 64 (12):825-30.
- 3 HUDSON JR., H. E. Evaluation of plant operating and jar-test data. *J. A. W. W. A.*, May 1973. 65 (5):368-75.
- 4 LAI, R. J.; HUDSON JR., H. E. & SINGLEY, J. E. Velocity gradient calibration of jar-test equipment. *J. A. W. W. A.*, Oct. 1975. 67 (10):553-7.

Capítulo 20

MISTURA E FLOCULAÇÃO

Antonio Carlos Parlatores*

INTRODUÇÃO

A mistura e a floculação são operações unitárias de extrema importância para o bom desempenho dos processos de decantação e/ou filtração que as sucedem.

Sua importância remonta ao século passado. Em torno de 1885, teve origem o desenvolvimento da filtração rápida, processo que sem a ajuda da coagulação e da floculação não poderia ser levado a cabo com êxito. Com efeito, verificou-se que a passagem de água não floculada através de filtros rápidos removia quantidades pequenas de bactérias e partículas causadoras de sujeira. A remoção de vírus era praticamente nula.

Entretanto, desde aquela época e durante muitas décadas, as operações de mistura e floculação foram utilizadas sem se dispor de critérios para dimensionamento baseados em conhecimentos técnico-científicos suficientemente apurados.

Estudos mais cuidadosos dessas operações unitárias começaram a ser desenvolvidos a partir de 1940 por Camp e Stein. Eles notaram que, com frequência, eram obtidos dados inconsistentes de instalações em operação normal, levando a crer que

alguns dos processos envolvidos no tratamento não estariam se desenvolvendo adequadamente. Esse fato os levou a pesquisar as origens dos diversos critérios de projeto, e à conclusão de que a falha residia nos processos de mistura e floculação.

Nos últimos quarenta anos surgiram diversos pesquisadores que com seus trabalhos permitiram o aperfeiçoamento teórico e prático dessas operações unitárias; A. P. Black, C. A. Cohen, Herbert E. Hudson Jr., T. M. Riddick, J. D. Walker, L. Vrale, R. M. Jordan, S. Kawamura e muitos outros.

Como resultado dessa evolução, na moderna tecnologia, a mistura e a floculação ocupam posição de relevo entre os processos de tratamento da água, chegando mesmo a ser consideradas como fases determinantes da eficiência da instalação.

Todavia, não é possível afirmar que já se tenha alcançado um nível satisfatório em termos de projeto e operação de sistemas de mistura e floculação. Há necessidade, ainda, de se aperfeiçoar esses sistemas, de elucidar diversos aspectos e de resolver algumas controvérsias sobre o assunto. Muito trabalho deverá ser desenvolvido para eliminar as deficiências apontadas e

* Engenheiro Civil e Sanitarista. M.Sc. em Engenharia de Saúde Pública.

estabelecer bases para projeto capazes de garantir excelentes sistemas de mistura e floculação.

CONCEITOS BÁSICOS E DEFINIÇÕES

Natureza da matéria suspensa na água

A matéria contida na água pode ser classificada em duas grandes categorias: inorgânica — normalmente densidade superior a 2 — e orgânica — densidade em torno de 1. Quase sempre, as matérias inorgânicas são as principais causadoras de turbidez, enquanto que as orgânicas são as principais produtoras de cor, gosto e odor.

Quanto à forma em que se apresenta na água, a matéria pode estar em suspensão ou dissolvida. Frequentemente, a matéria em suspensão tem sido considerada como turbidez, independentemente do tamanho das partículas. Todavia, é necessário classificá-la em função do tamanho das partículas, em suspensões grosseiras e coloidais. A matéria dissolvida é relacionada com a cor e, às vezes, não pode ser removida por coagulação, sendo necessários métodos de precipitação química. A matéria em suspensão ou suspensa inclui areia, limo, sílica finamente dividida, precipitados químicos e matéria orgânica.

Há uma fração grossa, integrada por partículas com diâmetros entre 1μ e 50μ , constituindo o que se chama *limo*, que sedimenta ao se deixar a água em repouso. A fração fina, chamada coloidal, corresponde a partículas com diâmetros entre $1m\mu$ e 1μ (ver Fig. 20.1).

Os processos de tratamento devem permitir a remoção dos materiais coloidais e dos de maior tamanho.

Mecanismos de remoção

De maneira geral, os mecanismos de remoção são a sedimentação (ou a flutua-

ção) e a filtração. Mas, com exceção dos materiais mais grossos — que podem ser eliminados por sedimentação simples ou por tamização — os outros devem ser previamente agrupados, formando partículas mais pesadas, capazes de ser removidas por sedimentação ou filtração. O processo de agrupamento baseia-se, inicialmente, na aplicação de um reagente, normalmente sulfato de alumínio ou de ferro.

O sulfato de alumínio, coagulante amplamente utilizado no Brasil e na maioria dos países, ao ser colocado em contato com a água, se dissocia quase que instantaneamente, promovendo reações de hidrólise e de polimerização. O resultado é a formação de determinados compostos que, juntamente com as impurezas presentes, irão constituir os flocos que serão removidos nas unidades de decantação e filtração.

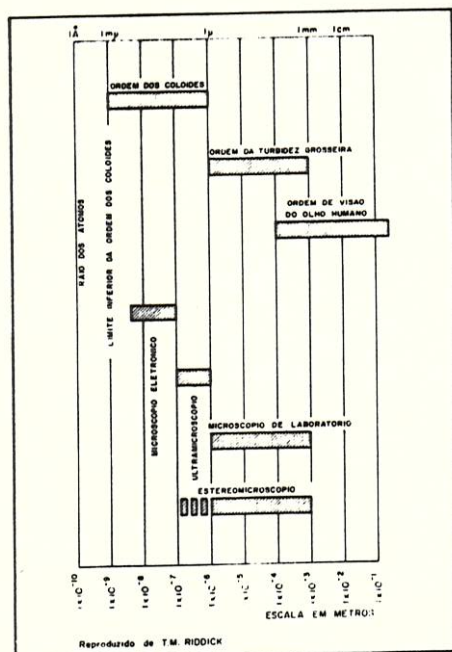


Figura 20.1 — Faixas de dimensões das partículas em suspensão e formas através das quais elas se tornam visíveis.

Portanto, essa reação deve desenvolver-se homogênea e continuamente em toda a massa de água bruta. Na estação de tratamento de água esse processo deve ser contínuo porque a água bruta escoar de modo contínuo. A reação deve ser homogênea, porque, por ser praticamente instantânea, antes que ela se processe, é necessário que toda a massa de água esteja em contato com a quantidade adequada de coagulantes.

Se, por exemplo, quantidades iguais de água recebem quantidades diferentes de coagulantes, parte da água em escoamento não terá condições satisfatórias de floculação, decantação e filtração. Nesse caso, para se conseguir a eficiência global desejada ter-se-ia que utilizar maior dosagem de coagulante, o que geraria desperdício de produtos químicos. Além disso, sabe-se que um aumento na dosagem do coagulante não enseja a obtenção da eficiência ótima que se poderia esperar.

Uma vez efetuada uma mistura eficiente, os flocos, microscópicos inicialmente, tendem a crescer atingindo um tamanho e um peso específico adequados para sua posterior decantação. Isso se obtém por meio de agitação suave, de forma a promover contatos entre flocos, os quais, aderindo uns aos outros, adquirem condições de decantabilidade. Esse processo denomina-se, tradicionalmente, floculação.

Definições

No campo do tratamento de água é bastante comum a existência de confusão no emprego dos seguintes termos: coagulação, mistura, mistura rápida, dispersão de reagentes, floculação, mistura lenta. Algumas destas expressões podem ser encontradas apenas eventualmente na literatura técnica especializada. Assim, apresenta-se a seguir definições das mesmas.

Dispersão, mistura, mistura rápida

São termos sinônimos e designam a

operação unitária que consiste em distribuir rápida e homogeneamente um coagulante ou outro reagente químico na água a ser tratada, utilizando-se energia hidráulica, mecânica ou outro meio. Trata-se de um procedimento puramente físico que tem a finalidade de garantir a uniformidade do tratamento de toda a massa de água, antes que as reações químicas se completem.

Coagulação

Processo unitário que consiste na formação de coágulos, através da reação do coagulante, de modo a promover um estado geral de equilíbrio eletrostaticamente instável das partículas, no seio da massa líquida. O termo coagulação define as mudanças físico-químicas produzidas pela dispersão, na água, de um coagulante solúvel que se hidrolisa em partículas carregadas positivamente anulando as cargas negativas dos colóides, formando, juntamente com estes, os chamados coágulos.

Floculação

Este termo possui duas acepções. *Processo unitário* (com o sentido de processo físico-químico de tratamento) e *Operação unitária* (operação que, na estação de tratamento, serve para materializar o processo unitário). O termo floculação designa o processo unitário que se segue à coagulação, e que consiste no agrupamento das partículas eletricamente desestabilizadas (coágulos), de modo a formar outras maiores, chamadas flocos, suscetíveis de serem removidas por decantação (ou flutuação) e filtração.

Representa também a operação unitária por meio da qual se realiza esse agrupamento, ou seja, a operação necessária para produzir a floculação. Trata-se de uma operação de agitação, muito mais suave que no caso da mistura de reagentes, que pode ser realizada usando-se energia hidráulica, mecânica ou de outro tipo.

Há, ainda, outras designações menos usuais para a floculação, tais como acondicionamento ou mistura lenta.

PARÂMETROS BÁSICOS DE DIMENSIONAMENTO

As operações unitárias de mistura e de floculação são projetadas utilizando-se praticamente os mesmos parâmetros.

Antigamente, os únicos parâmetros utilizados no dimensionamento de unidades de dispersão e floculação eram o tempo de permanência t da água na unidade, a vazão Q da instalação e a velocidade v da água. Posteriormente, surgiram outros parâmetros que permitiram a utilização de critérios mais adequados, além de ensejarem a obtenção de dados práticos e consistentes.

Atualmente os parâmetros adotados no dimensionamento desses processos e suas unidades são:

Q = Vazão da instalação . . .	(m ³ /s)
V = Volume da câmara de processo	(m ³)
t = tempo teórico de permanência ou de detenção	(min, s)
G = Gradiente de Velocidade	(s ⁻¹)
NC = Número de Camp	(adimensional)
μ = Viscosidade Absoluta da Água	(kgf·s/m ²)
P = Potência Aplicada à Água	(kgf·m/s)

Esses parâmetros se relacionam através das seguintes expressões:

$$t = \frac{V}{Q} \quad (20.1)$$

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad (20.2)$$

$$NC = G \cdot t. \quad (20.3)$$

Gradiente de velocidade

A expressão 20.2 que define o Gradiente de Velocidade tem sua origem na expressão de Camp e Stein que determina a potência

consumida para transportar um fluido, por unidade de volume³

$$P = \zeta \frac{du}{dz} = \zeta G$$

Nessa expressão, ζ é o esforço de cisalhamento dado pela fórmula

$$\zeta = \mu \frac{du}{dz}$$

Integrando-se a expressão de Camp e Stein resulta a potência por unidade de volume.

O Gradiente de Velocidade, tal como definido através da expressão (20.2), fornece indicação da energia específica (energia por unidade de volume) aplicada à água, com fins de mistura ou floculação.

Exemplificando: se duas partículas do fluido num tanque se encontram separadas 2,5 cm e uma delas se movimenta com relação à outra com uma velocidade de 10 cm/s, o gradiente de velocidade entre elas é de

$$G = \frac{10 \text{ cm/s}}{2,5 \text{ cm}} = 4 \text{ s}^{-1}$$

Com isto pretende-se mostrar que a energia útil para fins de mistura ou floculação é aquela capaz de produzir os choques caracterizados por variações pontuais de velocidade (variação em módulo e/ou argumento).

Número de Camp

O produto do gradiente de velocidade pelo tempo de detenção constitui-se em um parâmetro auxiliar no projeto de unidades de dispersão e floculação. Na realidade, esse produto é uma medida adimensional e indireta da oportunidade da ocorrência de choques entre partículas.

Segundo a definição de Mistura e Floculação, torna-se evidente que tanto para uma quanto para a outra, o Número de Camp se constitui num parâmetro de

importância, uma vez que ambos processos necessitam dos contatos entre partículas.

Com base no exposto pode-se afirmar que, mantendo-se constante o Número de Camp, mantém-se inalterada a possibilidade de contatos entre partículas. E daí se conclui que dois sistemas de mistura (ou de floculação) que operem com idêntico valor do NC teriam desempenhos iguais.

Na prática tal conclusão não se confirma em qualquer situação. São necessários ensaios de campo para se determinar os valores adequados para G e para t .

Mecânica da união de partículas

Com base nas definições apresentadas é fácil compreender que tanto o sucesso da coagulação quanto o da floculação dependem da quantidade de choques ou colisões entre as partículas. Como partículas incluem-se os íons, moléculas, colóides, suspensões, coágulos e flocos.

As colisões entre partículas podem ser de dois tipos: o primeiro decorre da ação dos movimentos browniano e da gravidade, que faz com que as partículas, ao cair, se choquem e se aglomerem. A floculação, neste caso, recebe o nome de *pericinetica*, sendo pouco eficaz, necessitando de muito tempo para ser concluída.

O segundo tipo de colisão é o causado pela aplicação de energia externa e dá lugar à floculação chamada *ortocinetica*. Este é o tipo de floculação que tem importância em tratamento de água.

Em 1916, Smoluchowsky⁷ produziu um modelo matemático que permitiu caracterizar as possibilidades de colisão entre partículas, para o caso de floculação ortocinetica. Posteriormente, Camp e Stein apresentaram uma variante na qual o gradiente de velocidade pontual foi substituído pelo gradiente de velocidade médio, fato criticado por alguns analistas.

Todavia, a despeito desse tipo de discussão, o modelo de Camp e Stein, bem como o de Smoluchowsky, permitem uma boa visualização do fenômeno.

$$N = \frac{G}{6} N_1 \cdot N_2 (d_1 + d_2)^3 \quad (20.4)$$

Nesta expressão,

N = Número de contatos

N_1 = Número de partículas em suspensão naturalmente presentes em um volume unitário.

d_1 = Diâmetro médio dessas partículas

N_2 = Número de partículas floculentas, na água

d_2 = Diâmetro médio das partículas floculentas.

Substituindo G pelo valor definido por 20.2 têm-se

$$N = \frac{N_1 \cdot N_2}{6} (d_1 + d_2)^3 \left(\frac{P}{\mu V} \right)^{1/2} \quad (20.5)$$

Segundo a equação (20.5), o número de choques por unidade de tempo e de volume em uma massa líquida aumenta com o número e com o tamanho das partículas, com a potência útil introduzida por unidade de volume e com a temperatura do líquido, uma vez que, quanto maior a temperatura, menor a viscosidade de um líquido.

Entretanto, conforme as partículas vão se agregando, seu número decresce rapidamente.

A energia necessária para movimentar um número menor de partículas, portanto, será menor. E se o seu valor for mantido constante ao longo do tempo, ela será utilizada para quebrar flocos já formados, constituindo-se em um inconveniente. Essa é a razão pela qual, como será visto adiante, o gradiente de velocidade deve diminuir de montante para jusante em unidades de floculação.

SISTEMAS DE DISPERSÃO

Descritos os mecanismos de dispersão de um coagulante na água, vale a pena destacar os dois aspectos mais importantes do processo:

- a finalidade básica dessa operação é distribuir uniformemente uma certa quantidade de coagulante num volume muito maior de água a ser tratada. Essa distribuição deve ser o mais homogênea possível, de forma a evitar regiões superdosadas em detrimento de outras subdosadas;
- as reações de hidrólização- polimerização do coagulante são quase instantâneas, podendo-se dizer que elas acontecem num tempo da ordem de 1 segundo; portanto, a distribuição ou dispersão homogênea do coagulante deve ser feita em lapso de tempo não superior a esse.

Os critérios básicos para dispersão do coagulante e que respeitam os dois princípios acima expostos são:

- distribuição do coagulante em vários pontos (o maior número possível);
- distribuição do coagulante em um único ponto.

No primeiro caso, supondo um sistema contínuo – como acontece nas estações de tratamento – a dispersão perfeita poderia ser conseguida quase sem agitação, desde que fosse possível aplicar o coagulante, uniformemente dividido, em inúmeros volumes unitários da água, ou seja, em numerosos pontos. Aparentemente, este procedimento dispensaria a aplicação de energia para realizar a mistura; porém, o conceito é teórico, pois não há forma de materializar um sistema de dispersão baseado rigidamente nesse princípio. Este critério não leva em conta o gradiente de velocidade como um parâmetro de dimensionamento. Na prática deve existir certa agitação da massa líquida, uma vez que não é possível

se conseguir viabilizar um número muito grande de pontos de aplicação. Procura-se aplicar o coagulante na maior quantidade possível de pontos de uma seção transversal do fluxo da água. As tentativas de concretizar esse tipo de distribuição do coagulante levaram ao projeto dos chamados difusores, que não obedecem rigidamente aos princípios mencionados, ou seja, ao conceito de gradiente de velocidade.

No segundo caso, o produto químico é aplicado em um único ponto, ficando por conta da agitação forçada a distribuição uniforme do coagulante, antes que o mesmo se hidrolise. Este critério leva em consideração os valores da potência útil fornecida à massa líquida, ou seja, os valores do gradiente de velocidade.

Do ponto de vista prático, a dispersão de reagentes é feita através de misturadores mecânicos, misturadores hidráulicos e difusores.

Os dois primeiros tipos dizem respeito à forma de aplicação da energia necessária para obter a dispersão do coagulante.

Os difusores não são projetados com base na energia aplicada.

A seguir são apresentados comentários sobre vantagens e desvantagens de cada um, bem como os critérios para projeto.

Misturadores mecânicos

Os misturadores mecânicos são aqueles que utilizam energia produzida por dispositivos eletromecânicos para produzir a dispersão dos reagentes.

Esses dispositivos são inseridos no circuito hidráulico a montante dos floculadores, ou em outros locais, antes ou depois da filtração.

Em essência os dispositivos mecânicos de mistura constam de duas partes: o tanque de mistura e o agitador.

Tipos de tanques de mistura

Há dois tipos básicos de tanques de mistura que correspondem a diferentes critérios de projeto, particularmente com relação ao tempo de permanência:

- tanque de detenção;
- misturador em linha (*In Line Blender*).

A Fig. 20.2 mostra de forma esquemática esses tipos de câmaras mecanizadas de mistura.

A tendência antiga era a de projetar tanques de detenção de modo a garantir um tempo teórico de mistura, entre 30 e 90 segundos. Porém, neste tipo de reator o tempo real é bastante inferior ao teórico, devido a curtos-circuitos.

A tendência atual é projetar misturadores em linha também chamados misturadores instantâneos, similares às bombas do tipo hélice, ou de fluxo misto. No projeto deste tipo de misturadores, o tempo de permanência passa a ser um parâmetro quase irrelevante, enquanto que o gradiente de velocidade assume maior importância. Normalmente, o dispositivo pode ser adaptado a uma tubulação.

O tipo em linha tende a ser o mais utilizado, apresentando várias vantagens.

Adapta-se melhor às características do processo:

- as reações químicas provocadas por um coagulante para desestabilizar os colóides são extremamente rápidas. Caso os valores da dose de coagulante, do pH e alcalinidade da água e da energia de agitação estejam corretos, estas reações ocorrerão em um lapso da ordem de 1 segundo. Assim, não havendo grandes problemas de curtos-circuitos, seria lógico projetar o dispositivo de mistura para um tempo de permanência não muito diferente desse valor. Aliás, pelo que é possível perceber analisando a Fig. 20.2 o tipo de misturador em linha

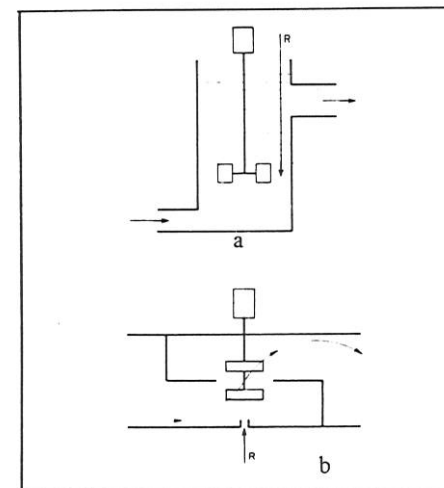


Figura 20.2 - Sistemas mecanizados de mistura: a) misturador tipo câmara de detenção; b) misturador tipo em linha.

nem sequer permite definir o tempo de permanência teórico, porque não determina o volume da câmara.

- não causa perdas de carga significativas a ponto de esse parâmetro tornar-se totalmente desprezível;
- os custos de implantação são menores.

A respeito destes tipos de misturadores é interessante transcrever as opiniões de Hudson bem como a de Vrale e Jordan, autores de um importante trabalho de pesquisa.

Para este tipo de misturador, os valores de G e t recomendados por Hudson⁵ para dispersão são os seguintes:

G = o maior possível economicamente e nunca inferior a $1\,000\text{ m/s} \cdot \text{m}$
 t = $< 1\text{ seg}$ e de preferência $< 0,5\text{ seg}$.

De outro lado Vrale e Jordan⁹ manifestam:

- a) Um misturador do tipo câmara de

detenção (backmix reactor) é muito ineficiente para fins de realizar a mistura rápida.

- b) Um misturador tubular (*In Line Blender*) parece ser o tipo mais eficiente. No projeto destas unidades, são aspectos importantes os pontos de aplicação, a escala e a intensidade da turbulência no ponto de aplicação e imediatamente a jusante.
- c) O gradiente de velocidade médio é inadequado para caracterizar a eficiência de uma unidade de mistura rápida, em termos de conseguir o máximo índice de aproveitamento para uma determinada dose de coagulante.
- d) Um projeto adequado de um sistema de mistura rápida pode conduzir a duas melhoras operacionais: queda da dosagem e incremento da capacidade dos floculadores."

Como se pode observar, existe certa contradição em relação aos pontos de vista de Hudson. Isto serve para reforçar a necessidade de se prosseguir com pesquisas a fim de serem estabelecidas normas e princípios para projeto, firmados em bases mais sólidas.

Resumindo os conceitos modernos sobre mistura rápida, o projeto de sistemas mecânicos de dispersão deve obedecer aos seguintes princípios básicos:

- aplicação de gradientes de velocidade elevados (deve provocar-se uma agitação violenta e grande turbulência). Para dispersão de coagulantes devem ser usados gradientes de velocidade de $1\ 000\text{ s}^{-1}$ ou maiores, nunca inferiores a 800 s^{-1} . A única limitação é a econômica. Para outros tipos de reagentes, por exemplo cal e flúor, os gradientes podem situar-se em torno

de 300 s^{-1} , sobretudo quando não há urgência em completar a mistura e os dispositivos hidráulicos de jusante garantem energia de mistura adicional;

- o tempo de permanência não é relevante na eficiência da mistura de coagulantes. Recomenda-se os dispositivos "em linha" (*In Line Blender*), do tipo indicado na Fig. 20.2;
- aplicação do reagente tão próxima quanto possível da região de máxima turbulência da pá do agitador;
- previsão de diversos pontos para mistura de reagentes na entrada da estação, a montante dos floculadores, com a possibilidade de instalar um agitador em cada ponto, de forma a contar com o máximo possível de flexibilidade operacional, podendo variar a ordem de aplicação dos reagentes e a distância entre pontos de aplicação. No caso de uma instalação com veiculação por canal, os dispositivos de mistura poderão obedecer à disposição mostrada na Fig. 20.5.

Dimensionamento de misturadores mecânicos

Os tipos de rotores mais comuns para fins de dispersão em tratamento de água são as pás, as hélices e as turbinas.

Desenvolvendo um estudo de padronização de misturadores rápidos mecanizados e floculadores mecânicos, o autor⁶ chegou à conclusão de que o rotor tipo turbina, apresentado na Fig. 20.3, instalado em tanques de forma quadrada em planta, é aquele que transfere maior energia à massa líquida, para mesmas condições de diâmetro e rotação.

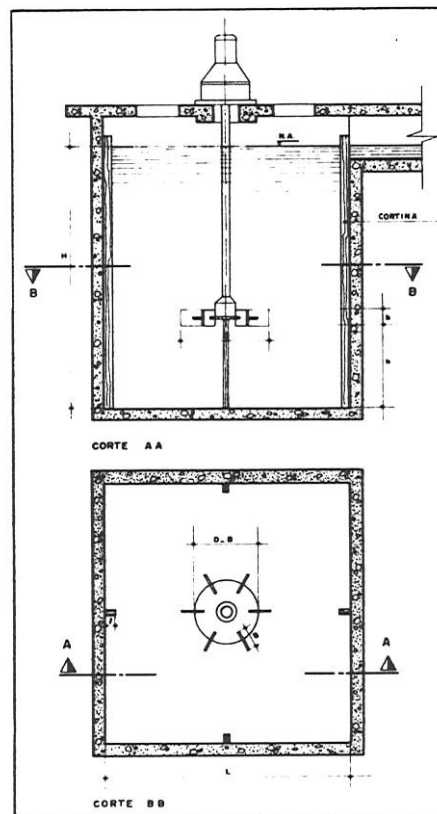


Figura 20.3 – Turbina para dispersão.

Dimensionamento dos misturadores

O modelo matemático do desempenho de um rotor é o seguinte:

$$N_P = K (N_R)^p \cdot (N_F)^q \quad (20.6)$$

onde,

N_P = Número de potência (adimensional) representando as forças de inércia necessárias para a movimentação do equipamento;

N_R = Número de Reynolds representando as forças de viscosidade;

N_F = Número de Froude representando as forças gravitacionais;

K = Constante que depende das relações

geométricas da turbina em relação ao tanque de dispersão.

$$N_P = \frac{P g_c}{N^3 \rho D^5} \quad (20.7)$$

$$N_R = \frac{N \rho D^2}{\mu} \quad (20.8)$$

$$N_F = \frac{D N^2}{g} \quad (20.9)$$

onde,

P = potência útil (kgfm/s)

N = rotação (rps)

D = diâmetro da turbina (m)

ρ = densidade do fluido (kg/m^3)

μ = viscosidade absoluta do fluido

($\text{kgf} \cdot \text{s/m}^2$)

g = aceleração da gravidade (m/s^2)

g_c = fator de conversão da lei de Newton = $9,81 \text{ kgm/kgf s}^2$

Os coeficientes p e q do modelo matemático dependem do regime de escoamento. Quando o regime é turbulento e se evita a formação de vórtice, os coeficientes p e q são iguais a zero.

Portanto, para o caso de mistura com regime turbulento tem-se:

$$N_P = K (N_R)^0 \cdot (N_F)^0 \text{ ou } N_P = K$$

logo,

$$K = \frac{P g_c}{N^3 \rho D^5} \quad (20.10)$$

A Fig. 20.4 representa a curva experimental $N_P \times N_R$ para a turbina da Fig. 20.3, a qual confirma a relação $p = 0$ para números de Reynolds maiores do que 10 000, ou seja, para regime turbulento, K independente de N_R .

Nessas condições o valor K é sempre constante e igual a 5.

Logo, tem-se:

$$P = \frac{5 N^3 \rho D^5}{g_c} \quad (20.11)$$

ou

$$P = 0.5 N^3 \rho D^5 \quad (20.12)$$

ou, ainda,

$$P = \frac{n^3 D^5}{423} \quad (20.13)$$

onde n está expresso em rpm.

Como $G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$ vem

$$G = 4,86 \times 10^{-2} \sqrt{\frac{n^3 D^5}{\mu V}} \quad (20.14)$$

onde

G = gradiente de velocidade (m/s.m)

n = rotação da turbina (rpm)

D = diâmetro da turbina (m)

μ = viscosidade absoluta do líquido (kgf . s/m²)

V = volume útil do tanque de mistura (m³)

Conforme afirmado anteriormente, a constante K depende das relações geométricas do sistema tanque-equipamento.

O valor de K para a turbina da Fig. 20.3 mantém-se constante e igual a 5 para os seguintes intervalos de variação das dimensões do sistema tanque-equipamento:

$$2,7 \leq \frac{L}{D} \leq 3,3$$

$$2,7 \leq \frac{H}{D} \leq 3,9$$

$$0,75 \leq \frac{h}{D} \leq 1,3$$

$$B = \frac{D}{4}$$

$$b = \frac{D}{5}$$

$$\frac{l}{D} = 0,10,$$

sendo l a largura das cortinas.

As cortinas são necessárias para evitar a formação de vórtice no tanque.

Para o dimensionamento de unidades de mistura rápida utilizando-se misturadores rápidos do tipo de turbina da Fig. 20.3, dispõe-se das seguintes relações matemáticas:

$$Q \cdot t = V$$

$$G = 4,86 \times 10^{-2} \sqrt{\frac{n^3 D^5}{\mu V}}$$

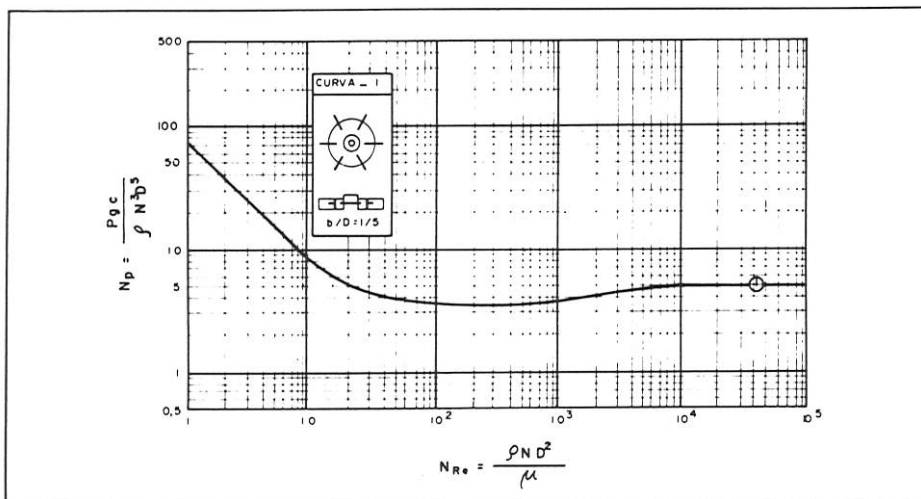


Figura 20.4 - Curva $N_p \times N_R$ para turbina de fluxo radial.

onde

Q = vazão da instalação (m³/seg)

t = tempo teórico médio de permanência (s) sendo as demais grandezas já caracterizadas anteriormente.

Uma vez fixados os valores de Q , t e G , ficam interdependentes os valores de n e D . A escolha desses valores deverá obedecer às relações geométricas citadas, bem como à conveniência dos casos específicos.

Misturadores hidráulicos

Como o próprio nome indica, este tipo de misturador utiliza energia hidráulica para produzir a dispersão dos reagentes. A energia gasta pode ser *de posição* ou *de pressão*.

No primeiro caso, a energia gasta é proveniente de um salto hidráulico (vertedor) ou de um ressalto hidráulico, por exemplo, calha Parshall.

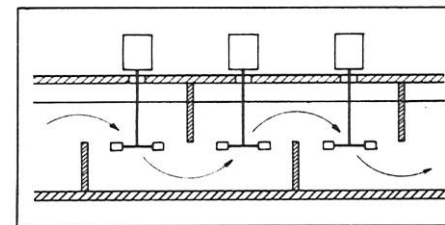


Figura 20.5 - Misturadores em canal, em série.

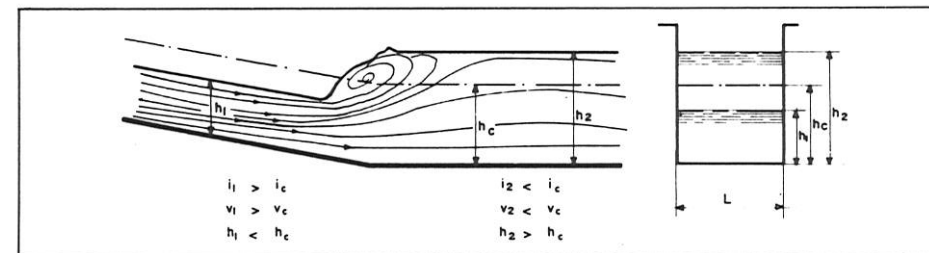


Figura 20.6 - Ressalto hidráulico.

* A respeito, consultar o Manual de Hidráulica Geral, por Armando Lencastre, 2ª ed., pág. 146.

O segundo caso poderia ser representado por uma restrição hidráulica numa tubulação, por exemplo, uma placa perfurada.

Em ambos casos há turbulência ou agitação e dissipação de energia que deve ser utilizada na dispersão do reagente.

Ressalto hidráulico

Reproduz-se, aqui, a conceituação do Prof. Azevedo Netto¹, a respeito da utilização do ressalto hidráulico como elemento de dispersão, formulada no manual do curso Técnicas Avançadas de Tratamento de Água - Experiência Brasileira de Projeto.

"O ressalto hidráulico é uma brusca sobrelevação da superfície livre da corrente líquida, que ocorre na passagem de regime rápido a regime lento, acompanhada de agitação e de grande perda de energia. A agitação produzida pode ser mais ou menos intensa dependendo das condições em que o ressalto é produzido. Não existe, portanto, um único tipo de ressalto e, dependendo do número de Froude, pode-se ter maior ou menor agitação" *

No Brasil, encontram-se com frequência as seguintes variantes de dispositivos: canal com ressalto hidráulico, vertedor Parshall adaptado e vertedor Parshall modificado.

i_c = declividade crítica

v_c = velocidade crítica

h_c = altura crítica

i_1 = declividade à montante do ressalto

i_2 = declividade à jusante do ressalto

v_1 = velocidade à montante do ressalto

v_2 = velocidade à jusante do ressalto

h_1 = altura de água a montante do ressalto

h_2 = altura de água a jusante do ressalto

L = largura do canal

A calha Parshall funcionando com queda livre, é um medidor de regime crítico onde se produz um ressalto. Compete, entretanto, ao projetista escolher o tamanho e estabelecer condições para que a perda ou dissipação de energia e a agitação se adequem à finalidade que se tem em vista. Bem projetado, o Parshall poderá combinar as características de um bom medidor com as de um misturador rápido adequado. Recomenda-se que o Parshall obedeça as seguintes características:

- velocidade da água na passagem pela garganta (à saída) não inferior a 2 m/s;

- perda de carga total superior a 25 cm.

Nessas condições, o Parshall produzirá em tempo bastante curto (da ordem de um segundo), a agitação que corresponde a um valor de G superior a $1\,000\text{ s}^{-1}$.

A Tab. 20.1 apresenta a seleção de medidores Parshall com a dupla finalidade de medir vazão e servir como misturador.

Utilizar o Parshall como misturador hidráulico é prática comum no Brasil e sua eficiência é defendida por muitos especialistas, que apresentaram trabalhos a este respeito. Porém, alguns não concordam com essa posição e questionam a sua eficiência. O assunto poderia ser esclarecido por meio de uma pesquisa, na qual se compararia o Parshall com misturadores mecanizados relacionando os resultados com os dados obtidos em experiências de laboratório.

Assim seria possível verificar, para cada dispositivo, qual a eficiência de cada sistema em relação às condições ideais de mistura.

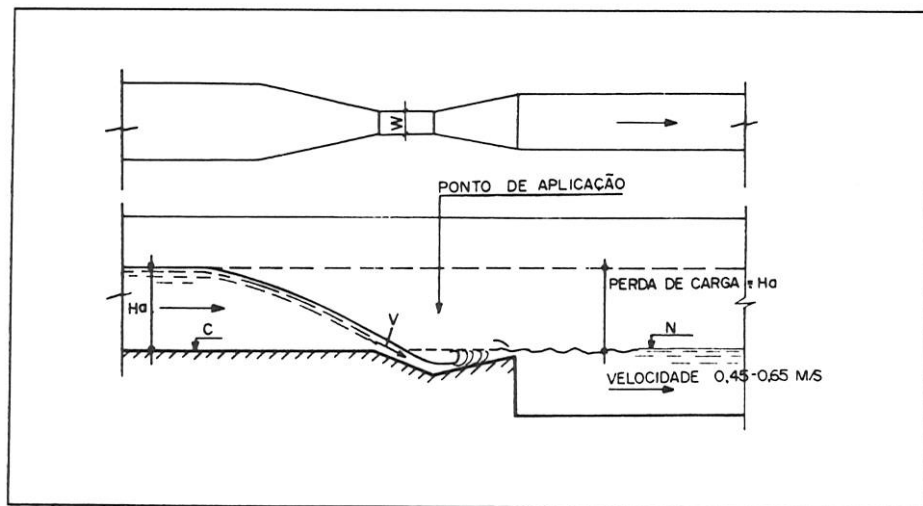


Figura 20.7 — Parshall adaptado à mistura rápida.

Tabela 20.1 Medidores Parshall para promover a mistura rápida (Velocidade máxima em torno de 2 m/s — Valores de G acima de $1\,000\text{ s}^{-1}$).

Q l/s	W = 3" (0,075)		W = 6" (0,150)		W = 9" (0,230)		W = 12" (0,305)	
	Ha	V	Ha	V	Ha	V	Ha	V
20	0,25	1,6						
30	0,31	2,0						
50	0,45	2,2	0,28	1,8				
75			0,36	2,0	0,27	1,8		
100	W = 18" (0,460)							
	Ha	V	0,44	2,3	0,34	2,0	0,28	1,8
150	W = 24" (0,610)							
	Ha	V	0,29	1,8	0,44	2,3	0,37	2,0
200	W = 48" (1,220)							
	Ha	V	0,35	2,0	0,28	1,8	0,45	2,2
300	0,45	2,2	0,37	2,0				
500			0,51	2,4	0,33	1,9		
750					0,41	2,3		
1 000					0,50	2,5		

Mesmo sem essa pesquisa, pode-se afirmar que o Parshall tem prestado muito bons serviços como misturador e pode continuar a ser usado, desde que o coagulante seja distribuído o mais homogeneamente possível e desde que, em cada caso, o operador da ETA pesquise qual a melhor seção para aplicação do mesmo. De forma geral, o ponto de aplicação deve ser a montante do ressalto. Não obstante, pequenas diferenças podem causar variações sensíveis na eficiência da coagulação.

Outro aspecto prático importante é que, numa calha Parshall, a aplicação do coagulante se faz na superfície do fluxo, quando, na realidade, o ideal seria distribuir o reagente em toda a seção molhada. Assim, para facilitar sua penetração na massa de água convém que a lâmina de água seja a menor possível. Isto leva à escolha de calhas maiores que as requeridas por exigência da vazão.

Salto hidráulico

O salto hidráulico, definido como uma queda brusca, da linha piezométrica, também pode ser usado com a finalidade de dispersar um reagente, ou, mais particularmente, um coagulante.

Em toda queda de água há uma dissipação de energia. Calcula-se a potência dissipada pela expressão

$$P = \gamma \cdot Q \cdot \Delta H \quad (20.15)$$

na qual

γ = peso específico do fluido (kgf/m^3)

Q = vazão (l/s)

ΔH = carga hidráulica perdida (m)

P = potência dissipada ($\text{kgf} \cdot \text{m/s}$)

Na prática costuma haver um salto hidráulico na entrada de uma estação de tratamento quando se usa um vertedor para medir a vazão. O reagente deveria ser aplicado logo a montante da queda de água.

Pelos motivos já expostos, seria mais conveniente ter-se um vertedor o mais largo possível, para facilitar a penetração do coagulante em toda a secção molhada. Assim, deve-se preferir um vertedor retangular a um triangular. O ideal seria um vertedor retangular bem largo, operando com lâmina bem fina. Todavia, uma largura exagerada do vertedor traz problemas de distribuição do coagulante, por tratar-se de volumes pequenos em relação ao fluxo da estação, o que dificulta sua distribuição.

Quanto à altura da queda de água, é óbvio que quanto maior for, maiores serão a potência dissipada e o gradiente de velocidade e, conseqüentemente melhor será a mistura.

Arboleda cita um modelo para o dimensionamento deste tipo de dispersor: "Já em 1927, Levy e Ellms tinham proposto o uso do salto hidráulico para misturar os coagulantes, devido à grande energia consumida por ele, a qual se transforma em turbulência.

A condição básica para que se possa produzir é:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} [\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1]$$

y_1 = profundidade da água imediatamente a montante do salto

y_2 = profundidade da água a jusante do salto

$$F = \text{número de Froude} = v / \sqrt{\frac{g \cdot A}{L}}$$

sendo:

v = velocidade do fluxo

A = área transversal do canal

L = largura do canal do nível da água

O salto se forma melhor para F entre 4,5 e 9,0. A energia consumida em turbulência, neste caso, pode situar-se entre 45 e 70%, o que torna o misturador muito eficiente".

Sugere-se, como regra prática, deixar

um desnível mínimo de 25 cm entre a soleira do vertedor e o nível de água máximo a jusante.

Difusores

Para fins deste capítulo, entende-se por difusor um dispositivo para ser inserido numa secção transversal do fluxo de água, com o objetivo de distribuir um reagente de modo uniforme em diversos pontos.

Se em um ponto do eixo de uma tubulação transportando certa vazão fosse aplicada um reagente (Fig. 20.8), este se difundiria segundo a velocidade do fluido, formando um ângulo α com a parede.

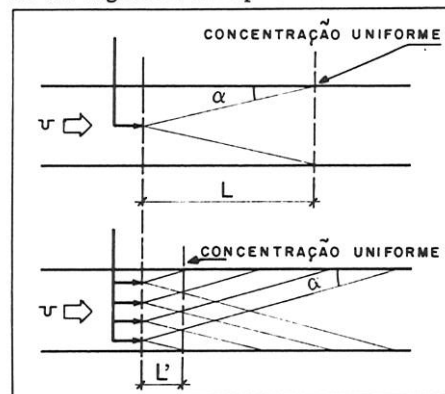


Figura 20.8 – Difusão de um reagente dentro de uma tubulação.

A mistura se completaria a uma distância L do ponto de aplicação, em um tempo $t = L/v$. Se, em lugar de aplicar o coagulante em 1 só ponto, isso fosse feito em 4 pontos equidistantes, é claro que a difusão se completaria a uma distância $L' = L/4$, em um tempo $t' = t/4$ e o ângulo seria mantido.

Como as reações de hidrólise e polimerização de um coagulante se completam em lapso de tempo da ordem de um segundo e interessa difundir homogeneamente o coagulante antes que isso aconteça, é evidente que será desejável dispor de um grande número de pontos de aplicação, de for-

ma que se reduza o tempo de mistura a um valor inferior a um segundo. Para tanto, deve-se introduzir ou interpor, numa secção da tubulação, uma malha de tubos providos de furos.

Stenquist e Kaufman⁸, trabalhando com tubulações de pequeno diâmetro, na Califórnia – EUA, concluíram que o ideal seria dispor de um furo para cada polegada quadrada de secção do tubo.

Na prática, trabalhando com sulfato de alumínio de qualidade inferior e com tubos de diâmetros maiores que 30 cm, surgem dificuldades. O número de tubos perfurados do difusor acaba sendo muito grande, o que reduz a secção de passagem do fluxo. Quanto maior o número de furos, maior a dificuldade para distribuir uniformemente a vazão de coagulante. Para que se obtenha uniformidade na distribuição, os furos devem ser menores, com diâmetros muito pequenos, que causam entupimentos, devido às impurezas do coagulante.

Recomenda-se que os difusores sejam construídos com furos não menores do que 6 mm e que se trabalhe com coagulante bem diluído, tanto quanto possível sem que se produza a hidrólise prévia. Para sulfato de alumínio pode-se chegar a 2% sem problemas. Recomenda-se, também, que os difusores sejam projetados de forma a permitir a lavagem dos tubos distribuidores, eliminando os sedimentos neles depositados sem necessidade de desmontagem.

Em São Paulo, Gil Latou experimentou difusores com furos até 4 mm, operando com sulfato de alumínio líquido em concentração aproximada de 48%. Apesar desse sulfato ser da melhor qualidade possível, mesmo assim os furos de 4 mm se entupiram.

Na Fig. 20.9, apresenta-se uma perspectiva de um difusor projetado para a ETA Rio Grande em São Paulo.

A perda de carga causada por difusores é relativamente pequena. Ela pode ser cal-

culada por meio da expressão:

$$h_1 = k_L \frac{v^2}{2g}$$

na qual

v = velocidade de aproximação da água

$$k_L = \frac{S_1}{S_2}$$

sendo:

S_1 = área do difusor projetada sobre plano perpendicular ao fluxo

S_2 = área total da secção molhada

Considerações sobre os diversos sistemas de dispersão

Foram apresentados neste capítulo diferentes sistemas de dispersão, com comentários sobre as características de desempenho de cada um deles. O que se nota na prática, é que, todos eles são utilizados, sem que nenhum deles tenha se sobressaído com destaque sobre os demais, a ponto de tornar-se o preferido incondicional. Diferentes situações levam a diferentes concepções e hipóteses de projeto.

Portanto recomenda-se que o projetista avalie, caso a caso, todas as circunstâncias que irão influir no desempenho do sistema de dispersão e opte por aquele que melhor se ajustar às mesmas. Aspectos tais como disponibilidade de equipamentos no mercado, confiabilidade verificada em instalações existentes, qualidade e concentração do coagulante a ser utilizado, perdas de carga, qualidade da operação e manutenção representam condições a serem avaliadas judiciosamente pelo projetista na escolha do sistema de dispersão.

SISTEMAS DE FLOCULAÇÃO

Crítérios de projeto

Em itens anteriores foram abordados os mecanismos de remoção, inclusive a flocu-

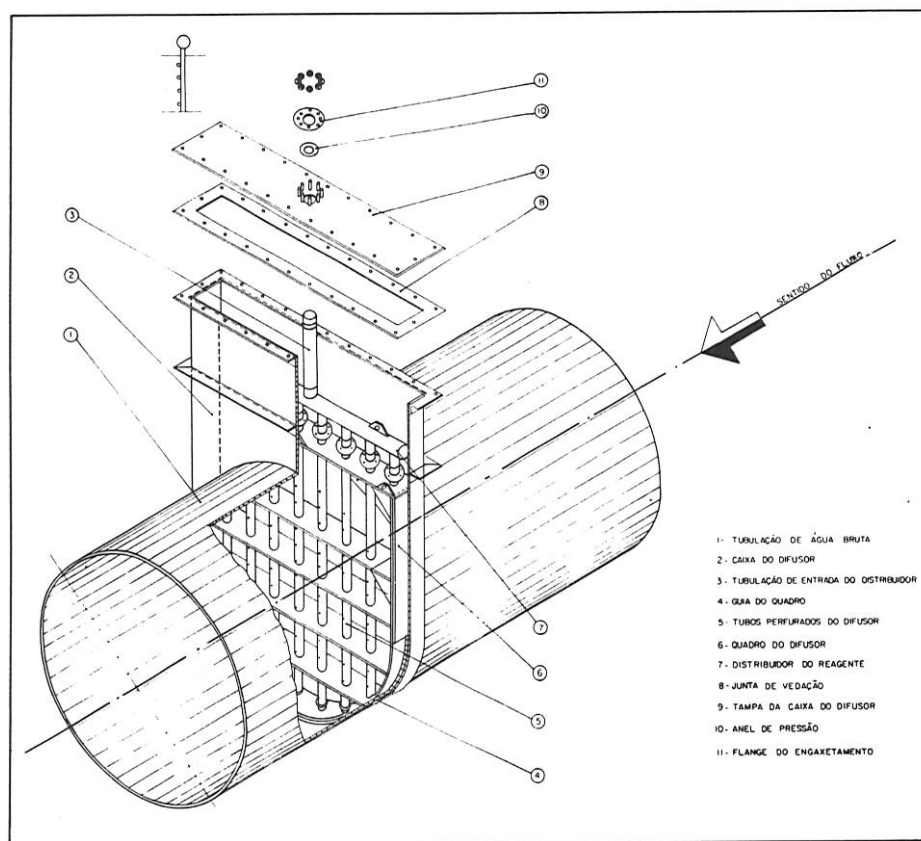


Figura 20.9 - Difusor inserido em tubulação.

lação, de maneira geral e os parâmetros envolvidos nesses processos. Agora, esses assuntos serão tratados em maior detalhe, razão pela qual deve-se consultar as equações que definem ou relacionam aqueles parâmetros (20.1), (20.2) e (20.3).

O processo de floculação consiste em unir as partículas desestabilizadas pela coagulação, de forma a constituírem outras maiores, visíveis a olho nu, que podem ser removidas por decantação (ou flutuação) e filtração. Essa união é possível porque, sendo as partículas eletricamente neutras, as forças de Van der Waals e a gravidade po-

dem agir, atraindo-as entre si. Mas essas forças seriam totalmente incapazes de realizar o trabalho em lapsos suficientemente curtos. É necessário que se aplique uma agitação externa, visando aumentar a possibilidade de colisão entre as partículas. Essa agitação é representada pelo gradiente de velocidade, definido segundo a expressão 20.2.

Além disso no processo de floculação o tempo de agitação é extremamente importante. Comprova-se experimentalmente que é necessário manter-se a agitação durante um tempo que depende das características

da água, do tipo de coagulante e da dosagem, permanecendo constantes outros fatores como pH e alcalinidade.

Se não for possível realizar ensaios prévios que considerem as variáveis intervenientes no processo, é prudente considerar tempos não inferiores a 30 minutos para floculação. A experiência mostra também que com tempos inferiores a 10 minutos é impossível obter resultados adequados, em termos de flocos sedimentáveis e água decantada de qualidade aceitável para fins de filtração.

Dependendo da água, o prolongamento da agitação além de 30 minutos pode ser nocivo. Porém há casos onde uma agitação mais demorada é necessária.

Com relação à intensidade de agitação, representada pelo gradiente de velocidade, cabe destacar que a experiência indica que o valor máximo a ser aplicado é de 100 s^{-1} . Mas o grau de agitação ótimo empregado em uma ampla faixa de processos de floculação situa-se em torno de 50 s^{-1} . Deve-se registrar ainda, que é extremamente conveniente começar a floculação com gradiente de velocidade elevado, diminuindo gradativamente, até atingir uma agitação mais suave. No fim do processo, o gradiente pode situar-se entre 20 s^{-1} e 10 s^{-1} . Tudo isto conduz ao projeto de unidades de floculação divididas em diversos compartimentos, nos quais se aplicam gradientes decrescentes, de montante para jusante.

Gradientes de velocidade muito altos podem romper flocos previamente formados, enquanto que valores baixos levam a uma floculação incompleta, prejudicando a sedimentação e a filtração.

Finalmente, o número de Camp, resultante dos outros dois parâmetros, deve ser controlado de modo a permanecer na faixa de 30 000 a 150 000; estes valores foram determinados com base na análise de numerosos processos de floculação. Evidentemente, pode-se chegar aos mesmos resulta-

dos numéricos, aumentando o tempo de permanência e diminuindo o gradiente, ou vice-versa. Entretanto, como já foi mencionado, os resultados práticos (em termos de clarificação da água) podem ser muito diferentes.

A otimização dos valores do tempo de permanência e do gradiente deve ser conseguida através de pesquisas em ensaios de jarros, em laboratório, às quais deve-se recorrer, sempre que possível.

Sistemas de floculação

Existem dois sistemas básicos de floculação: o hidráulico e o mecânico.

Dentro do sistema hidráulico, por sua vez, encontram-se os de *chicanas*, que são os mais comuns e os do tipo "Alabama", muito pouco utilizados. Por razões práticas este último tipo não será aqui considerado.

O sistema de *chicanas* utiliza a energia hidráulica disponível, que se dissipa em câmaras com *chicanas*. A água efetua um movimento sinuoso dentro da unidade (Figs. 20.10 e 20.11).

Existem dois tipos de floculadores de *chicanas*, segundo o sentido de circulação da água. Nas câmaras de fluxo vertical (*Up and down*), a água sobe e desce, passando através de passagens inferiores, no fundo e por cima de tabiques na parte superior. A Fig. 20.10 ilustra esse tipo de câmaras.

As câmaras de fluxo horizontal (*Around the end*), esquematizadas na Fig. 20.11, também possuem tabiques fazendo com que a água assumam um movimento sinuoso, circulando num plano horizontal. Estas câmaras não têm sido utilizadas na mesma proporção que as de fluxo vertical, devido aos inconvenientes de deposição de lodo nos canais que formam as *chicanas*.

Na Fig. 20.10 observa-se que o movimento vertical dificulta a deposição.

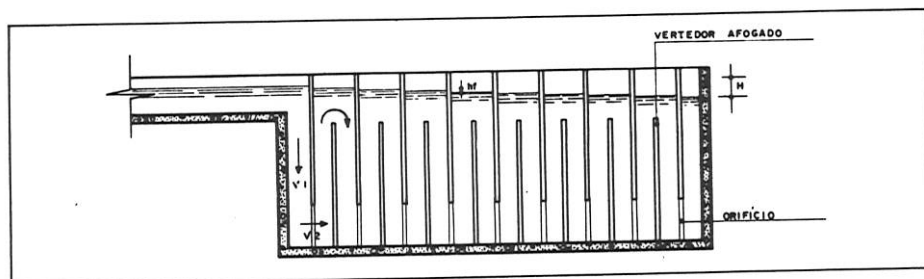


Figura 20.10 - Câmara com chicanas de fluxo vertical - Corte transversal.

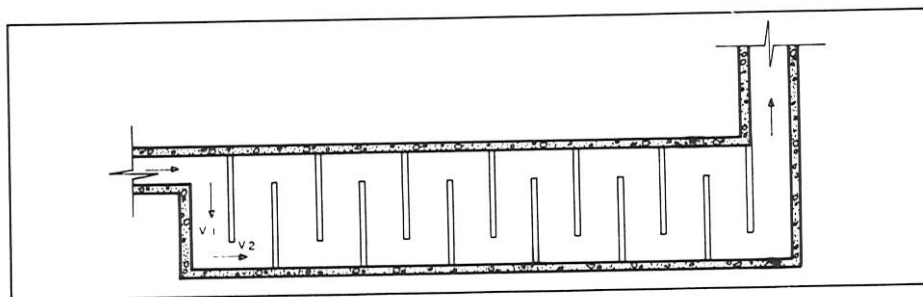


Figura 20.11 - Câmara com chicanas de fluxo horizontal - planta.

Os dois tipos de câmaras de chicanas se caracterizam pelo fato de a água mudar de direção em cada extremidade dos tabiques. Essas mudanças de direção ocasionam turbulências, graças às quais se produzem os contatos entre partículas e, portanto, a floculação.

O sistema mecânico utiliza energia fornecida por agitadores acionados por sistemas eletromecânicos. Há um agitador para cada câmara ou compartimento, sendo possível regular a agitação fornecida à água através de cada um deles, mudando o gradiente de velocidade da forma que se desejar.

Os sistemas hidráulicos mencionados vêm sendo amplamente utilizados há anos e ainda existem muitas dessas instalações no Brasil. São recomendados para pequenas instalações e nos casos em que a não utilização de equipamentos é importante. Isto não quer dizer que em grandes instalações seu uso seja desaconselhável ou

inviável. Existem estações de tratamento de porte que utilizam floculadores hidráulicos, como Teodoro Ramos, em São Paulo no Brasil e Vizcachitas, em Santiago no Chile.

Vantagens dos sistemas hidráulicos:

- fluxo quase totalmente de pistão, ou seja, o tempo real de permanência igual ao teórico ($t = V/Q$);
- não requerem equipamentos, o que em certos casos pode ser decisivo, como em instalações de pequeno porte, ou nas áreas desprovidas de bons serviços de operação e manutenção;
- não consomem energia elétrica, a não ser quando a água é bombeada para a estação de tratamento.

Inconvenientes dos sistemas hidráulicos:

- não possuem meios simples e de fácil operação, para mudar o gradiente de velocidade segundo as necessidades;
- funcionam às custas de uma perda de

carga considerável, carga que, às vezes, não se dispõe para o projeto da instalação.

Os sistemas mecânicos surgiram com a evolução da tecnologia e são, atualmente, os de maior aceitação em países desenvolvidos, onde não há problemas quanto à manutenção de equipamentos.

Suas principais vantagens são:

- formação de flocos mais densos e, portanto, mais facilmente sedimentáveis, quando se usa maior energia para agitação;
- alteração rápida e fácil da intensidade de agitação, mudando o tratamento de acordo com as variações da qualidade da água bruta;
- perda de carga quase nula;
- agitação processada em cada instante, em quase toda a massa líquida de forma relativamente homogênea, o que não acontece com as câmaras com chicanas.

As desvantagens são a dependência de equipamentos, o consumo de energia e, sobretudo, maior porcentagem de curtos circuitos.

Floculadores de chicanas - dimensionamento e projeto

O dimensionamento de um floculador de chicanas é feito com base nas seguintes relações:

$$t = \frac{V}{Q} \quad (20.1)$$

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu \cdot V}} \quad (20.2)$$

$$P = \mu \cdot V \cdot G^2 \quad (20.2a)$$

$$NC = G \cdot t \quad (20.3)$$

$$P = \gamma \cdot Q \cdot \Delta H \quad (20.15)$$

$$\Delta H = \sum \kappa \frac{v^2}{2g} \quad (20.16)$$

Os parâmetros utilizados e suas unidades mais usuais são as seguintes:

t = tempo teórico de permanência (s)

V = volume do floculador (m^3)

Q = vazão de projeto (m^3/s)

G = Gradiente de velocidade (s^{-1})

P = Potência aplicada à água ($kgf \cdot m/s$)

μ = Viscosidade absoluta ($kgf \cdot s/m^2$)

NC = Número de Camp - adimensional

γ = peso específico do fluido (kgf/m^3)

v = velocidade (m/s)

κ = coeficiente de perda de carga (adimensional)

g = aceleração da gravidade (m/s^2)

ΔH = perda de carga (m)

Fixado Q e escolhido t , determina-se V .

Uma vez determinado o volume do floculador, será necessário fixar suas dimensões, assim como as dos compartimentos. Isto deve ser feito considerando-se as seguintes condições:

- projetar o maior número, prática e economicamente viável, de chicanas, o que reduzirá o curto-circuito a um mínimo irrelevante;
- evitar velocidades inferiores a 0,10 m/s para impedir a deposição dos flocos;
- para evitar quebra de flocos, a velocidade não deverá superar 0,30 m/s, salvo casos em que se possa confiar na resistência dos mesmos. Mesmo assim, a velocidade não deverá ser superior a 0,45 m/s.

Observe-se que, através das equações (20.2a), (20.15) e (20.16) é possível relacionar G e V

$$\mu V G^2 = \gamma \cdot Q \cdot \sum \kappa \frac{v^2}{2g}$$

Escolhendo o gradiente, pode-se calcular a velocidade e verificar se ela se situa na faixa indicada.

Usualmente, para atender a todas as condições de contorno, é necessário proceder-se a ajustes nas dimensões atribuídas à câmara e à separação dos tabiques, o que é relativamente fácil, porque o sistema tem 2 graus de liberdade.

A Fig. 20.12 é um nomograma que facilita o dimensionamento de flocladores de chicanas fornecendo $\Delta H = f(G)$ para diversos valores de t .

Em câmaras com chicanas também se deve aplicar gradientes decrescentes de montante para jusante, dividindo o floclador em zonas com diferentes separações entre tabiques, como se pode verificar na Fig. 20.13. Em cada uma das três zonas há

uma separação típica, à qual corresponde uma velocidade e, portanto, um gradiente de velocidade característico.

Cada zona ou setor deve ser dimensionado na forma exposta. Calcula-se o número de Camp do sistema pela expressão:

$$N_c = \sum G_i \times t_i$$

na qual G_i e t_i são os gradientes e tempos de permanência correspondentes a cada zona ou setor.

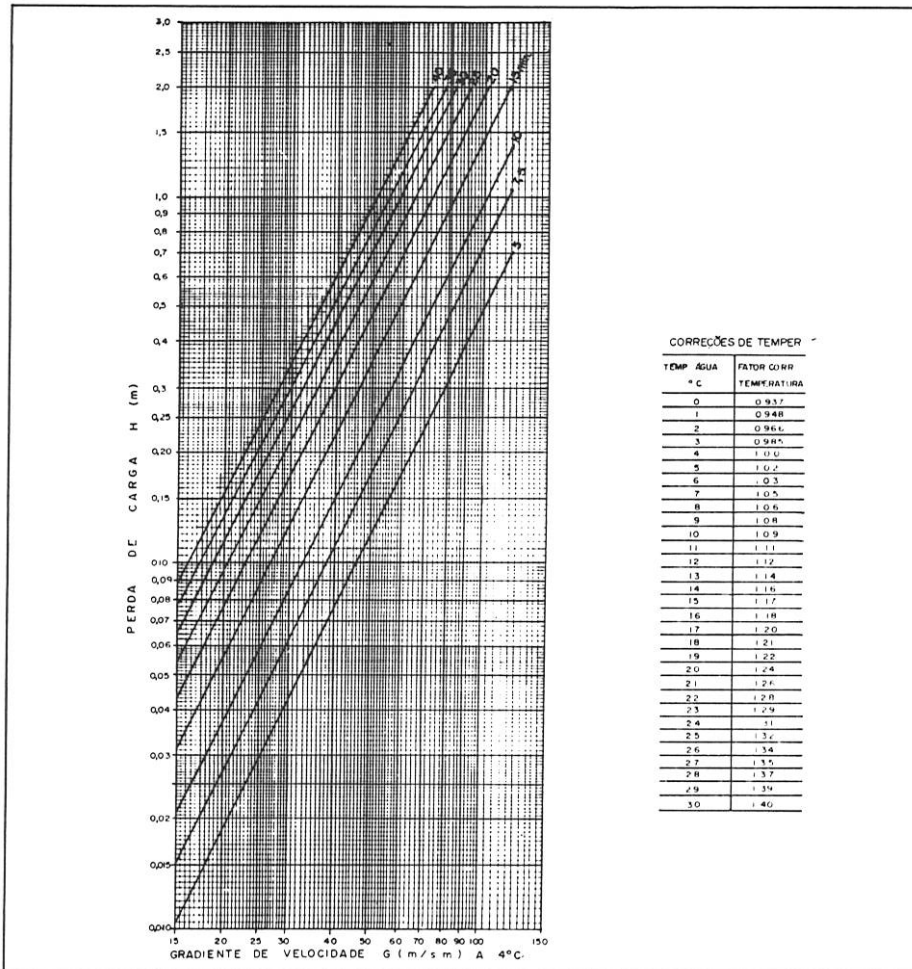


Figura 20.12 – Diagrama G x H para câmaras com chicanas.

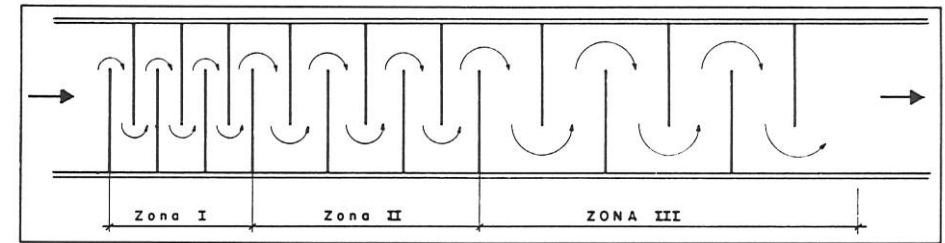


Figura 20.13 – Floclador de chicanas com gradiente variável.

O cálculo da perda de carga pode ser feito por meio da expressão

$$\Delta H = \sum \kappa \frac{v^2}{2g} \quad (20.16)$$

No caso de um floclador com uma única separação entre tabiques ou de uma zona com essa característica,

$$\Delta H = n \kappa \frac{v^2}{2g} \quad (20.17)$$

na qual n é o número de mudanças de direção.

Azevedo Netto¹ recomenda que se admita $\kappa = 2,5$ em cada mudança de direção no escoamento.

Nas passagens superiores, no caso das chicanas de movimento vertical, o cálculo de h_f deve ser feito como vertedor afogado.

Vale mencionar aqui uma variante para o projeto das passagens superiores. Como o que se deseja é uma agitação natural em função de um movimento sinuoso, conclui-se não ser necessário que a passagem superior se faça sob pressão atmosférica (escoamento livre). Então, idealizou-se um tipo de chicanas em que as passagens superiores também são afogadas (Figs. 20.14 e 20.15).

Além disso, essas chicanas possibilitam a variação do gradiente de velocidade pela substituição das pranchas que contêm as passagens superiores, por outras que formam passagens maiores ou menores do que as substituídas, conforme a conveniência. Ver detalhe 2 da Fig. 20.14.

A variação da área de passagem dos orifícios implicará na variação de h e portanto na variação de G . Esse artifício atenua o inconveniente das chicanas tradicionais possibilitando a variação da energia consumida na agitação.

A reposição das pranchas superiores é simples. Basta que se disponha, na instalação, de pranchas previamente construídas, com áreas de passagem diferentes, de acordo com os gradientes desejados.

Uma vez que a substituição de pranchas só é viável, na prática, nas passagens superiores, para se obter uma boa flexibilidade na variação de G , convém que se projetem as passagens inferiores com perda de carga menor, cabendo às superiores a função de permitir a variação desejada.

Apesar da aparente simplicidade, na prática, este tipo de flocladores apresenta dificuldades operacionais na substituição das pranchas superiores. A Fig. 20.16 indica a posição em que ficariam as passagens inferiores e superiores.

A perda de carga nos orifícios poderá ser feita através da expressão do escoamento em orifícios.

$$Q = Cd S \sqrt{2gh_f} \quad (20.18)$$

onde

Q = vazão da instalação (m^3/s)

Cd = coeficiente de descarga

S = área do orifício (m^2)

h_f = perda de carga (m)

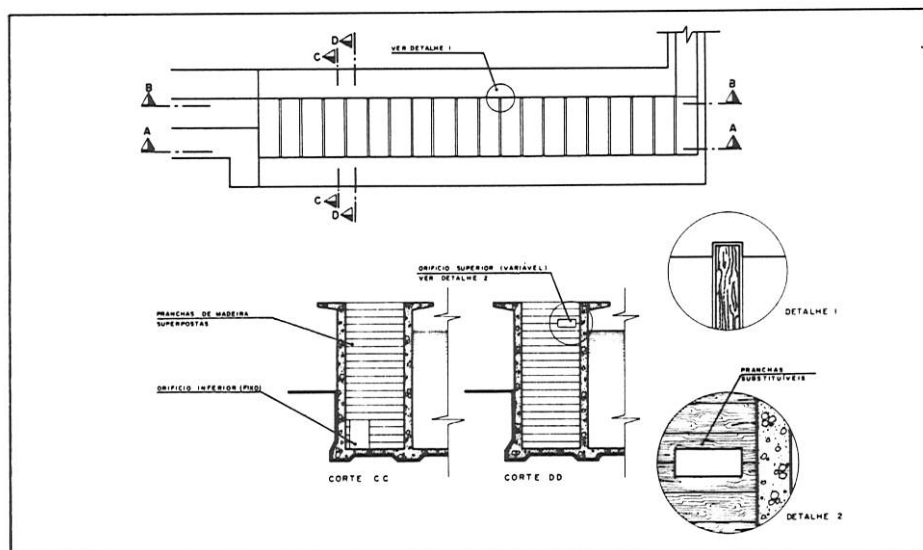


Figura 20.14 – Chicana de passagem forçada – planta, cortes transversais e detalhes.

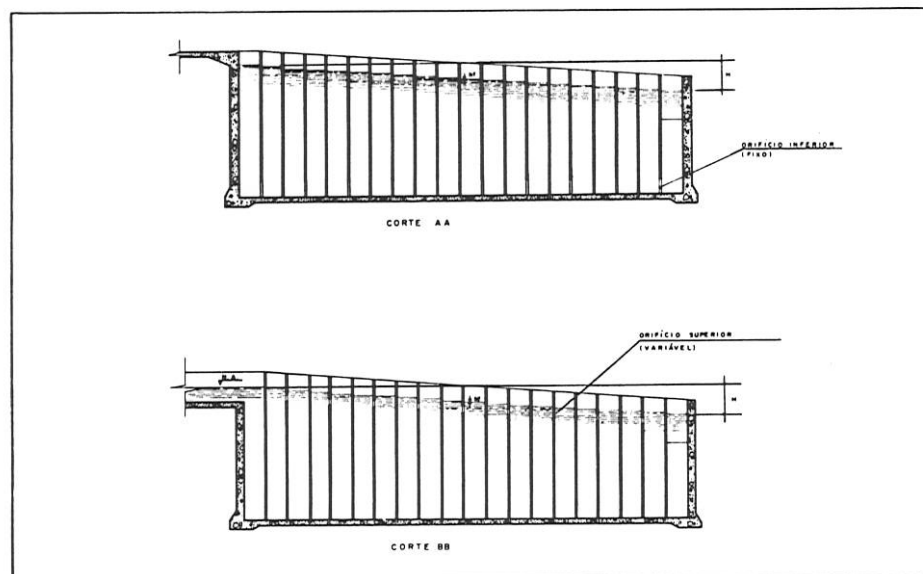


Figura 20.15 – Chicana de passagem forçada – cortes longitudinais.

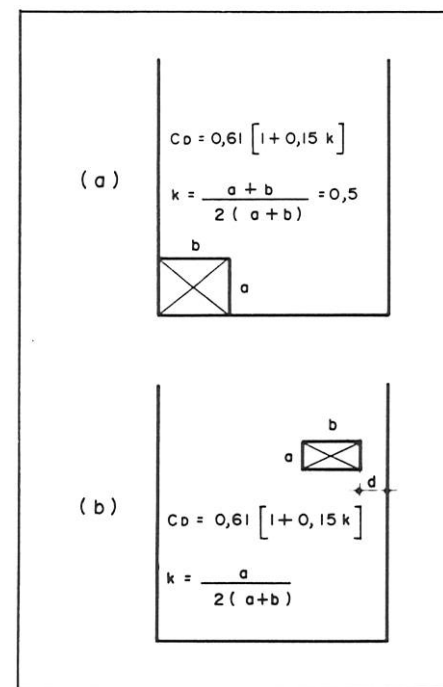


Figura 20.16 – Posição dos orifícios e o valor de C_D . a) Para os orifícios inferiores. b) Para os orifícios superiores.

Relaciona-se, a seguir, alguns detalhes de projeto:

- deverão ser previstas descargas para o esgotamento do tanque e aberturas inferiores nas chicanas que possuem os orifícios na parte superior da parede de madeira;
- deverão ser verificados os valores de G nos orifícios, uma vez que valores elevados poderão quebrar flocos já formados. Para essa verificação pode-se empregar a Equação (20.23a);
- o nível da água a jusante dos orifícios superiores deverá ser suficiente para garantir o afogamento dos mesmos no mínimo 20 cm acima da borda superior do orifício;

- deverá ser prevista uma inclinação conveniente no fundo do tanque, no sentido das aberturas inferiores, de modo a facilitar o escoamento quando do esgotamento.

Floculadores mecanizados

Os floculadores mecanizados compõem-se dos seguintes elementos: agitador (hélice, turbinas, paletas etc.); eixo com acoplamento mecânico; redutor de velocidade; variador de velocidade (opcional) e motor.

Em geral, esses equipamentos são instalados em tanques de forma prismática, de seção horizontal quadrada.

Os floculadores mecânicos classificam-se quanto à posição do eixo, em verticais ou horizontais e quanto ao tipo de agitador de paletas, de hélice (fluxo axial, alta energia) e de turbina (fluxo axial).

Floculadores de eixo vertical e horizontal

Todas as combinações do tipo de eixo com o tipo de agitador são possíveis.

Exemplo: eixo horizontal – fluxo axial.

Os floculadores de eixo vertical têm a seguinte vantagem: os conjuntos motrizes se localizam sobre as estruturas, sendo de fácil acesso, o que estimula e facilita a manutenção. No caso dos floculadores de eixo horizontal, os equipamentos motrizes situam-se dentro de um poço seco de difícil acesso. Dependendo do projeto, é possível a retirada do conjunto de eixo vertical sem necessidade de esgotar a unidade de floculação, o que facilita a manutenção.

As Figs. 20.17 e 20.18 mostram sistemas de floculação mecanizados, respectivamente, de eixo vertical e horizontal.

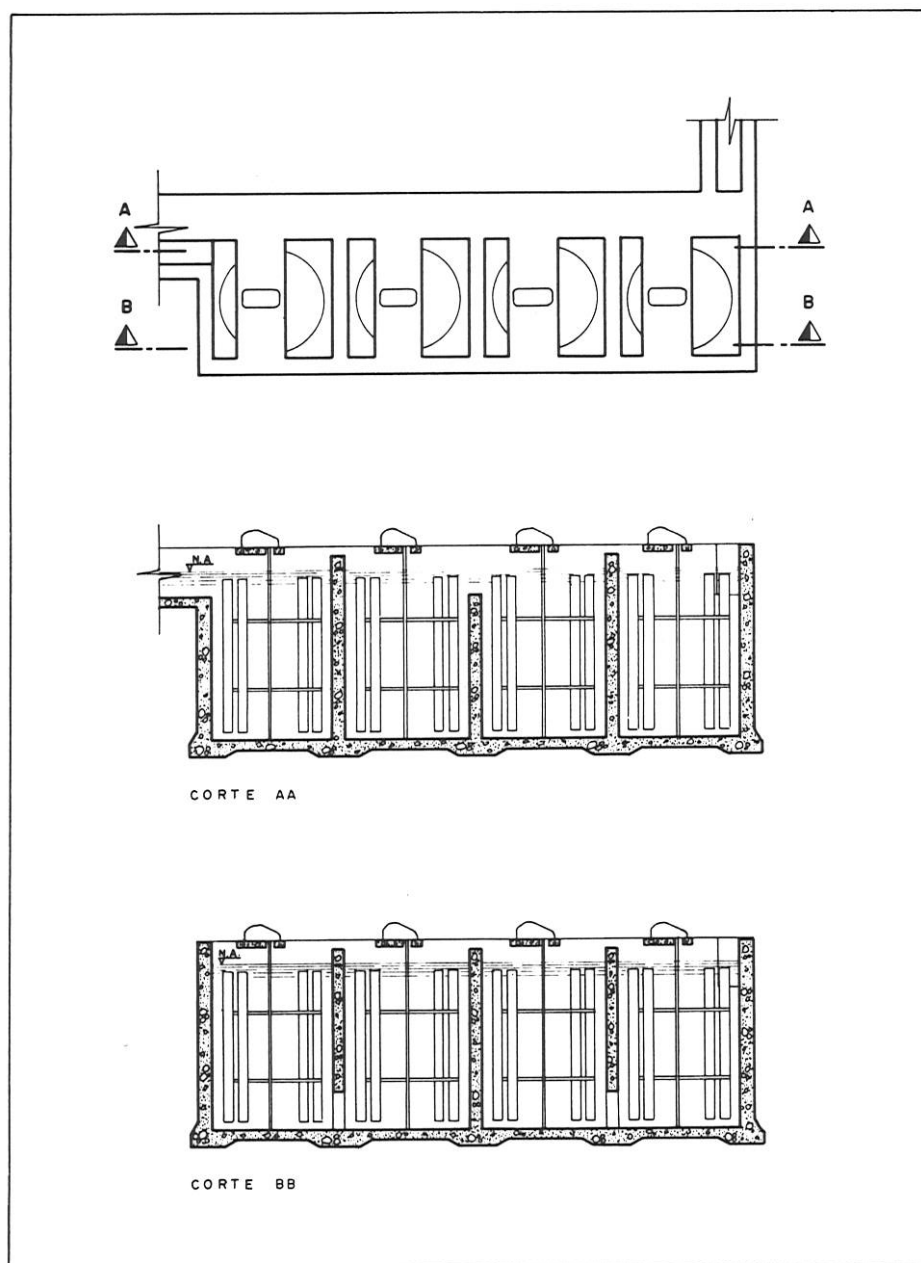


Figura 20.17 – Sistema de floculação mecânica de eixo vertical do tipo de paletas.

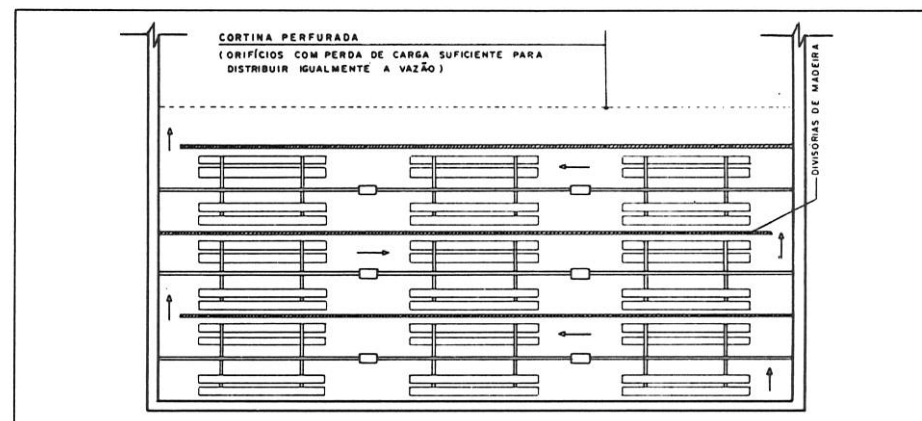


Figura 20.18 – Sistema de floculação mecânica de eixo horizontal do tipo de paletas.

Floculadores com agitador de paleta

Quando os agitadores são de paletas, existe uma limitação da velocidade tangencial que, por sua vez, limita o diâmetro do agitador e a seção da câmara. Assim, numa instalação de capacidade elevada, que utiliza agitadores de eixo vertical, as câmaras ou seriam muito profundas ou teriam profundidade normal, porém seriam em grande número. Por este motivo, em instalações de porte considerável, os agitadores de paletas devem ser preteridos, a menos que use eixo horizontal. Em grandes instalações tornam-se praticamente inviáveis. A Fig. 20.18 mostra precisamente um floculador do tipo paletas-eixo horizontal.

Hudson⁵ recomenda que a compartimentação seja efetuada por meio de paredes (cortinas) de madeira, de forma que a água se movimenta ao longo dos eixos, reduzindo sensivelmente o curto-circuito.

Em trabalho publicado em 1972, o autor⁶ fornece dados completos para o projeto de sistemas de floculação com equipamentos de eixo horizontal do tipo de paletas.

Com relação ao tipo de agitador, há uma grande diferença entre os de paletas, os de

fluxo axial e os de turbina, no que diz respeito à forma de operar e aos resultados, em termos de características dos flocos formados.

Como salientado, os floculadores de paletas têm restrições. A velocidade periférica das pás deve manter-se inferior a determinado valor. No caso de um equipamento de grande diâmetro, as pás centrais trabalhariam com velocidade abaixo da necessária para produzir um bom resultado. Também a agitação não é uniforme, precisamente porque a velocidade tangencial depende do raio de giro, sendo o mesmo crescente do centro à periferia.

Floculadores com agitador tipo hélice

Os floculadores tipo hélice, também conhecidos como de fluxo axial, obedecem a um princípio de operação diferente. O agitador deve produzir um fluxo de água em forma de *looping*. Em unidades de fluxo vertical, a água tem uma trajetória ascendente na zona central da câmara, junto ao eixo. Chegando à superfície o fluxo torna-se radial e ao atingir os lados, desce em direção ao fundo, para finalmente re-

tornar ao centro conforme mostra a Fig. 20.19.

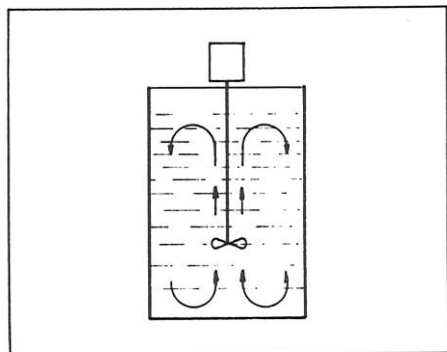


Figura 20.19 - Floculador de fluxo axial, eixo vertical.

Este tipo de agitador opera fornecendo alta energia, produzindo turbulência de pequena escala, uniformemente distribuída, para uma ampla faixa de gradientes de velocidade e sem problemas causados por velocidades periféricas elevadas.

Numa câmara de floculação, a agitação deve propagar-se de maneira uniforme por toda a câmara. Zonas mais agitadas que outras significam efeitos desiguais e queda da eficiência. Além disso, o tipo de agitação mais apropriado para fins de floculação é aquele que se caracteriza pela produção de pequenos redemoinhos, como os que se observam na esteira deixada atrás de si por um corpo plano que se desloca dentro da água, como por exemplo, as pás de um floculador de paletas. O floculador de fluxo axial tem a virtude de produzir precisamente esse efeito de modo uniforme, em todo o volume da câmara de floculação. Ademais, consegue manter este tipo de efeito quando o gradiente de velocidade é maior do que certos valores para os quais outros tipos de equipamentos começam a perder eficiência. Nos floculadores de turbina, por exemplo, a partir de certa velocidade de rotação, ou seja, de certo

gradiente, o efeito deixa de ser uniforme, aparecendo zonas de floculação deficiente.

É claro que, para poder aplicar gradientes de velocidade mais elevados, o equipamento tem que trabalhar a velocidades maiores que as comuns para outros tipos de agitadores. Mesmo assim, constata-se que as elevadas velocidades periféricas não causam a quebra de flocos, isto porque o passo da hélice é muito pequeno e, dadas suas dimensões reduzidas, é mínimo o número de partículas que colidem com o impulsor.

Floculadores com agitador tipo turbina de fluxo axial

Finalmente, os agitadores do tipo turbina são capazes de produzir um efeito de fluxo axial, semelhante ao induzido pelos de hélices. Apresentam, porém, uma limitação quanto ao gradiente que podem aplicar, uma vez que a velocidade periférica do agitador não deve ultrapassar cerca de 1,20 m/s. Quando isto acontece, surgem turbulências locais excessivas e perde-se uniformidade na distribuição da turbulência de pequena escala. Na prática, este tipo de agitador dá excelentes resultados em casos onde os gradientes de velocidade não são elevados.

Projeto e dimensionamento

O projeto de sistemas de floculação leva em conta três aspectos básicos, interrelacionados: a definição do número de unidades e compartimentos; o cálculo dos volumes das unidades e compartimentos, bem como, a determinação de suas dimensões e o dimensionamento dos agitadores.

A despeito do mútuo relacionamento entre os três aspectos, o primeiro será analisado mais adiante.

O segundo consiste em determinar o volume da câmara ou compartimento, em função da vazão e do tempo de permanência. Definido o primeiro valor e esco-

lhido o segundo, a aplicação da Eq. 20.1 fornece $V = Q \times t$. Esta fase é igual, qualquer que seja o tipo de agitador mecânico.

Conhecido o volume de uma determinada câmara de floculação, será necessário determinar suas dimensões, de forma que seja possível instalar, dentro da câmara, um equipamento capaz de operar com a melhor eficiência possível. As características do equipamento e as dimensões da câmara devem guardar estreita relação.

A forma de cálculo das dimensões e da potência consumida num tanque de floculação que utiliza floculadores mecânicos difere um pouco em função do tipo de agitador empregado. Portanto, o dimensionamento será desenvolvido separadamente, para agitadores de paleta e de fluxo axial.

Floculadores mecânicos do tipo de paletas

A Fig. 20.20 representa um impulsor que se desloca no fluido, girando em torno de um eixo.

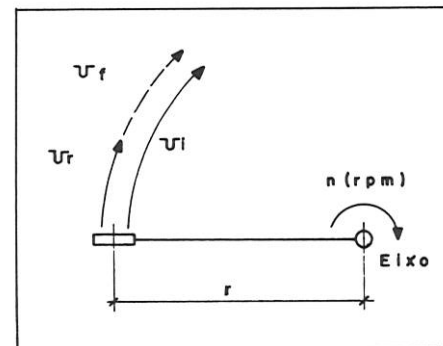


Figura 20.20 - Grandezas envolvidas no deslocamento de um impulsor.

A potência efetivamente entregue pelo impulsor ao fluido é dada pela seguinte expressão:

$$P = 5,74 \times 10^{-4} C_D \cdot \rho [(1-k)n]^3 \cdot (r^3 \cdot A) \quad (20.19)$$

na qual,

P = potência ($\text{kgf} \cdot \text{m/s}$)

C_D = coeficiente de arrasto do impulsor (número adimensional)

ρ = massa específica do fluido ($\text{Kg}_f \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$)

k = relação entre a velocidade do fluido e a do impulsor (v_f/v_i)

n = velocidade angular (rpm)

r = raio do impulsor (m)

A = área do impulsor projetada sobre plano perpendicular ao movimento (m^2).

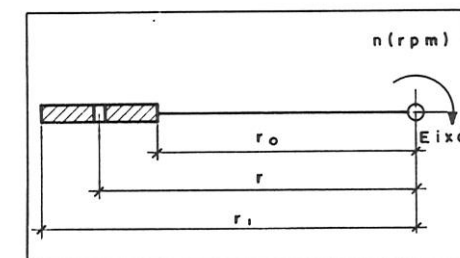


Figura 20.21 - Impulsor com largura significativa.

Em alguns casos, a dimensão do impulsor na direção do raio pode ser significativa. Neste caso, o valor $r^3 A$ deve ser calculado assim:

$$\begin{aligned} r^3 A &= \int_{r_0}^{r_1} r^3 \cdot dA = \int_{r_0}^{r_1} r^3 b \, dr = \\ &= \frac{b}{4} [r^4]_{r_0}^{r_1} = \frac{b}{4} (r_1^4 - r_0^4) \end{aligned}$$

Substituindo em (20.19) resulta

$$P = 1,435 \times 10^{-4} C_D \cdot \rho \cdot [(1-k)n]^3 \cdot b (r_1^4 - r_0^4) \quad (20.20)$$

Para o caso de haver mais do que 1 impulsor, a expressão fica:

$$P' = 1,435 \times 10^{-4} \cdot C_D \cdot \rho \cdot [(1-k)n]^3 b \sum (r_{i1}^4 - r_{i0}^4) \quad (20.21)$$

Observe-se que normalmente, as paletas se distribuem em pares simétricos. Assim sendo, se houvesse, por exemplo 3 pares, deveria ser considerado $i = 3$ e o resultado multiplicado por 2.

As Figs. 20.22 e 20.23 mostram, respectivamente, agitadores de paletas de eixo vertical e horizontal.

Precisam ser definidos os valores dos coeficientes C_D e k que participam nas expressões (20.19), (20.20) e (20.21).

O coeficiente k varia com a rotação.

Camp² menciona valores de 0,24 para rotações de 2 a 5,2 rpm e de 0,32 para rotações de 1,1 a 2,9 rpm, valores estes medidos na estação de Cambridge, nos Estados Unidos.

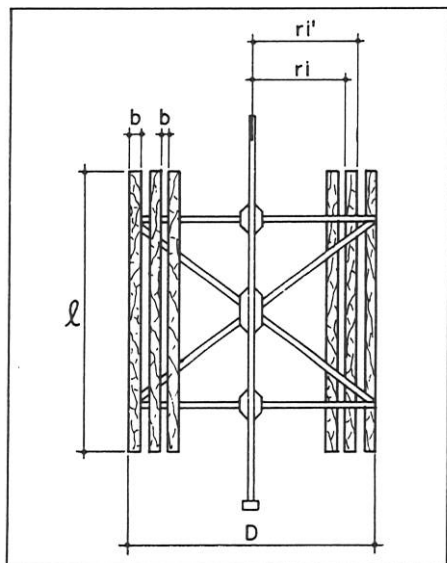


Figura 20.22 - Floculador mecânico de eixo vertical do tipo de paletas.

O valor utilizado predominantemente para fins de dimensionamento tem sido 0,25. Aliás, este é o valor aconselhado por Fair, Geyer e Okum⁴ para floculadores sem estatores.

O coeficiente de arrasto C_D depende da relação entre o comprimento e a largura das paletas, conforme mostra a Tabela 20.2.

Tabela 20.2 - Valores de C_D em função de $\frac{b}{l}$

$\frac{b}{l}$	C_D
1	1,10
2	1,15
4	1,19
10	1,29
18	1,40
∞	2,01

Além de atender ao dimensionamento exposto, as dimensões das paletas e das câmaras de floculação devem atender também às seguintes condições:

- a velocidade periférica das paletas não deverá ultrapassar 75 cm/s;
- a soma das áreas de todas as paletas contidas em um mesmo plano não deve ser superior a 20% da área da seção transversal da câmara, contida nesse plano;
- no caso dos floculadores de paletas verticais, as bordas superior e inferior das paletas deverão situar-se entre 0,15 m e 0,40 m da superfície da água e do fundo do tanque, respectivamente;
- para floculadores de paletas horizontais, vale uma condição equivalente em relação às paredes, fixando-se 0,40 m como distância mínima;
- o diâmetro do equipamento deve estar entre 80% e 90% da largura da câmara (caso dos floculadores verticais) ou da profundidade da câmara (caso dos floculadores horizontais).

Floculadores mecânicos do tipo fluxo axial

Determinado o volume da câmara de floculação deve-se selecionar o gradiente

máximo a ser aplicado, calculando-se, então, a potência a aplicar-se na água.

$$P = \mu V G^2 \quad (20.22)$$

Com base nos dados referentes à vazão, ao número de câmaras, aos gradientes e às potências a serem aplicadas à água, diversos fabricantes devem ser consultados, oferecendo ao projetista informações sobre os equipamentos que podem ser fornecidos. Para cada equipamento interessarão informações referentes à potência, às dimensões das câmaras em que podem ser aplicados (máximas e mínimas) e às relações entre as principais dimensões (largura/profundidade, largura/diâmetro do rotor), preços e outras.

Com estas informações, o projetista determinará as dimensões dos compartimentos de floculação, de forma a permitir que, na medida do possível, todos os fabricantes possam apresentar equipamentos para as câmaras projetadas. O comprador deverá exigir do fabricante, a certificação de que os equipamentos realmente aplicam à água os gradientes especificados. Esta garantia pode ser obtida através de certificados de ensaios anteriores, ou da

realização do ensaio de um protótipo, na própria estação de tratamento.

Como se pode notar, este critério de projeto deixa a cargo dos fabricantes o dimensionamento dos impulsores. Para o dimensionamento de floculadores mecânicos do tipo de turbinas de fluxo axial, vale o procedimento para dimensionamento apresentado para a turbina da Fig. 20.3, diferindo o valor da constante k , que neste caso é igual a 1,3, já que a turbina de fluxo axial apresenta as características geométricas que se seguem:

$$2,0 \leq \frac{L}{D} \leq 6,6$$

$$2,7 \leq \frac{H}{D} \leq 3,9$$

$$0,9 \leq \frac{h}{D} \leq 1,1$$

$$\frac{D}{l} = 12$$

$$4 \text{ cortinas}$$

$$\frac{D}{b} = 8$$

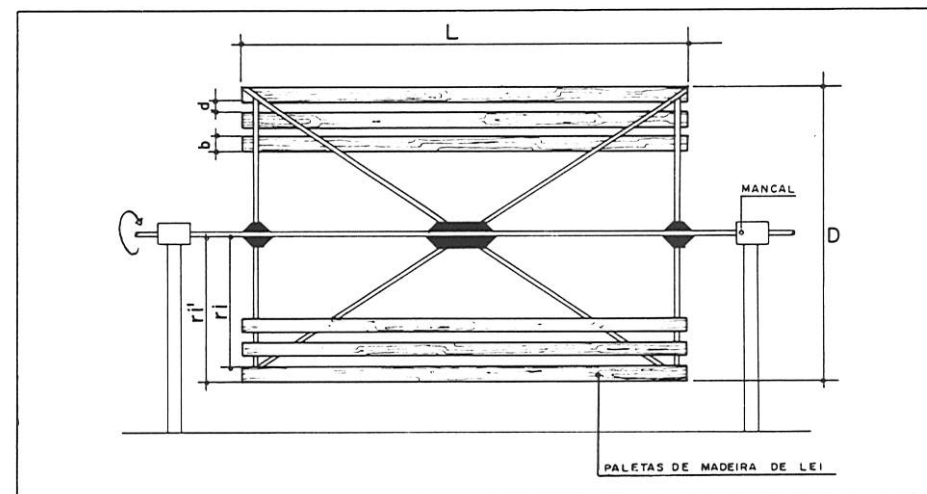


Figura 20.23 - Floculador mecânico de eixo horizontal do tipo de paletas.

$$\phi = 45^\circ \text{ Portanto } B = \sqrt{2}b$$

6 lâminas

Portanto, para este tipo de agitador vale a expressão

$$G = 2,48 \times 10^{-2} \sqrt{\frac{n^3 D^5}{\mu V}} \quad (20.23)$$

Entretanto, recomenda-se sempre seguir o procedimento acima descrito, que enfatiza a consulta a fabricantes, uma vez que a indústria especializada nesse campo oferece diversas configurações, podendo, assim, enriquecer o cenário de opções para projeto.

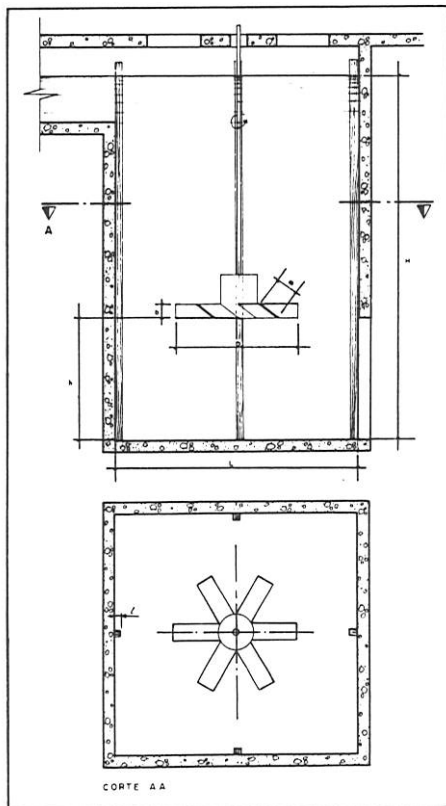


Figura 20.24 - Floculador mecânico do tipo de turbina axial.

Recomendações gerais para o projeto:

A profundidade dos floculadores é normalmente inferior à dos decantadores ou no máximo igual, por questões de economia e também porque em geral assim resulta do fato de considerar outros fatores de projeto tais como volume, número de câmaras e modulação com os decantadores.

O número de câmaras em série será no mínimo igual a três.

Quanto maior o número de compartimentos, menor será o curto-circuito a ser esperado. Quanto menor o curto-circuito menor a quantidade de água que permanecerá nos tanques por um tempo inferior ao tempo teórico de detenção.

Hudson⁵ apresenta um gráfico com relação ao curto-circuito (Fig. 20.25), o qual mostra que, para um compartimento, cerca de 40% da água ficam retidos por um tempo inferior à metade do tempo teórico de detenção e que, para 5 compartimentos, por exemplo, apenas 12% ficam retidos por um tempo inferior à metade do tempo teórico.

O que se deseja é que 100% da água permaneçam nos tanques por um tempo igual ao tempo teórico. Todavia, com o número de tanques mencionado, obtém-se um controle razoável do curto-circuito, não havendo necessidade de compartimentação excessiva, o que implicaria na utilização de muitos agitadores, elevando o custo do sistema.

O movimento da água nesses tanques deve ser previsto para uma trajetória sinuosa, o que reduz o problema de curtos-circuitos. Em cada compartimento, se a entrada for por cima, a saída será por baixo, ou vice-versa. Outra medida é que, em cada compartimento o agitador gire de forma a opor-se ao fluxo de entrada. Para os agitadores deverão ser especificadas rotações diferentes, resultantes de

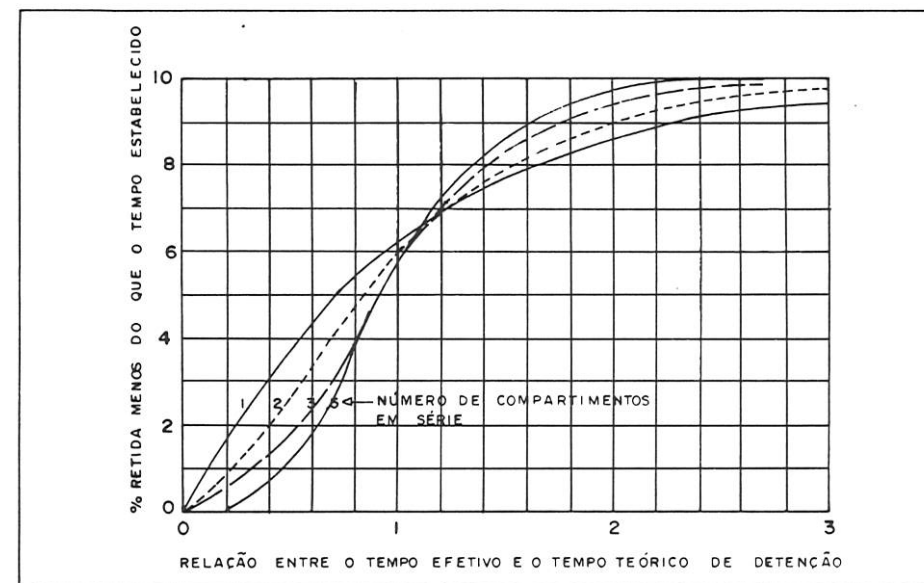


Figura 20.25 - Curto circuito x compartimentação.

valores convenientes dos gradientes de velocidade que se deseja; outro cuidado será o de evitar que flocos já formados se rompam, o que elimina a possibilidade de passagem de água floculada através de vertedores não afogados.

Deverão ser feitas verificações dos valores de G nas passagens entre tanques de floculação e, sempre que possível, projetar os tanques de modo a permitir a retirada de um deles de serviço sem prejudicar a continuidade de funcionamento da instalação.

A descarga para o esgotamento dos tanques deverá ser prevista de forma individual, ou geral, conforme a conveniência.

Na veiculação de água floculada, recomenda-se que a velocidade de escoamento não seja inferior a 0,10 m/s; caso contrário, poderá ocorrer a deposição de flocos em locais inadequados (canais e tubulações).

Os canais que conduzem a água flocu-

lada para os decantadores deverão possuir declividade e descarga para limpeza; o fundo dos tanques deverá apresentar inclinação no sentido do esgotamento, para facilitar o arrasto do lodo acumulado; a distância entre a unidade de dispersão e a entrada ao sistema de floculação deverá ser pequena.

Azevedo Netto¹ recomenda que o canal que conduz a água desde a unidade de dispersão até a unidade de floculação, permita obter gradientes de velocidade superiores a 200 s^{-1} .

VEICULAÇÃO DE ÁGUA FLOCULADA

Normalmente, a água no interior de unidades de floculação em condutos, canais ou orifícios (cortina de distribuição dos decantadores, por exemplo) sofre certa agitação, uma vez que é difícil

conseguir escoamento sem turbulência. Portanto, devem ser tomados certos cuidados para que os flocos constituídos não se rompam. Evidentemente, os valores do gradiente de velocidade em tais condições não deverão superar aqueles das unidades a montante, nem ser tão baixos a ponto de exigir velocidades de escoamento que causem a sedimentação prematura dos flocos em locais inadequados (canais e condutos).

A seguir, serão apresentados os cálculos estimativos dos gradientes de velocidade em diversas condições hidráulicas.

Canalizações forçadas e orifícios

Suponha-se um trecho de tubulação como o indicado na Fig. 20.26, percorrido por uma vazão Q sejam

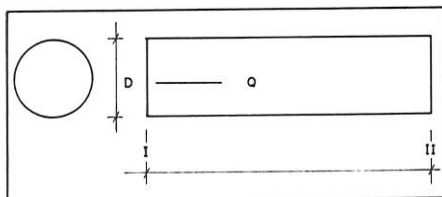


Figura 20.26 – Gradiente em tubulação.

Sejam:

D = diâmetro da tubulação (m)

f = coeficiente de atrito

L = comprimento do trecho (m)

Deseja-se calcular o gradiente de velocidade aplicado entre as seções I e II, pelo atrito da tubulação.

Por definição

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad (20.2)$$

A potência P pode ser calculada, aplicando

$$P = \gamma \cdot Q \cdot \Delta H \quad (20.15)$$

Assim,

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \cdot Q \cdot \Delta H}{\mu V}} \quad (20.24)$$

A Fórmula Universal permite calcular a perda de carga

$$\Delta H = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Substituindo em (20.22) fica

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \cdot Q \cdot f \cdot L \cdot v^2}{\mu V \cdot D \cdot 2g}} = \sqrt{\frac{\gamma}{2\mu g}} \cdot f^{1/2} \cdot \sqrt{\frac{Q \cdot v^2}{(V/L) \cdot D}} \quad (20.24a)$$

Mas, por definição, $v = \frac{4Q}{\pi D^2}$

$$e \quad \frac{V}{L} = \frac{\pi D^2}{4}$$

Substituindo em (20.24a) e fazendo operações, obtém-se

$$G = \left(\frac{4}{\pi}\right)^{3/2} \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{2\mu g}} \cdot f^{1/2} \cdot \frac{Q^{3/2}}{D^{7/2}}$$

E, ainda, assumindo $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ e operando, tem-se:

$$G = 0,3244 \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot f^{1/2} \cdot \frac{Q^{3/2}}{D^{7/2}} \quad (20.25)$$

Observe-se que o gradiente não depende de L .

Nesta expressão,

$$G = s^{-1}$$

$$\gamma = \text{kg}_f/\text{m}^3$$

$$\mu = \text{kg}_f \cdot \text{s}/\text{m}^2$$

$$f = \text{adimensional}$$

$$Q = \text{m}^3/\text{s}$$

$$D = \text{m}$$

Os nomogramas das Figs. 20.27 e 20.28 apresentados a seguir, permitem o cálculo fácil e rápido dos gradientes em tubulações.

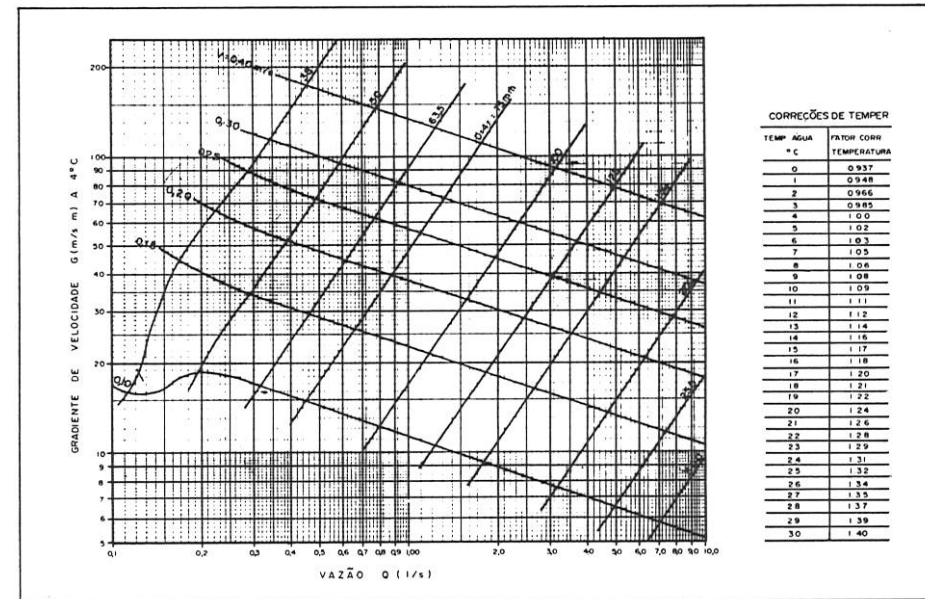


Figura 20.27 – Diagrama $Q \times G$ para canalizações, canais e orifícios.

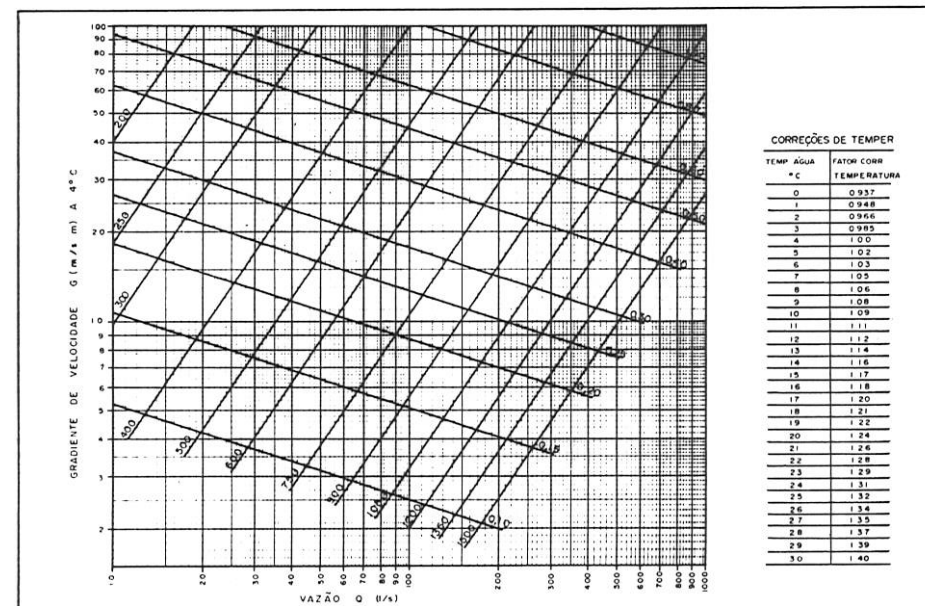


Figura 20.28 – Diagrama $Q \times G$ para canalizações e orifícios.

Os mesmos nomogramas servem para calcular gradientes através de orifícios.

Outra forma para a expressão (20.25) seria

$$G = 0,226 \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot \left(\frac{f}{D}\right)^{1/2} v^{3/2} \quad (20.25a)$$

Considerando uma temperatura de 20°C, tem-se:

$$\gamma = 998,2 \text{ kgf/m}^3$$

$$\mu = 10,288 \times 10^{-5} \text{ kgf} \cdot \text{s/m}^2$$

Resulta

$$G = 704 \left(\frac{f}{D}\right)^{1/2} \cdot v^{3/2} \quad (20.25b)$$

No sistema inglês (pé; lb_f; s) essa expressão passa a ser

$$G = 215 \left(\frac{f}{D}\right)^{1/2} v^{3/2} \quad (20.25c)$$

Canalizações livres

O procedimento de cálculo é semelhante, tomando-se como base a expressão

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \cdot Q \cdot \Delta H}{\mu V}}$$

EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

1º) Em uma estação de tratamento de água com capacidade de 50 l/s adotou-se um sistema de dispersão que utiliza um agitador do tipo de turbina radial (Fig. 20.3). Efetuar o dimensionamento de tal sistema, sendo o tempo de detenção igual a 0,5 seg.

Solução:

$$V = 0,05 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,5 \text{ seg} =$$

$$= 0,025 \text{ m}^3 = 25/$$

Para se utilizar a turbina escolhida, as relações básicas do dimensionamento de misturadores mecânicos devem ser obedecidas (Fig. 20.2):

$$2,7 \leq \frac{L}{D} \leq 3,3$$

$$2,7 \leq \frac{H}{D} \leq 3,9$$

$$0,75 \leq \frac{h}{D} \leq 1,3$$

$$\frac{l}{D} = 0,10$$

$$V = L^2 \cdot H = 0,025 \text{ m}^3$$

Pesquisando-se valores convenientes de L e H, chega-se à conclusão de que os valores abaixo são satisfatórios.

$$L = 0,30 \text{ m e}$$

$$H = 0,28 \text{ m.}$$

Portanto, tem-se:

$$0,072 \text{ m} \leq D \leq 1,103 \text{ m e}$$

$$0,09 \text{ m} \leq D \leq 0,11 \text{ m e}$$

Adotando-se $D = 0,10 \text{ m}$

$$G = 4,86 \times 10^{-2} \sqrt{\frac{n^3 D^5}{\mu V}}$$

onde

$n = 1750 \text{ rpm}$ (Acoplamento motor-eixo, portanto, sem redutor de velocidade, motor de 4 pólos).

$$D = 0,10 \text{ m.}$$

$$\mu = 1,029 \times 10^{-4} \text{ kgfs}^2/\text{m}^2 \text{ (20°C)}$$

$$V = 0,025 \text{ m}^3$$

$$\text{Portanto } G = 7110 \text{ s}^{-1}$$

$$P = \mu G^2 V = 1,029 \times 10^{-4} \times 50,5 \times$$

$$\times 10 \times 0,025$$

$$P = 130 \text{ kgfm/s} = 1,73 \text{ cv}$$

Logo, a potência do motor será da ordem de 2,5 cv, uma vez que se recomenda que o motor trabalhe no máximo a 75% da sua potência nominal.

Resumo:

20. Mistura e Floculação

- dimensões do tanque:
0,30 x 0,30 x 0,28 m
- gradiente de velocidade
= 7.110 m/s . m
- tempo de detenção teórico
= 0,5 seg
- dimensões da turbina:
Diâmetro $D = 100 \text{ mm}$
Largura das paletas $b = 20 \text{ mm}$
Comprimento das paletas $B = 25 \text{ mm}$
Número de paletas $N = 6$
Diâmetro do disco $d = 75 \text{ mm}$
- distância entre a turbina e o fundo do tanque - $h = 0,10 \text{ m}$
- largura das cortinas $l = 10 \text{ mm}$
- potência do motor $P = 2,5 \text{ cv}$

2º) Projetar um sistema de floculação utilizando chicanas de passagem forçada.

Dados:

- Vazão da instalação $Q = 100 \text{ l/s}$
- Tempo de detenção teórico
 $t = 30 \text{ min.}$

- Gradientes de velocidade
 $G_1 = 70 \text{ m/s} \cdot \text{m}$ na primeira quarta parte da câmara
 $G_2 = 50 \text{ m/s} \cdot \text{m}$ na segunda quarta parte
 $G_3 = 30 \text{ m/s} \cdot \text{m}$ na terceira quarta parte
 $G_4 = 20 \text{ m/s} \cdot \text{m}$ na parte restante
- Profundidade útil dos decantadores
 $p = 4,00 \text{ m}$
- Comprimento dos decantadores
 $C = 20 \text{ m.}$

$$V = Q \cdot t = 0,1 \text{ m}^3/\text{s} \times 1800 \text{ s} =$$

$$= 180 \text{ m}^3$$

$$S = \frac{180 \text{ m}^3}{4 \text{ m}} = 45 \text{ m}^2$$

Admitindo-se um comprimento de 20 m, a largura será de 2,25 m.

Portanto as dimensões da câmara serão:

Largura = 2,25 m
comprimento = 20,00 m
profundidade = 4,00 m

O espaçamento entre as paredes de madeira será de 0,50 m, sendo a câmara dividida longitudinalmente ao meio, resultando, 80 células, ou seja, 79 orifícios para a passagem da água. Serão 39 orifícios superiores e 40 inferiores.

A velocidade de escoamento será, portanto:

$$V = \frac{0,100 \text{ m}^3/\text{s}}{0,5 \times 1,125} = 0,18 \text{ m/s}$$

suficiente para não haver deposição de flocos.

$$G_j = \sqrt{\frac{\gamma H_j}{\mu t_j}} \quad \text{onde } j = 1, 2, 3, 4$$

$$t_j = 7,5 \text{ min.} = 450 \text{ seg}$$

$$\gamma = 1000 \text{ kgf/m}^3$$

$$\mu = 1,029 \times 10^{-4} \text{ kgf} \cdot \text{s/m}^2$$

Portanto

$$G_j = 3120 \sqrt{\frac{H_j}{t_j}} \text{ e então}$$

$$H_1 = \frac{4900 \times 450}{9,72 \times 10^6} = 0,23 \text{ m}$$

$$H_2 = \frac{2500 \times 450}{9,72 \times 10^6} = 0,12 \text{ m}$$

$$H_3 = \frac{900 \times 450}{9,72 \times 10^6} = 0,04 \text{ m}$$

$$H_4 = \frac{400 \times 450}{9,72 \times 10^6} = 0,02 \text{ m}$$

a) Primeira quarta parte

- número de orifícios superiores
 $N_s = 10$
- número de orifícios inferiores
 $N_i = 10$

$$H_1 = 10 h_s + 10 h_i = 0,227$$

ou, admitindo inicialmente:

$$h_s = 2 h_i \quad 20 h_i + 10 h_i = 0,227 \therefore h_i =$$

$$= 0,0072 \text{ m}$$

$$Q = C_D S \sqrt{2gh}$$

Para os orifícios inferiores tem-se:

$$C_D = 0,61$$

Logo,

$$0,1 = 0,61 \times S_i \times 4,43 \times 0,085$$

ou,

$$S_i = \frac{0,1}{0,61 \times 4,43 \times 0,085} = 0,4354 \text{ m}^2$$

Os orifícios inferiores terão, portanto: 0,66 x 0,66 m. Para os orifícios superiores, tem-se (seção quadrada):

$$C_D = 0,61$$

$$\therefore = 0,1 = 0,61 \times S_s \times 4,43 \times 0,12$$

$$S_s = 0,308 \text{ m}^2$$

Portanto, os orifícios superiores terão 0,56 m de lado.

b) Segunda quarta parte

$$0,12 = 10 h_s + 10 h_i = H_2$$

$$\therefore = h_i = 0,004 \text{ m}$$

$$h_s = 0,008 \text{ m}$$

Orifícios inferiores

$$0,1 = 0,61 \times S_i \times 4,43 \times 0,063$$

$$S_i = \frac{0,1}{0,61 \times 4,43 \times 0,063} = 0,587$$

$$S_i = 0,587 \text{ m}^2$$

Os orifícios inferiores terão portanto seção quadrada de 0,77 m de lado.

Orifícios superiores

$$S_s = \frac{0,1}{0,61 \times 4,43 \times 0,09} = 0,411$$

$$S_s = 0,411 \text{ m}^2$$

Logo, os orifícios superiores terão seção quadrada de 0,64 m de lado.

c) Terceira quarta parte

$$0,04 = 10 h_s + 10 h_i = H_3$$

$$\therefore h_i = 0,0013 \text{ m}$$

$$h_s = 0,0027 \text{ m}$$

Orifícios inferiores

$$Q = 0,61 \times S_i \times 4,43 \times 0,037$$

$$S_i = \frac{0,1}{0,61 \times 4,43 \times 0,037} = 1,00$$

$$S_i = 1,00 \text{ m}^2$$

A seção terá portanto 1,00 m de lado.

Orifícios superiores

$$0,1 = 0,61 \times S_s \times 4,43 \times 0,052$$

$$\therefore S_s = 0,71 \text{ m}^2$$

Os orifícios terão seção de 0,84 m de lado.

d) Última parte

$$0,02 = 9 h_s + 28 h_i =$$

$$= H_4 \therefore h_i = 0,0007 \text{ m}$$

$$\therefore h_s = 0,00144 \text{ m}$$

Orifícios inferiores

$$0,1 = 0,61 \times S_i \times 4,43 \times 0,026$$

$$S_i = 1,423 \text{ m}^2$$

A seção será retangular com 1,19 m x 1,19 m.

Orifícios superiores

$$0,1 = 0,61 \times S_s \times 4,43 \times 0,0375$$

$$S_s = 0,987 \text{ m}^2$$

Os orifícios terão seção de 0,99 m de lado.

Primeira quarta parte da câmara

$$(G = 70 \text{ m/s} \cdot \text{m})$$

a) Orifícios inferiores

$$\text{Seção: } 0,64 \times 0,64 \text{ m}$$

$$\text{Portanto } 4 R_h = 0,64 \text{ m}$$

$$\text{Pelo diagrama da Fig. 20.12 vem}$$

$$G = s^{-1} \quad (\text{OK})$$

b) Orifícios superiores

$$\text{Seção: } 0,55 \times 0,55 \text{ m} \therefore 4 R_h = 0,55 \text{ m}$$

20. Mistura e Floculação

Pelo diagrama vem

$$G = 40 \text{ s}^{-1} \quad (\text{OK})$$

Segunda quarta parte da câmara

$$(G = 50 \text{ m/s} \cdot \text{m})$$

a) Orifícios inferiores

$$\text{Seção: } 0,74 \times 0,74 \text{ m} \therefore 4 R_h = 0,74 \text{ m}$$

Pelo diagrama vem

$$G = 15 \text{ s}^{-1} \quad (\text{OK})$$

b) Orifícios superiores

$$\text{Seção: } 0,63 \times 0,63 \text{ m} \therefore 4 R_h = 0,63 \text{ m}$$

Pelo diagrama vem

$$G = 25 \text{ s}^{-1} \quad (\text{OK})$$

Terceira quarta parte da câmara

$$(G = 30 \text{ m/s} \cdot \text{m})$$

a) Orifícios inferiores

$$\text{Seção: } 0,97 \text{ m} \times 0,97 \text{ m} \therefore 4 R_h = 0,97 \text{ m}$$

Pelo diagrama vem

$$G = 6 \text{ s}^{-1} \quad (\text{OK})$$

b) Orifícios superiores

$$\text{Seção: } 0,83 \text{ m} \times 0,83 \text{ m} \therefore 4 R_h = 0,83$$

Pelo diagrama vem

$$G = 9 \text{ s}^{-1} \quad (\text{OK})$$

Última parte da câmara

$$(G = 20 \text{ m/s} \cdot \text{m})$$

a) Orifícios inferiores

$$\text{Seção: } 1,129 \text{ m} \times 1,15 \text{ m} \therefore 4 R_h = 1,14 \text{ m}$$

Pelo diagrama vem

$$G = 2,5 \text{ s}^{-1} \quad (\text{OK})$$

b) Orifícios superiores

$$\text{Seção: } 0,98 \times 0,98 \text{ m} \therefore 4 R_h = 0,98 \text{ m}$$

Pelo diagrama vem

$$G = 5 \text{ s}^{-1} \quad (\text{OK})$$

As dimensões dos orifícios inferiores resultaram grandes em relação à largura das células. Para fins práticos, deve-se recalculá-los, admitindo seção retangular com uma das dimensões igual a 1,125 m.

Referências Bibliográficas

- AZEVEDO NETTO, J. M. de *Manual do curso Técnicas Avançadas de Tratamento de Água - Experiência brasileira de projeto*. São Paulo, CETESB. s.d.p.
- CAMP, T. R. *Flocculation and flocculation basins*. Trans. ASCE. Paper no. 2722.
- _____ & STEIN, P.C., Velocity gradients and internal work in fluid motion *J. of the Boston Society of Civil Engineers*, 30:4, p. 219, Oct. 1943.
- FAIR, G. M.; GEYER, J.C. & OKUN, D. A. *Treatment Kinetics*. In: *Water and Wastewater Engineering*. New York, John Wiley & Sons 1968.
- HUDSON JR., H. E. *Mixing and flocculation design*. J. A.W.A.A., p. 1259 - 67, oct. 1967.
- PARLATORE, C. A. *Misturadores e floculadores mecanizados: padronização e dimensionamento*. In: CONGRESSO INTERAMERICANO DE INGENIERIA SANITÁRIA, XII. Assunción, ago.1972. p. III - 1 - III. 43.
- SMOLUCHOWSKI, M *Versuch uner Mathematischen Theorie der Koagulations kineti kolloider Losunger*. s. Phys. Chem., 92: 129, 1917.
- STENQUIST, P. S. & KAUFMAN, W. J. Initial mixing in coagulation processes. Feb. 1972 - *Serl Report No. 72-2*, University of Califórnia, College of Engineering.
- VRALE, L. & JORDAN, R. M. Rapid mixing in water treatment *J. A.W. W.A.*, Jan. 1971, 63(1):52-8.

Bibliografia Recomendada

- AZEVEDO NETTO, J.M. de *Tratamento de águas de abastecimento*. São Paulo, EDUSP, 1966.
- CAMP, T.R. & STEIN, P.C. Floc volume concentration. *J. A.W.W.A.*, New York, Jun. 1968. 60 (6): 656-73.
- CEPIS. *Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua*. Lima, Peru, 1973.
- FAIR, G. M.; GEYER, J. C. & OKUN, D. A. *Water and Wastewater Engineering*. New York, John Wiley & Sons, 1968.
- FOUST, A. S. et al. *Principles of unit operations*. New York, John Wiley & Sons, 1960.
- HUDSON JR., H. E. *Water clarification processes*. Van Nostrand Reinhold, 1981.
- Physical aspects of flocculation. *J. A.W.W.A.*, New York, Jul. 1965. 57 (7): 885-92.
- & WOLFNER, J. P. Design of mixing and flocculating basins. *J. A.W.W.A.* New York, Oct. 1967. 59(10): 1257 - 67.
- RIVERA, F. A. et al. *Estudio de la canaleta Parshall como mezclador rápido*. Bogotá, Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria, feb. 1981.
- TEKIPPE, R. J. & HAM, R. K. Velocity gradient paths in coagulation. *J. A.W.W.A.*, New York. Jul. 1971. 63(7): 439-47.
- UHL, V. & GRAY, J.B. *Mixing. Theory and Practice*. New York, Academic Press, 1966.
- WALKER, J. D. High-energy flocculation units. *J. A.W.W.A.*, New York, Nov. 1968. 60(11): 1271-9.

Capítulo 21

DECANTAÇÃO

José M. de Azevedo Netto*

CONCEITOS

Entre as impurezas contidas nas águas naturais encontram-se partículas em suspensão e partículas em estado coloidal. Partículas mais pesadas do que a água podem manter-se suspensas nas correntes líquidas pela ação de forças relativas à turbulência (efeito da turbulência).

A decantação ou sedimentação é um processo dinâmico de separação de partículas sólidas suspensas nas águas. Essas partículas, sendo mais pesadas do que a água, tenderão a cair para o fundo com uma certa velocidade (velocidade de sedimentação).

Anulando-se ou diminuindo-se a velocidade de escoamento das águas reduzem-se os efeitos da turbulência, provocando-se a deposição de partículas.

Os decantadores ou as bacias de sedimentação são tanques onde se procura

evitar ao máximo a turbulência (movimento tranqüilo).

VELOCIDADE DE SEDIMENTAÇÃO

As partículas relativamente grandes com diâmetro ou tamanho acima de 10 mm, precipitam-se com um movimento acelerado, de acordo com a lei de Newton (queda dos corpos).

As partículas relativamente pequenas, com diâmetro inferior a 0,1 mm, no seu movimento de deposição ou queda, atingem um regime de equilíbrio e apresentam velocidade constante.

As partículas extremamente pequenas, da ordem de um milésimo de mm e menores, são objeto do movimento browniano contínuo, não sendo sedimentáveis.

Para a remoção de partículas coloidais recorre-se à precipitação química ou coagulação.

Exemplos de velocidades de sedimentação a 20° C.
Partículas com densidade de 2,65.

Partículas	Tamanho das partículas	Velocidade de Sedimentação	Tempo necessário p/cair 3,00 m
Areia fina	0,20 mm	2,4 cm/seg	2 minutos
Areia	0,10 mm	0,9 cm/seg	6 minutos
Silte	0,01 mm	0,01 cm/seg	8 horas

* Catedrático da Universidade de São Paulo e Engenheiro Consultor.

OBJETIVOS E APLICAÇÕES DA SEDIMENTAÇÃO

Na técnica de purificação das águas de abastecimento empregam-se os processos de sedimentação para as seguintes finalidades:

Remoção de areia

A areia em suspensão, em quantidades excessivas, pode causar prejuízos às instalações — erosão, depósitos e entupimentos — e danificar bombas e instalações mecânicas.

A experiência mostra que as partículas mais nocivas de areia são as de tamanho igual ou superior a 0,2 mm que devem ser removidas.

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

Remoção de partículas sedimentáveis finas, sem coagulação

Quando forem aproveitadas águas contendo quantidades exageradas de partículas finas, ou seja, com turbidez muito alta, pode-se tornar vantajosa uma pré-sedimentação ou sedimentação simples, para reduzir a turbidez, antes de qualquer outro processo. Isto acontece raramente e quase sempre quando se utilizam águas de rios com grande transporte sólido.

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

Retenção de flocos: decantação após coagulação

É o caso mais freqüente em estações de tratamento de águas destinadas à purificação pelos processos de coagulação — decantação e filtração — para águas com

muita cor e turbidez, contendo matéria coloidal, águas que exigem a floculação química, e também para águas muito duras, sujeitas a tratamentos químicos de amolecimento.

TIPOS DE DECANTADORES

Há critérios muito variados para a classificação dos decantadores. Os mais importantes do ponto de vista prático são os seguintes:

a) Em função do escoamento da água

- decantadores de escoamento horizontal, nos quais a água entra em uma extremidade, move-se na direção longitudinal e sai pela outra extremidade. Em geral, o comprimento desses decantadores é grande em relação às outras dimensões. A velocidade da água deve ser baixa para impedir o arrastamento de lodo;
- decantadores de escoamento vertical, nos quais a água é dirigida para a parte inferior, elevando-se a seguir em movimento ascendente até a superfície dos tanques. Estes decantadores têm uma profundidade relativamente grande. A velocidade ascendente da água deve ser limitada para evitar o arrastamento de partículas.

b) De acordo com as condições de funcionamento

- decantadores do tipo clássico ou convencional, que recebem a água já floculada e nos quais se processa apenas a sedimentação. Podem ser mecanizados com remoção mecânica de lodo, ou não mecanizados — simples;
- decantadores com contato de sólidos, do tipo dinâmico, compacto, ou acelerado. São unidades mecanizadas

que promovem simultaneamente a agitação, a floculação e a decantação. Há muitos tipos patenteados;

- decantadores com escoamento laminar (tubulares ou de placas). São do tipo mais recente, de maior eficiência.

TAXA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

A experiência comprova que a área de superfície dos decantadores é uma característica muito importante e que os resultados de operação dependem da relação vazão/unidade de superfície.

Por isso, modernamente os decantadores são dimensionados com base em taxas de escoamento superficial, expressas em m^3 de água/ m^2 de superfície de decantação, por 24 horas.

Essas taxas são estabelecidas praticamente, em função da qualidade da água. Para decantação em regime turbulento, os valores práticos são os seguintes:

	$m^3/m^2/dia$
remoção de areia	600 a 1 200
sedimentação simples, sem	
coagulação	5 a 20
clarificação de águas	
coloidais	15 a 45*
clarificação de águas turvas . .	30 a 60*
Unidades com contato de sólidos:	
águas coloidais	60 a 100*
águas turvas	70 a 120
águas duras (remoção	
de dureza	80 a 160

EXEMPLO 1:

Uma estação de tratamento de água, com 2 decantadores, deverá purificar 60 litros/seg ($5184 m^3/dia$) de águas de cor elevada e baixa turbidez, provenientes de um açude. Calcular a área dos decantadores:

* Os valores mais elevados da taxa somente deverão ser considerados nos casos em que forem asseguradas melhores condições de operação, incluindo a possibilidade de aplicação de auxiliares de coagulação, quando for o caso.

taxa de escoamento superficial adotada: $30 m^3/m^2/dia$

área de 2 decantadores: $\frac{5184}{30} = 173 m^2$

área de um decantador: $86,5 m^2$

No caso de decantadores de regime laminar, ver explicação no final do Capítulo.

RELAÇÃO ENTRE O COMPRIMENTO E A LARGURA

Nos decantadores de fluxo horizontal deve haver uma relação conveniente entre o comprimento e a largura. Comprimentos relativamente pequenos dificultam a boa distribuição da água e exageradamente grandes podem prejudicar a sedimentação, devido a velocidades excessivas. Geralmente, são aceitos os seguintes limites:

$$\frac{L}{B} \geq 2,25 : 1$$

$$\frac{L}{B} < 10 : 1 \text{ (mais comumente } \frac{L}{B} < 4 : 1)$$

L = comprimento do decantador
 B = largura do decantador

EXEMPLO 2:

Calcular as dimensões dos 2 decantadores do Exemplo 1 admitindo-se, $\frac{L}{B} = 2,5 : 1$

(relação boa e econômica);

Área do decantador: $86,5 m^2$

$L \times B = 86,5$ e também $L = 2,5 B$

$2,5 B \times B = 86,5$

$2,5 B^2 = 86,5$

$B = \sqrt{\frac{86,5}{2,5}} = \sqrt{35} = 5,90 m$

$L = 2,5 B = 2,5 \times 5,90 = 12,80$

Área certa (por decantador) = $5,90 \times 12,80 = 87,5 m^2$

PERÍODO DE DETENÇÃO

Os decantadores são projetados para assegurar um certo tempo de permanência para a água, tempo esse que se denomina período de detenção e não de retenção.

O cálculo do período de detenção é feito considerando-se a sua igualdade com o tempo necessário para encher o decantador com a vazão estabelecida. Assim, por exemplo, se o volume de um decantador for de 400 m³ e se a vazão de água a ser tratada nesse decantador for de 100 m³/hora, o período de detenção resultará igual a 4 horas. Assim:

$$\text{Período de detenção (horas)} = \frac{\text{Volume do decantador}}{\text{Vazão em m}^3/\text{h, no decantador}}$$

Na prática, são comumente adotados os seguintes períodos de detenção:

- decantadores clássicos ou convencionais: 1 1/2 a 3 horas. Valores mais comumente adotados: 2 a 2 1/2 horas. Os valores mais baixos são aplicáveis às instalações com boa preparação de água ou boa floculação, operação hábil e remoção freqüente do lodo;
- decantadores com contato de sólidos: 45 a 90 minutos, dependendo da qualidade da água bruta e do tipo de aparelho adotado. Decantadores de escoamento laminar, tubulares ou de placas: 15 a 60 minutos. São adotados valores baixos nas instalações para autolavagem dos decantadores.

PROFUNDIDADE DOS DECONTADORES CLÁSSICOS OU CONVENCIONAIS DE ESCOAMENTO HORIZONTAL

Conhecida a área dos decantadores (A) e estabelecido o período de detenção (T), determina-se a profundidade H:

$$H = \frac{\text{Volume}}{\text{Área}} = \frac{T \times Q \text{ m}^3/\text{hora}}{A}$$

EXEMPLO 3:

Considerando-se ainda o caso anterior, com 2 decantadores de 5,90 × 12,80 (A = 87,5 m²) para tratar o total de 5 184 m³/dia (216 m³/hora), adotando-se um período de detenção de 3 horas encontra-se:

Vazão por decantador:

$$216 : 2 = 108 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$H = \frac{3 \times 108}{87,5} = 3,30 \text{ m}$$

Normalmente as profundidades estão compreendidas entre 3,00 e 5,00 m² mais freqüentemente entre 3,50 e 4,50 m.

VELOCIDADE DE ESCOAMENTO DAS ÁGUAS

Nos decantadores clássicos ou convencionais de escoamento horizontal, a velocidade da água deve ser muito inferior à velocidade que causaria o arrastamento das partículas depositadas no fundo. Geralmente são aceitas velocidades inferiores a 1,25 cm/seg.

EXEMPLO 4:

Verificação da velocidade no caso em estudo.

Dimensões do decantador:

Largura (B) = 6,45 m

Profundidade (H) = 3,30 m

Seção transversal (S) de escoamento = 5,90 × 3,30 = 19,5 m²;

Vazão (em um decantador) = 30 litros/seg = 0,040 m³/seg;

$$\text{Velocidade} = \frac{Q}{S} = \frac{0,030}{19,5} = 0,0013 \text{ m/seg} = 0,13 \text{ cm/seg}$$

Nos decantadores de escoamento vertical, a velocidade ascensional da água deverá ser bem inferior à velocidade de sedimen-

tação das partículas a remover, para evitar o arrastamento de sólidos. Geralmente são aceitas velocidades inferiores a 0,15 cm/seg.

NÚMERO DE DECONTADORES

Nas estações menores de tratamento de água o número mínimo de decantadores na primeira etapa de construção é 2, de maneira a possibilitar que um deles fique fora de serviço para limpeza ou para reparo, continuando o outro a funcionar com sobrecarga. São exceções os casos em que se poderia ter um único decantador com condições de autolimpeza (descarga hidráulica do lodo, sem necessidade de esvaziar a unidade).

Nas instalações maiores, o número de decantadores irá depender das etapas de construção, das condições econômicas, das características e forma do terreno disponível, das relações que deverão ser mantidas entre as suas dimensões e do tamanho dos equipamentos.

CANAL DE ALIMENTAÇÃO DOS DECONTADORES — CANAL DE ÁGUA FLOCULADA

O projeto adequado dos dispositivos de entrada de água nos decantadores contribui para reduzir curtos-circuitos e assegura melhor distribuição da água.

Freqüentemente, a água floculada flui para os decantadores através de um canal de distribuição *manifold*, com várias saídas, ou seja, várias entradas nos decantadores.

A velocidade de escoamento nesse canal não deve ser inferior a 0,15 m/s para evitar sedimentação, nem superior a 0,65 m/s para evitar prejuízos para os flocos constituídos.

Pode-se levar em conta o valor de G — gradiente de velocidade — da última parte dos floculadores.

Calcula-se G no canal e nas entradas com a seguinte expressão:

$$G = 172 \left(\frac{f}{D} \right)^{1/2} V^{3/2}$$

G = gradiente de velocidade em pé/seg por pé

f = coeficiente de atrito do canal para a fórmula de Darcy-Weisbach

$$f \cong 0,02$$

D = diâmetro do conduto, em pés

$$D = RH \text{ (RH = Raio Hidr.)}$$

V = velocidade de escoamento, pés/seg.

Com velocidades relativamente baixas, reduz-se a perda de carga e, portanto, a variação de nível de água, facilitando-se a divisão de fluxo. A perda de carga no canal de distribuição é aproximadamente 1/3 da perda que corresponde ao escoamento com a vazão uniforme inicial.

Para cada decantador pode-se ter duas ou mais comportas. A velocidade da água através das comportas deve ser inferior a 0,65 m/s.

A perda de carga em cada comporta pode ser calculada pela expressão:

$$h_f = \left[\frac{1}{C_v^2} - 1 \right] \frac{V^2}{2g}$$

Fazendo-se $C_v = 0,7$ tem-se:

$$h_f \cong \frac{V^2}{2g}$$

Projeto do canal de distribuição

A largura B do canal é importante para a boa distribuição. Os seguintes limites devem ser obedecidos:

Nº de comportas	b/B
4	0,4
6	0,3
8	0,25
10	0,20
12	0,15

Mantém-se a largura constante, podendo-se reduzir a profundidade no caso em que houver necessidade, evitando velocidades abaixo de 0,15 m/s.

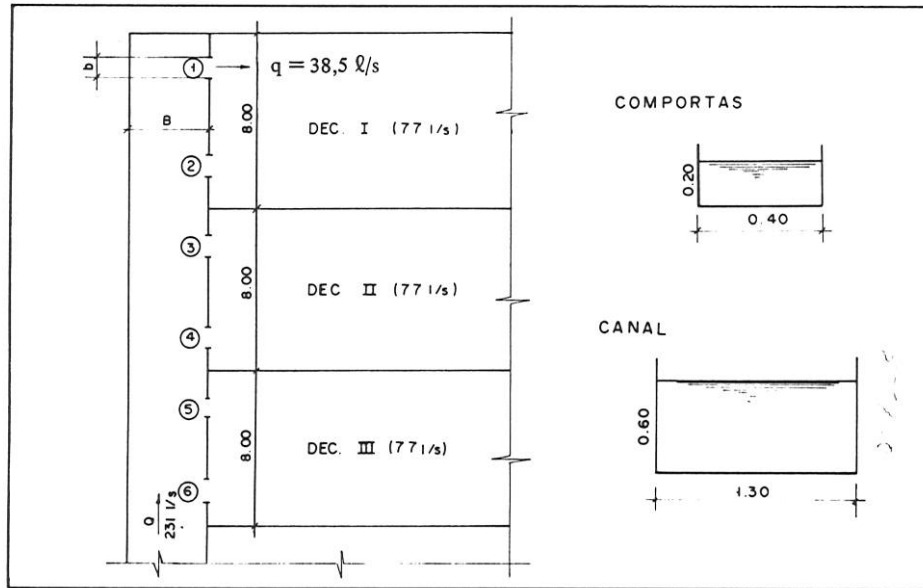


Figura 21.1 - Esquema de uma canaleta de distribuição de água decantada.

Tabela 21.1 - Coeficientes K de entrada a partir de condutos múltiplos *Manifolds*.

n	q/Q	b/B						
		0,15	0,20	0,25	0,3	0,4	0,5	0,6
1	1,00	0,33	0,34	0,35	0,36	0,38	0,40	0,47
2	0,50	0,33	0,35	0,37	0,39	0,44	0,47	0,70
3	0,33	0,34	0,37	0,41	0,45	0,55	0,70	1,25
4	0,25	0,36	0,40	0,45	0,51	0,65	1,05	2,00
5	0,20	0,38	0,43	0,49	0,58	0,79	1,50	2,80
6	0,167	0,40	0,45	0,51	0,64	1,00	2,10	4,00
7	0,143	0,42	0,48	0,57	0,70	1,22	2,60	4,60
8	0,125	0,45	0,52	0,64	0,79	1,60	3,40	6,10
9	0,111	0,48	0,55	0,70	0,90	2,00	4,20	
10	0,100	0,49	0,58	0,80	1,00	2,26	4,90	
11	0,091	0,51	0,61	0,90	1,20	2,80	5,80	
12	0,083	0,53	0,64	1,00	1,40	3,20	6,70	
14	0,071	0,57	0,71	1,20	1,80	4,20		
16	0,063	0,60	0,80	1,40	2,25	5,20		

De um monograma adaptado por H. Hudson.

Critério apresentado por H. Hudson

Verificam-se as condições de variação da vazão de entrada nas comportas dos decantadores.

21. Decantação

As vazões de entrada através de duas comportas diferentes são proporcionais a

$$\frac{q_1}{q_2} = \frac{\sqrt{\frac{1}{1+K_1}}}{\sqrt{\frac{1}{1+K_2}}}$$

Nessas condições, para se apreciar a variação de vazões nas diversas comportas, basta comparar a variação de

$$\sqrt{\frac{1}{1+K}}$$

Tabela 21.2 - Valores de $\sqrt{\frac{1}{1+K}}$

K	$\sqrt{\frac{1}{1+K}}$
0,3	0,88
0,4	0,84
0,5	0,82
0,6	0,79
0,7	0,77
0,8	0,74
0,9	0,73
1,0	0,71
1,1	0,69
1,2	0,67
1,3	0,66
1,4	0,65
1,5	0,63
1,6	0,62
1,7	0,61
1,8	0,60
1,9	0,59
2,0	0,58

EXEMPLO:

Um canal alimentará 3 decantadores, cada um com duas comportas. (Vazão por decantador: 77 l/s):

Comportas	q/Q	K	$\sqrt{\frac{1}{1+K}}$
1	1,0	0,36	0,86
2	0,5	0,39	0,84
3	0,33	0,45	0,83
4	0,25	0,51	0,82
5	0,20	0,58	0,80
6	0,17	0,64	0,78

A variação de $\sqrt{\frac{1}{1+K}}$ neste caso, é de 0,08 ou seja 10%, limite este considerado aceitável.

Critério da carga (Energia disponível)

A distribuição uniforme de vazão através de comportas, orifícios ou tubos pode ser facilitada fazendo-se a perda de carga nas entradas relativamente grande em comparação com a diferença de energia disponível (carga) entre os pontos extremos do conduto.

Sendo:

hf = diferença de energia no canal entre os pontos extremos de saída (primeira e última comportas)

h_0 = perda de carga na entrada (comporta) 1

Energia perdida na primeira comporta

$$h_0 = q^2$$

Energia perdida na última comporta

$$h_0 - hf = (mq)^2$$

$$\frac{h_0}{h_0 - hf} = \frac{1}{m^2}$$

(m é a relação de vazões entre as comportas extremas) se limitarmos a variação de vazão em 10% ($m = 0,9$)

$$\frac{h_0}{h_0 - hf} = \frac{1}{0,9^2}$$

$$h_0 - hf = 0,81 h_0$$

$$h_0 - 0,81 h_0 = hf$$

$$0,19 h_0 = hf \therefore h_0 = 5,3 hf$$

Se limitarmos a variação de vazão em 5%

$$m \geq 0,95$$

$$h_0 - hf = 0,9 h_0$$

$$h_0 - 0,9 h_0 = hf$$

$$0,1 h_0 = hf \therefore h_0 = 10 hf$$

EXEMPLO:

Verificar as condições do exemplo anterior

a) No canal:

$$S = 0,78 \text{ m}^2$$

$$P = 1,30 + 0,60 + 0,60 = 2,50$$

RAIO HIDRÁULICO

$$\frac{0,78}{2,50} = 0,31$$

$$V = 0,30 \text{ m/s}$$

$$\text{Fórmula de Manning } V = \frac{R_H^{2/3} I^{1/2}}{n}$$

$$\therefore \sqrt{I} = \frac{n V}{R_H^{2/3}}$$

$$n = 0,012$$

$$\sqrt{I} = \frac{0,012 \cdot 0,30}{0,31^{2/3}} = \frac{0,0036}{0,458} =$$

$$= 0,0079$$

$$\therefore I = 0,000063 \text{ m/m}$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$hf = 20 \times 0,000063 \cong 0,0013 \text{ m} \quad (1,3 \text{ mm})$$

$$hf \cong \frac{1}{3} (0,0013) \cong 0,0004 \text{ m} \quad (0,4 \text{ mm})$$

b) Na comporta:

$$h_0 = \frac{V^2}{2g} = \frac{0,5^2}{19,6} = \frac{0,25}{19,6} =$$

$$= 0,013 \text{ m} \quad (13 \text{ mm})$$

$$h_0 \cong 32 hf$$

DISPOSITIVOS PARA ENTRADA DA ÁGUA NOS DECANTADORES

A eficiência de funcionamento de um decantador depende das condições em que a água entra e se distribui na unidade. Em outras palavras, a boa distribuição da água a ser decantada é requisito importante.

Deve-se assegurar uma distribuição tão uniforme quanto possível, tanto na direção vertical (em profundidade), como na horizontal (em toda a largura).

Não basta, portanto, haver na entrada de cada tanque 1, 2 ou 3 pontos de entrada ou comportas. É necessário, além disso, que se tenha um dispositivo ou uma cortina distribuidora.

As cortinas distribuidoras são executadas na parte inicial dos tanques, à pequena distância da parede (de topo), com numerosas fendas, aberturas ou orifícios convenientemente distribuídos e espaçados, nos quais a velocidade da água deve ficar compreendida entre 0,15 e 0,30 m/s.

A primeira série de orifícios deverá ficar cerca de 1,00 m abaixo da superfície da água.

CORTINAS DISTRIBUIDORAS DOS DECANTADORES

Têm como objetivo proporcionar a distribuição de fluxo nas direções vertical e horizontal.

Como principais critérios de projeto devem dispor de um grande número de orifícios pequenos, e a forma ideal, circular, vindo, em seguida, a quadrada.

Se não houver remoção mecânica de lodos, os orifícios mais baixos deverão ficar a H/4 a H/5 acima do fundo. Os orifícios mais altos deverão ficar a H/5 a H/6 abaixo do nível de água.

A cortina geralmente fica a 0,80 m da parede frontal do decantador, espaço suficiente para a entrada de pessoas.

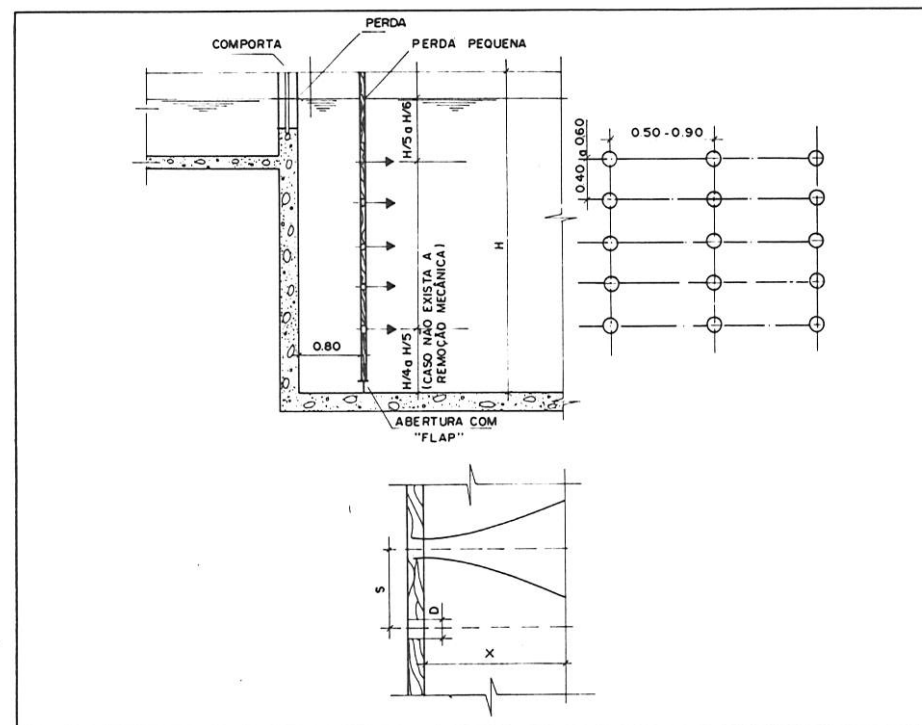


Figura 21.2 - Esquema de cortina distribuidora dos decantadores.

O dimensionamento dos orifícios baseia-se nos seguintes critérios:

Critério I:

- apenas na velocidade de escoamento; se for muito baixa, causará má distribuição; se for muito alta, haverá o perigo de causar prejuízo para os flocos constituídos.

Camp¹ recomendava velocidades compreendidas entre 0,15 e 0,30 m/s¹:

Cox² recomenda 0,12 a 0,24 m/s².

Critério II:

Hudson³ prefere dimensionar os orifícios a partir de um valor conveniente de G, compatível com o valor de G da última câmara dos floculadores.

Tabela 21.3 – Valores aproximados de Q e V: Q = vazão por orifício, l/s; e V = velocidade, m/s.

G	φ 3" (0,075)		φ 4" (0,10)		φ 5" (0,125)		φ 6" (0,15)	
	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V
10	0,5	0,11	0,8	0,10	1,5	0,12	2,2	0,13
20	0,7	0,16	1,3	0,17	2,3	0,19	3,5	0,20
30	0,9	0,20	1,8	0,23	3,1	0,25	4,4	0,25
40	1,1	0,25	2,0	0,25	3,7	0,30	6,2	0,34
50	1,3	0,29	2,3	0,29	4,2	0,34	8,0	0,45

Escolhido o valor de G , prepara-se um quadro como o seguinte exemplo:

Orifícios		Q por orifício (l/s)	Nº de orifícios por decantador
polegadas	cm		
3"	7,5	...	...
4"	10,0	...	...
5"	12,5	...	...
6"	15,0	...	...

Adota-se, então, o tamanho mais conveniente.

Crítério III:

Leva em conta o efeito dos jatos produzidos pelos orifícios e o valor de G . Camp indica a seguinte expressão para cálculo de G

$$G = \frac{D}{S} \sqrt{\frac{\pi}{8 \nu C_d^2 X}} V^3$$

D = diâmetro dos orifícios, m

S = separação dos orifícios, m

C_d = coeficiente de desc. dos orifícios ($\approx 0,6$)

ν = viscosidade cinemática da água ($= 0,000001$)

X = distância do efeito dos jatos (alcance dos jatos)

V = velocidade da água.

A expressão acima pode ser escrita:

$$G = \sqrt{\frac{\pi}{8 \nu C_d^2 X}} \cdot \sqrt{V^3} \cdot \frac{D}{S} \therefore G = K \cdot \frac{D}{S}$$

Os valores de K variam de 500 a 1 500. Tomando-se o valor médio 1 000, encontra-se:

	Valores de X			
D =	1"	2"	4"	6"
X =	1,00	2,00	4,00	6,00

DISPOSITIVOS DE SAÍDA DOS DECONTADORES

A água decantada sai da parte final dos decantadores, vertendo em calhas ou canaletas.

Para reduzir o arrastamento de flocos para fora do decantador, é preciso que as correntes de aproximação sejam pequenas; assim, é necessário limitar a lâmina d'água sobre o vertedor de saída. Geralmente, atende-se a este requisito estabelecendo-se limites para a vazão por metro de vertedor de saída. Os valores desejáveis estão compreendidos entre 2 e 3 litros/s por metro de vertedor.

CALHAS COLETORAS PARA ÁGUA DECONTADA

Têm como objetivos melhorar a distribuição de fluxo ou o modelo (*pattern*) de escoamento na parte final dos decantadores; reduzir as velocidades ascensionais de aproximação da água em direção à estrutura de saída dos tanques e, conseqüentemente, diminuir o transporte de flocos; reduzir a lâmina vertente e, portanto, o arrastamento de partículas.

A vazão por unidade de comprimento de vertedor recomendada pela técnica moderna, no caso de se tratar águas coloridas coaguladas com sulfato de alumínio, é de até 3 l/s/m.

AS CALHAS

São encontradas as várias formas, como indicado na Fig. 21.4: retangulares, em "U", "V" etc.

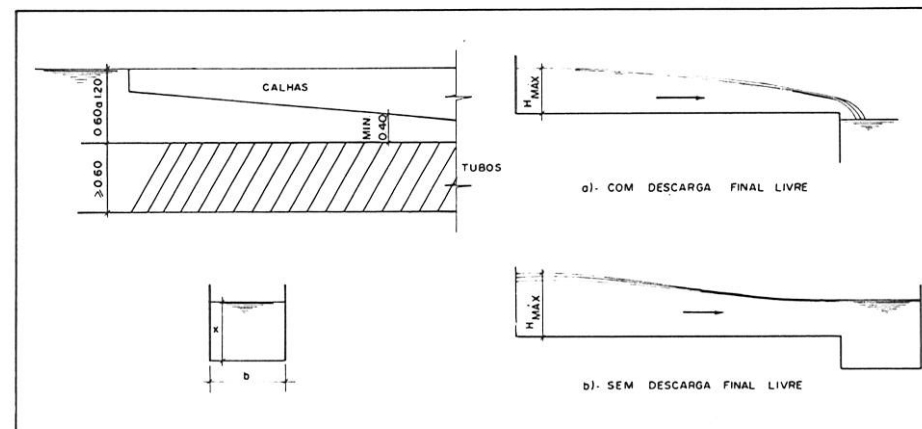


Figura 21.3 - Perfil das calhas coletoras.

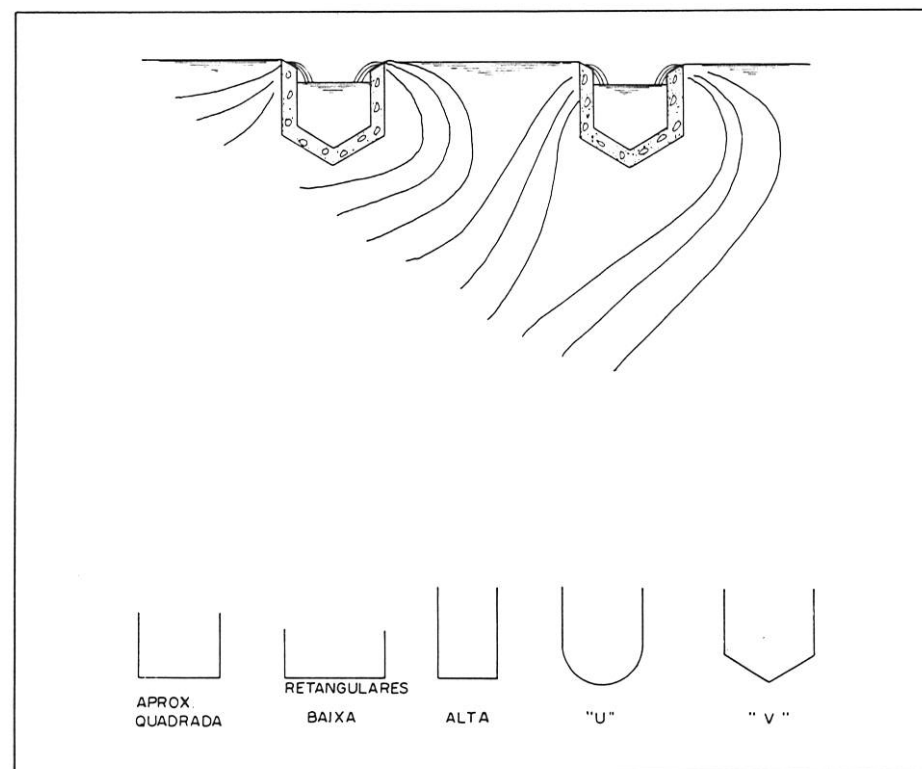


Figura 21.4 - Seção das calhas coletoras para água decantada.

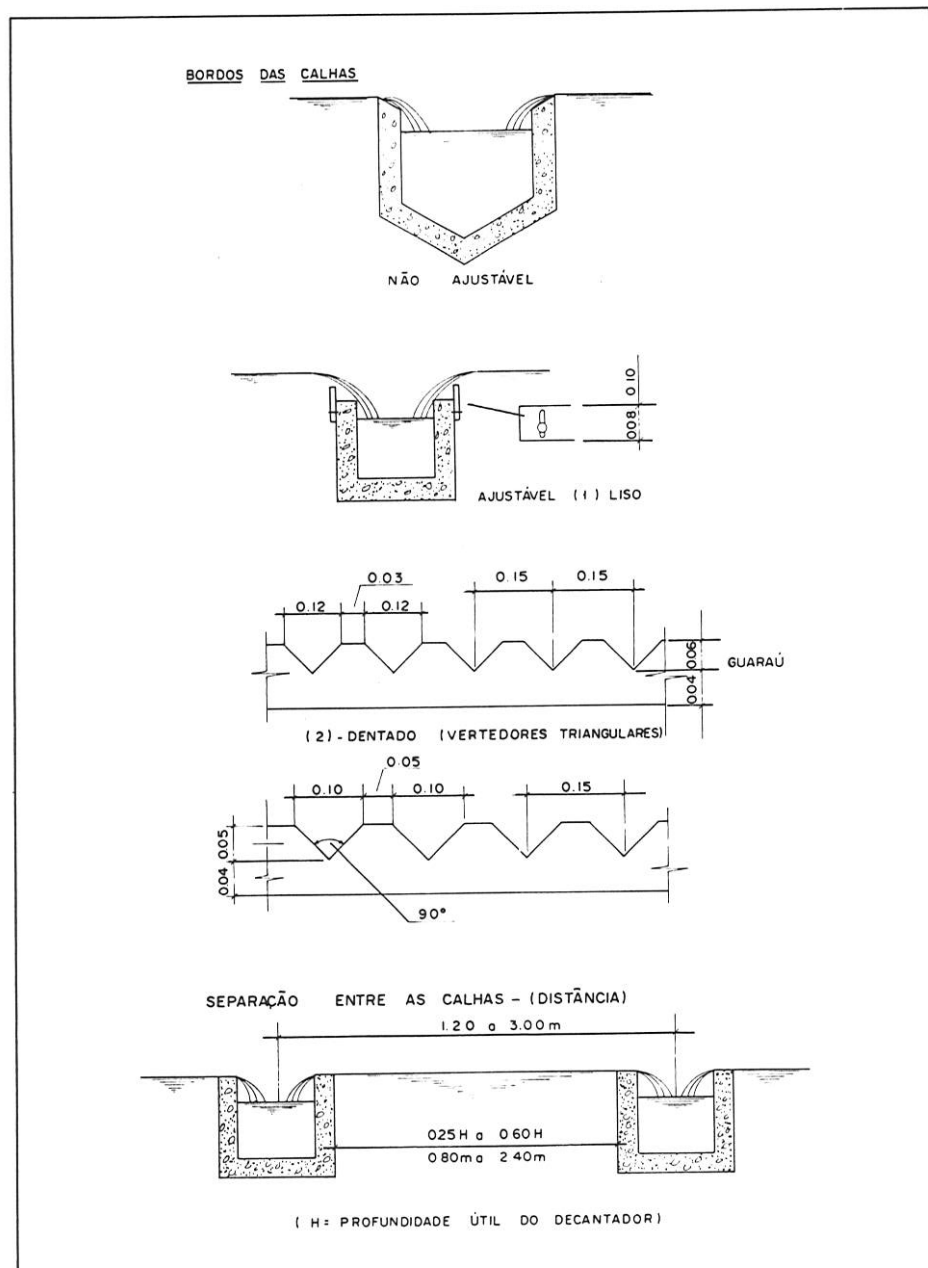


Figura 21.5 - Detalhes das calhas coletoras.

LIMPEZA DOS DECANTADORES

Os decantadores não mecanizados, de escoamento horizontal, devem ser postos fora de serviço periodicamente para limpeza e lavagem. Essa operação será facilitada ao máximo, se os decantadores forem dotados de:

- descarga de fundo que permita o esvaziamento rápido e facilite a descarga e remoção de lodo;
- fundo em condições de facilitar a limpeza – declividade, canaleta, poço de descarga;
- sistema de água sob pressão adequada para lavagem por jato de água, com uso de mangueira.

A descarga de fundo deve ser dimensionada visando a economia de tempo na fase de esvaziamento.

A seção S da comporta ou adufa de esgotamento em m^2 , pode ser calculada pela seguinte expressão hidráulica:

$$S = \frac{A}{4850t} \sqrt{h}$$

na qual:

A = área do decantador, m^2

t = tempo de esvaziamento, horas

h = altura da água sobre o eixo da comporta.

EXEMPLO:

Calcular o diâmetro de uma adufa para descarga do decantador com $87,5 m^2$ de área, sendo $h = 3,50 m$.

Considerar $t < 2$ horas.

$$S = \frac{87,5}{4850 \times 2} \times \sqrt{3,5} = 0,0017 m^2$$

Verifica-se que é suficiente uma comporta de 8" de diâmetro.

MECANIZAÇÃO DOS DECANTADORES CLÁSSICOS

A mecanização dos decantadores de tipo convencional pode ser feita nos casos em que:

- a água ao ser tratada apresenta grande quantidade de material sedimentável, alta produção de lodo, o que exigiria limpezas freqüentes e trabalhosas;
- o lodo depositado, pelo seu conteúdo orgânico, seja rapidamente putrescível, de fácil fermentação, o que poderia causar problemas de odor e de sabor.

Na maioria das instalações, os decantadores não são mecanizados, fazendo-se a limpeza periódica conforme já mencionado. Algumas instalações foram equipadas com removedores de lodo por serem maiores ou para evitar-se a fermentação prematura do material acumulado. É o caso de águas brutas bastante sujeitas à poluição.

DECANTADORES ACELERADOS, COMPACTOS COM CONTATO DE SÓLIDOS

A antiga norma brasileira para projetos de estações de tratamento de água para abastecimento público fazia as seguintes recomendações:

Caberá ao projetista a sua adoção em face da qualidade da água, com base em custos de construção e de operação, levando em conta despesas de manutenção.

“As unidades de fluxo vertical, que promovem a floculação e a decantação, conhecidas como unidades aceleradas ou compactas, somente serão adotadas nos casos em que houver comprovação da sua vantagem técnica e econômica.

Não se recomendam unidades deste tipo para instalações com vazão horária

variável, e também quando se verificar grande e rápida variação da turbidez da água a tratar. Sua adoção estará sempre condicionada ao fornecimento contínuo e seguro de energia elétrica.

Deverão ser previstas, no mínimo, duas unidades na primeira etapa de construção. A taxa de aplicação não deverá exceder a $75 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$.

As especificações deverão exigir que a montagem e a operação inicial, durante pelo menos três meses, fiquem sob a responsabilidade do fornecedor dos equipamentos”.

DECANTADORES COM ESCOAMENTO LAMINAR

Os decantadores que funcionam em regime laminar são projetados para taxas de aplicação muito maiores: 180 a $240 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$. Seus detalhes técnicos estão expostos no Anexo a seguir.

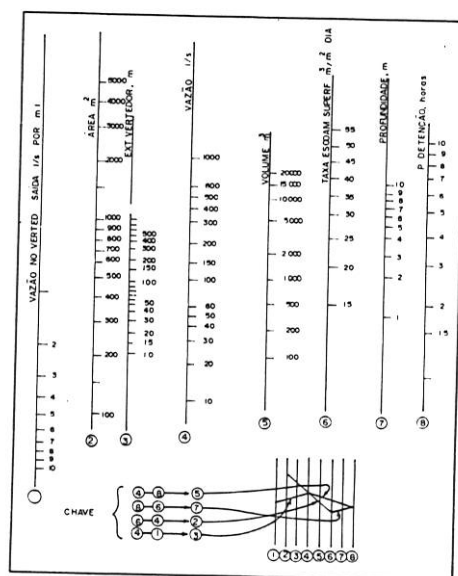


Figura 21.6 — Nomograma para dimensionamento preliminar de decantadores².

Referências Bibliográficas

- 1 BOSTON SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *Seminar papers on wastewater treatment and disposal*. Boston, George M. Reece, 1961.
- 2 COX, C. A. *Operation and control of water treatment processes*. Bulletin World Health Organization, Geneva, 1964.
- 3 HUDSON JR., H. E. & WOLFNER, J. P. Design of mixing and flocculating basins. *J. A. W. W. A.*, out. 1967, p. 1.257-67.

Anexo

EXPERIÊNCIA BRASILEIRA NO PROJETO DE SEDIMENTADORES

INTRODUÇÃO

Os últimos anos marcaram significativa evolução na técnica de tratamento de água. O interesse dos técnicos aliado a uma tendência nitidamente renovadora, vem produzindo resultados surpreendentes, com alterações profundas nos critérios de projeto.

Poder-se-ia afirmar que o tratamento de água afasta-se, cada vez mais, da condição de arte, para ganhar os atributos de ciência. Essa propensão ao aperfeiçoamento é universal, manifestando-se simultaneamente em todas as partes do mundo.

Na América Latina a década consagrada ao saneamento básico, coincidindo com esse período evolucionista, trouxe novos motivos de alento para a revolução técnica.

No Brasil, em particular, o novo enfoque dado pela administração pública ao saneamento urbano, veio assegurar recursos financeiros extraordinários para a solução dos velhos problemas sanitários.

O quadro que resume os fatores da atual conjuntura não estaria completo, sem menção especial ao espírito de iniciativa que caracteriza os latinos, ao desejo de experimentar novos procedimentos e ao impulso dado à pesquisa em nossas universidades e centros tecnológicos.

Por todas essas razões, o Brasil pode ser considerado atualmente um imenso laboratório onde estão sendo aplicadas e experimentadas novas técnicas com objetivos múltiplos: melhorar os resultados, reduzir custos e simplificar a operação.

O presente trabalho abrange apenas a parte relativa à sedimentação nas instalações de tratamento de água, excluindo as unidades patenteadas, de fluxo ascendente.

EVOLUÇÃO RECENTE

Durante muito tempo, o projeto de decantadores baseou-se em critérios antigos estabelecidos empiricamente. As características das instalações, razoavelmente bem sucedidas, eram sistematicamente adaptadas, ou simplesmente repetidas nos novos empreendimentos.

Os principais fatores que intervêm na eficiência da sedimentação somente passaram a ser identificados e analisados mais recentemente, em parte como decorrência do grande progresso alcançado nas operações que precedem e sucedem a decantação.

O condicionamento mais perfeito da água, através da coagulação e floculação mais eficientes, assim como o emprego vantajoso de novos auxiliares de coagulação, complementados pelo melhor funcionamento dos filtros, foram razões suficientes para justificar o aperfeiçoamento da decantação.

A evolução ocorrida pode ser avaliada facilmente pelos dados da Tab. 1.

Neste Anexo serão abordadas as tendências atuais referentes aos decantadores clássicos, que também se incluem nas técnicas modernas e as inovações relativas aos novos decantadores tubulares.

Tabela 1 – Decantadores convencionais de escoamento horizontal.

Descrição	Parâmetros anteriores			Tendência atual		
Taxa de escoamento superficial, m ³ /m ² /dia	15	a	25	25	a	60
Período de detenção, horas	3	a	6	0,5	a	1,5
Velocidade horizontal de escoamento, cm/s	0,05	a	0,5	0,5	a	1,5
Vazão nas calhas vertedoras, l/s . m	5	a	25	2	a	3

DECANTADORES CLÁSSICOS, DE ESCOAMENTO HORIZONTAL

A análise do comportamento de decantadores convencionais de fluxo horizontal revela que a eficiência do processo depende essencialmente de fatores críticos de projeto, a saber:

- taxa de escoamento superficial (Q/A);
- profundidade e período de detenção (H e t);
- velocidade horizontal de escoamento (V);
- forma do tanque e relações de dimensões;
- distribuição da água na entrada;
- sistema de coleta da água decantada;
- condições para acumulação ou remoção do lodo.

O caminho seguido consistiu em examinar, um por um, todos esses fatores críticos, investigar as condições em cada caso e procurar otimizar o conjunto. Deve-se reconhecer a valiosa contribuição oferecida pelo engenheiro H. E. Hudson Jr., que, na qualidade de Consultor do Sistema Financeiro de Saneamento do BNH, colaborou intensivamente no desenvolvimento da tecnologia brasileira de tratamento de água.

Taxa de escoamento superficial

Teoricamente, pode-se demonstrar que, tanto nos decantadores de escoamento

horizontal como nos sedimentadores de fluxo vertical funcionando com partículas discretas sem turbulência, as condições limites de projeto são dadas pela seguinte seleção :

$$V_s = \frac{Q}{A}$$

V_s = velocidade de sedimentação das menores partículas que vão sedimentar, m/d
 Q = vazão, m³/d
 A = área do decantador, m²

No caso de partículas floculentas, elas podem aglomerar-se no trajeto, alterando as condições de deposição. Assim, a velocidade de sedimentação V_s tende a aumentar, acelerando o processo. No exame do processo, é possível considerar uma velocidade média V_s aparente .

Os flocos de sulfato de alumínio geralmente sedimentam com uma velocidade compreendida entre 0,015 e 0,070 cm/s, ou seja, entre 13 e 60 m/dia.

Em primeira análise, pode-se concluir, portanto, que a taxa de escoamento superficial deve ficar entre 13 e 60 m³/m²/dia e que os valores mais elevados da taxa correspondem aos valores mais altos de V_s .

Com os recursos modernos, compreendendo a dispersão de reagentes, a coagulação com agentes auxiliares e a floculação mais eficiente, consegue-se obter flocos

com melhores condições de sedimentação. Por outro lado, o aperfeiçoamento no projeto dos decantadores possibilita a redução de espaços perdidos, de turbulência e de correntes prejudiciais. Em conjunto, essas condições mais favoráveis asseguram a possibilidade de adoção de taxas de escoamento superficial mais elevadas, muito superiores às que prevaleciam no passado.

A tabela apresenta as taxas usualmente adotadas no Brasil.

A tabela apresenta dados relativos aos períodos de detenção de algumas estações brasileiras.

O período de permanência da água em um decantador deve superar o tempo necessário para uma partícula ou floco caminhar desde a superfície – caso mais desfavorável – até o fundo do tanque.

Os decantadores de menor profundidade e maior área exigem menos tempo do que os decantadores mais profundos.

O período de detenção é definido por

$$t = \frac{\text{Volume}}{Q} = \frac{A \cdot H}{Q} = \frac{H}{Q/A}$$

Dessa relação resulta a Tab. 4.

Tabela 2 – Decantadores convencionais, critérios de dimensionamento.

Descrição	Taxa de escoamento superficial (m ³ /m ² . d)	Período de detenção (horas)	
Instalações pequenas, com operação precária	20 – 30	3	4
Instalações projetadas com a nova tecnologia, com operação razoável	30 – 40	2:30	3:30
Instalações projetadas com a nova tecnologia, com operação boa	35 – 45	2	3
Instalações grandes com a nova tecnologia, operação excelente e com auxiliares de coagulação, sempre que necessários	40 – 60	1:30	2:30

Tabela 3 – Decantadores convencionais – exemplos brasileiros.

Estação de tratamento	Capacidade (m ³ /s)	Taxa de escoamento superficial (m ³ /m ² . dia)	Período de detenção (horas)
Guaraú, São Paulo, SP	33,0	40,5	2:58
Rio das Velhas, Belo Horizonte, MG	9,0	48,9	2:08
Campinas, SP	2,1	34,1	3
T. Ramos, SP	2,0	58,8	2

Tabela 4 – Período de detenção – horas e minutos.

H(m)	Taxa de escoamento superficial, m ³ /m ² . dia				
	20	30	40	50	60
3,00	3 – 30'	2 – 24'	1 – 49'	1 – 30'	1 – 12'
3,50	4 – 12'	2 – 48'	2 – 6'	1 – 41'	1 – 24'
4,00	4 – 48'	3 – 11'	2 – 24'	1 – 55'	1 – 36'
4,50	5 – 21'	3 – 36'	2 – 41'	2 – 10'	1 – 48'
5,00	6 – 00'	4 – 00'	3 – 00'	2 – 24'	2 – 00'

Profundidade e período de detenção

Hazen, no início do século, mostrou que a eficiência dos decantadores ideais, funcionando com partículas minerais discretas, independe da profundidade. Entretanto, no caso de partículas floculentas, a profundidade exerce influência devido à aglomeração de flocos ou floculação que se verifica no movimento descendente.

A profundidade dos decantadores é

estabelecida considerando-se a profundidade de outras unidades contíguas como floculadores e filtros e definida de modo a assegurar uma velocidade satisfatória para o escoamento da água (V) e ainda, para proporcionar o período de detenção.

A profundidade, em geral, é superior a 2,50 m e normalmente não excede a 5,00 m. Do ponto de vista estrutural, as profundidades de 4,00 a 4,50 m frequentemente são vantajosas.

Tabela 5 – Profundidade dos decantadores em algumas instalações típicas.

Estação de tratamento	Capacidade (m ³ /s)	Número de decantadores*	Profundidade (m)
Guaraú, São Paulo, SP	35,000	8	5,00
Guandu, Rio de Janeiro**	14,000	9	5,00
Rio das Velhas, Belo Horizonte, MG	9,000	8	4,40
Rio Descoberto, Brasília, DF	6,000	6	3,80
Iguaçu, Curitiba, PR	3,000	6	4,15
Campinas, SP	2,000	4	4,35
São Carlos, SP	0,720	4	4,00
Cosipa, SP	0,325	4	3,70
Jacarezinho, PR	0,165	4	4,00
Icomi, Território do Amapá	0,042	2	3,50

* Depende essencialmente do número de etapas de execução.

** Na primeira etapa.

Nos decantadores com dispositivos para remoção de lodo considera-se útil toda a profundidade, enquanto que nos decantadores sujeitos à limpeza periódica, uma parte da profundidade destina-se à acumulação normal de lodos.

Velocidade horizontal de escoamento

A velocidade longitudinal da água nos decantadores pode interferir com o processo de sedimentação e causar o arrastamento de flocos já depositados.

Velocidades elevadas correspondem a números de Reynolds mais altos, caracterizando maior turbulência.

O arrastamento de flocos pode começar com velocidades entre 0,5 cm/s e 5,0 cm/s, dependendo do tamanho dos flocos e do seu peso.

Na prática, limita-se o valor da velocidade de escoamento a 1,0 ou, no máximo, a 1,5 cm/s.

Nas instalações, sem a remoção de lodos, são adotados valores mais baixos, normalmente inferiores a 0,75 cm/s. Na Estação

Tabela 6 – Valores das relações L/B e L/H.

Estação de tratamento	Capacidade	Relação	
	(m ³ /s)	L/H	L/B
Guaraú, São Paulo, SP	33,000	25:1	2,7:1
Guandu, Rio de Janeiro, RJ	14,000	23:1	4,4:1
Rio das Velhas, Belo Horizonte, MG	9,000	21:1	4,2:1
Rio Descoberto, Brasília, DF	6,000	18:1	2,3:1
Iguaçu, Curitiba, PR	3,000	16:1	3,2:1
Campinas, SP	2,000	13:1	2,3:1
São Carlos, SP	0,720	8:1	2,5:1
Cosipa, SP	0,325	7:1	2,8:1
Jacarezinho, PR	0,165	4,5:1	2,3:1
Icomi, Território do Amapá	0,042	4:1	2,5:1

de Tratamento de Água do Guaraú, em São Paulo, foi prevista a velocidade de 1,2 cm/s.

Forma dos tanques e relações de dimensões

Os decantadores geralmente são de seção circular, quadrada ou retangular, predominando a última forma.

Nos decantadores de superfície circular ou quadrada a entrada de água é feita na parte central para assegurar condições melhores de fluxo. Nos decantadores retangulares a água entra por uma das extremidades, saindo pela outra.

As dimensões principais dos tanques de sedimentação (largura, comprimento e profundidade) devem guardar determinadas relações convenientes para reduzir os efeitos de correntes nocivas, e melhorar as condições de escoamento (linhas de fluxo).

As relações usualmente adotadas no Brasil são as seguintes:

$$\frac{L}{B} = 2,25 : 1 \text{ a } 5 : 1$$

$$\frac{L}{H} = 4 : 1 \text{ a } 25 : 1$$

Os valores mais elevados desta relação correspondem às instalações de maior capacidade.

Distribuição da água na entrada

O percurso da água floculada para os decantadores deve ser o menor possível, com condições que evitem a quebra ou a desagregação dos flocos formados e que impeçam a deposição das partículas.

Os floculadores devem ser contíguos aos decantadores ou projetados bem próximos da extremidade de entrada da água.

O projeto das passagens ou dos canais de água floculada deve assegurar uma boa distribuição da água para os diversos decantadores, evitando curtos-circuitos e proporcionando melhor divisão de fluxo.

Os dispositivos de entrada e de saída de água dos decantadores, quando bem projetados, concorrem, em conjunto, para impedir que alguns tanques recebam vazões muito maiores do que os outros.

As velocidades da água nos canais e nas comportas de alimentação dos decantadores devem ser mantidas entre os limites de 0,15 e 0,60 m/s, podendo-se compatibilizar o gradiente de velocidade com o valor de G da parte final dos floculadores.

A alimentação dos decantadores por um canal de água floculada se faz através de comportas dispostas de maneira a dividir equitativamente o fluxo em cada decantador. Junto à saída dessas comportas, devem ser previstas cortinas para dissipação da corrente de entrada dos tanques.

O projeto do canal distribuidor requer cuidados especiais para que realmente se obtenha a distribuição desejada. No item "Canal de Alimentação dos Decantadores" foram apresentados, em detalhe, os critérios de cálculo.

Na parte inicial dos decantadores, deve ser prevista uma cortina perfurada, para

proporcionar a distribuição uniforme do fluxo segundo a vertical e a horizontal.

A velocidade da água através dos orifícios dessa cortina deve atingir um valor que assegure a distribuição desejada, sem prejudicar os flocos e sem criar jatos que interfiram excessivamente com a região tranqüila de sedimentação. Essa velocidade normalmente está compreendida entre 0,15 e 0,30 m/s.

O projeto da cortina de distribuição requer atenção especial por parte do projetista. No item "Cortinas Distribuidoras dos Decantadores" foram apresentados os critérios de cálculo recomendáveis para o caso.

Sistema de coleta de água decantada

Conforme exposto, os dispositivos de saída de água dos decantadores, juntamente com os de entrada, concorrem para garantir a boa distribuição de água entre vários tanques de sedimentação.

No Brasil, a coleta de água decantada vem sendo feita, de preferência, pelo sistema de calhas funcionando como vertedores.

As calhas coletoras são projetadas para atender às seguintes finalidades: melhorar a distribuição de fluxo, isto é, o modelo (*pattern*) de escoamento na parte final dos decantadores; reduzir as velocidades ascensionais de aproximação da água em direção à estrutura de saída dos tanques e, conseqüentemente, diminuir o transporte de flocos, reduzir a lâmina vertente e, portanto, o arrastamento de partículas.

Para a realização desses objetivos, as calhas deverão ter grande extensão e boa disposição (arranjo), cobrindo uma parte do decantador.

A técnica moderna recomenda, no caso de se tratar águas coloridas coaguladas com sulfato de alumínio, vazões até 3 litros/s por metro de vertedor.

No item "Calhas Coletoras para Água Decantada", encontram-se as indicações

usuais e os detalhes necessários ao projeto de calhas coletoras.

Condições para a acumulação ou remoção do lodo

Nos decantadores projetados sem sistema de remoção de lodo deve ser previsto espaço adicional suficiente para a acumulação do material decantado entre as operações de limpeza.

A quantidade de lodo acumulado depende das características da água, da dosagem de coagulante e da frequência de limpeza.

Para as águas predominantemente coloridas C. Cox recomenda acrescentar aproximadamente 10% à profundidade dos decantadores para essa finalidade. Para o caso de águas turvas, o acréscimo deve ser da ordem de 20%.

Isto não significa que a camada de lodo se distribua uniformemente ocupando apenas esse espaço adicional. Na realidade, o lodo se concentra principalmente no

primeiro terço dos decantadores, cerca de 75%, onde atinge alturas maiores, apesar da compactação que ocorre no material sedimentado. Esse critério de projeto envolve, portanto, uma certa transigência (*compromise*).

Não havendo dispositivos para a remoção do lodo, deverão ser introduzidas facilidades para a limpeza: declividade do fundo da ordem de 4%, canaleta, espaço para o lodo, descarga na área de maior concentração e canalizações de água sob pressão junto aos passadiços.

Os decantadores podem ser projetados de maneira a realizar a remoção de lodos por meios hidráulicos ou mecânicos, evitando dessa maneira o trabalho incômodo de limpeza manual.

Nos casos de não ser conveniente instalar equipamentos por economia ou simplificação de manutenção, os decantadores podem ser projetados com poços de lodo para acumulação e descarga hidráulica periódica. O projeto mostrado na Fig. 1 é

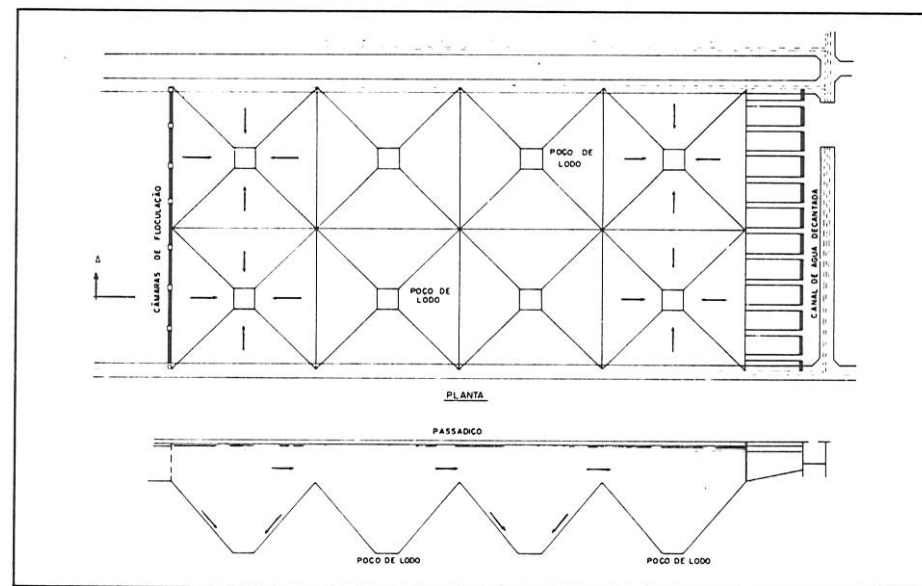


Figura 1 — Decantadores com poços de lodo para acumulação e descarga hidráulica periódica.

um exemplo de decantador desse tipo, em que os poços de lodo abrangem praticamente todo o fundo do tanque.

Para a remoção mecânica dos lodos, por meio de raspadores de fundo, existem diversos tipos de equipamentos.

Nos últimos anos, no Brasil, vem sendo preferidos os removedores do tipo rotativo, por serem duráveis e apresentarem menos problemas de manutenção. A Fig. 2 mostra esse tipo de equipamento na estação de tratamento de Guaraú, SP.

Nos decantadores mecanizados, as dimensões finais e a declividade do fundo devem obedecer às especificações dos fabricantes dos equipamentos.

A descarga para limpeza ou esvaziamento deverá ter uma seção de pelo menos 0,015% da área da superfície do decantador.

O ESCOAMENTO LAMINAR NA DECANTAÇÃO

Examinando as condições hidráulicas

nos decantadores do tipo clássico, constata-se que o regime de escoamento é turbulento, com número de Reynolds entre 2 000 e 200 000. Nessas condições, as partículas de água se deslocam com movimentos irregulares e erráticos, interferindo no fenômeno de sedimentação. A experiência mostra que o regime de escoamento laminar, com números de Reynolds baixos, em que as trajetórias das partículas de água são regulares, é mais propício à sedimentação.

Para obter valores mais baixos do número de Reynolds, é necessário reduzir o raio hidráulico ou a velocidade de escoamento da água (V). Com esse propósito procura-se, modernamente, introduzir nos decantadores, módulos formados de tubos, dutos especiais ou placas paralelas. Aplicando-se esses elementos nos tanques reduz-se, não somente o número de Reynolds, mas também a taxa de escoamento superficial efetiva, que leva em conta o número múltiplo de superfície ou de fundos diminuindo-se, além disso, a dis-

tância vertical que os flocos devem percorrer na sedimentação.

DECANTADORES COM FUNDOS INTERMEDIÁRIOS

Os decantadores com fundos múltiplos começaram a ser introduzidos em 1915, após a teoria de Hazen. Em 1940, surgiram as primeiras unidades mecanizadas (*Super-Settler*), logo esquecidas.

As dificuldades encontradas na aplicação de decantadores com um grande número de fundos ou bandejas foram as seguintes:

- de remoção de lodo e de limpeza;
- de distribuição uniforme de fluxo;
- mecânicas, de equipamento;
- falta de materiais adequados.

Em face desses problemas, os projetistas abandonaram a idéia de executar decantadores com fundos ou bandejas em grande número.

Continuaram a ser construídos, entretanto, decantadores de dois ou três andares, com lajes ou fundos intermediários, espaçados de 1,50 a 2,50 m.

Exemplos típicos são os decantadores das instalações de Estocolmo, com 2 andares; de Paris e de Tóquio, com 3 andares.

Se fossem resolvidos adequadamente os problemas apontados, a solução baseada em um grande número de bandejas poderia conduzir a resultados satisfatórios.

No Brasil foram feitas experiências em duas instalações existentes, introduzindo-se bandejas de madeira nos decantadores: nas Estações de Tratamento de Água de Itajaí, SC, e Barra Mansa, RJ. Em ambos os casos realizou-se a experiência em apenas um dos decantadores existentes. Os resultados foram aparentemente bons, com algumas ressalvas no tocante à limpeza.

DECANTADORES COM TUBOS, DUTOS ESPECIAIS OU PLACAS PARALELAS

Os engenheiros Hansen e Gordon, após várias experiências, chegaram à conclusão de que o escoamento através de tubos múltiplos e paralelos apresenta condições ótimas para a sedimentação.

Os decantadores equipados com esses elementos oferecem as seguintes vantagens:

- comportam-se como decantadores de fundos múltiplos, de grande área, e pequeno trajeto de deposição para as partículas;
- asseguram o movimento laminar, com valores baixos do número de Reynolds. O escoamento laminar não arrasta partículas depositadas (lodo).

Em consequência, o período de detenção pode ser extraordinariamente reduzido. Foram obtidos resultados satisfatórios, em instalações experimentais com apenas alguns minutos de detenção.

A nova tecnologia de emprego de módulos de tubos ou chapas tornou-se prática, graças ao advento do material plástico de baixo custo: PVC, polietileno e outros.

As taxas de aplicação calculadas em função da área efetivamente coberta pelos módulos, geralmente estão compreendidas entre 180 e 240 m³/m²/dia. Isto corresponde a cerca de cinco vezes as taxas adotadas em decantadores convencionais.

Os módulos de dutos podem ser instalados em decantadores de seção retangular ou circular, existentes ou a construir. Em decantadores existentes, os módulos poderão ser instalados apenas em uma parte dos tanques, permitindo o aumento de vazão desejado inicialmente, completando-se a instalação em etapas futuras quando se tornar necessária maior produção de água. Em projetos novos, pode-se reduzir o

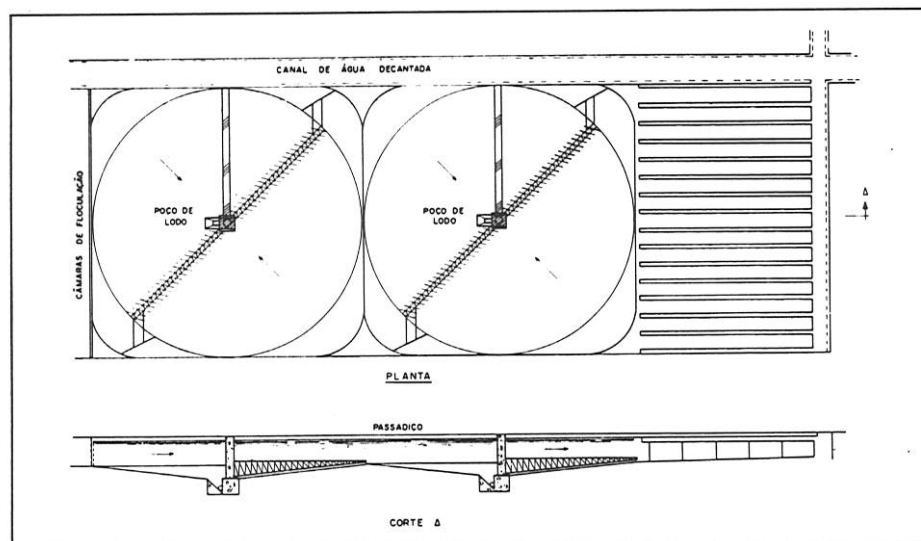


Figura 2 — Removedores de lodo do tipo rotativo (ETA do Guaraú — SP).

tamanho dos decantadores para 1/3 e 1/2 do tamanho convencional, com grande economia.

A experiência pioneira de Barra Mansa

A cidade de Barra Mansa, RJ, vem sendo servida por uma estação de tratamento de água projetada no esquema clássico, há muitos anos e com capacidade para purificar 7000 m³/dia (80 litros/s). A cidade desenvolveu-se rápida e extraordinariamente e a necessidade de maior volume de água exigiu a introdução de medidas urgentes na estação de tratamento.

O Eng. Renato Giroux Pinheiro orientou o projeto de ampliação no sentido de aplicar novas técnicas, realizando assim uma experiência valiosa para o País.

A estação possui dois decantadores de 8,50 × 12,00 × 5,40. Em um desses tanques foram introduzidas bandejas de madeira, tendo o segundo tanque sido convertido em um decantador de escoamento laminar com chapas de PVC de 1 mm de espessura, formando dutos de 4 × 10 cm, com 1,20 m de comprimento e inclinados de 52°.

A altura de água sobre as colméias é de 0,50 m coletando-se a água decantada por meio de calhas de concreto.

Os dois decantadores passaram a funcionar em série, encaminhando-se o efluente do sedimentador de bandeja para o decantador tubular.

Os dutos foram feitos no próprio local, aproveitando-se chapas de plástico com dobras em ângulo reto, formando canaletas de 4 × 10 cm. A justaposição de chapas, com fixação por meio de cantoneiras produziu os dutos de 4 × 10 cm.

A instalação reformada passou a produzir o dobro da quantidade de água (14000 m³/dia ou 180 litros/s), melhorando consideravelmente a qualidade da água decantada (turbidez de 2,1 a 2,3 U.J.).

Módulos tubulares brasileiros

O Brasil dispõe de uma indústria avançada de materiais e produtos de plásticos. Este fato justificou a aproximação de especialistas em tratamento de água com os técnicos da indústria, com o objetivo de verificar as possibilidades reais de produção de módulos para decantadores tubulares.

Dos entendimentos havidos, resultou um primeiro tipo de módulo, de custo relativamente baixo e de fácil produção.

O módulo é composto a partir de dutos de PVC de 4,9 × 8,8 cm com paredes de aproximadamente 1 mm de espessura, pesando 28 kg por metro quadrado. Preferiu-se a cor preta por ser menos favorável ao desenvolvimento de microrganismos. O custo resultou em torno de US\$ 50,00/m². A Fig. 3 mostra a disposição e as dimensões desse módulo pioneiro.

Um segundo protótipo de módulo está sendo detalhado, com dutos em forma de V.

Crítérios de projeto para decantadores tubulares

Não existindo normas para o projeto de decantadores tubulares, cada caso vem sendo estudado com base em investigações especiais. No entanto, os projetos já elaborados mostram as seguintes tendências:

- a taxa de aplicação, calculada para a área efetivamente coberta por módulos, está compreendida entre 180 a 240 m³/m²/dia;
- a velocidade ascendente da água nos tubos não ultrapassa 20 cm/min, ficando o número de Reynolds abaixo de 250;
- o comprimento dos tubos deve ser 12 vezes maior do que a dimensão no sentido da sedimentação das partículas;
- o ângulo de inclinação dos tubos deve ser mantido entre 55 e 60°;
- número mínimo de decantadores na primeira etapa: 2.

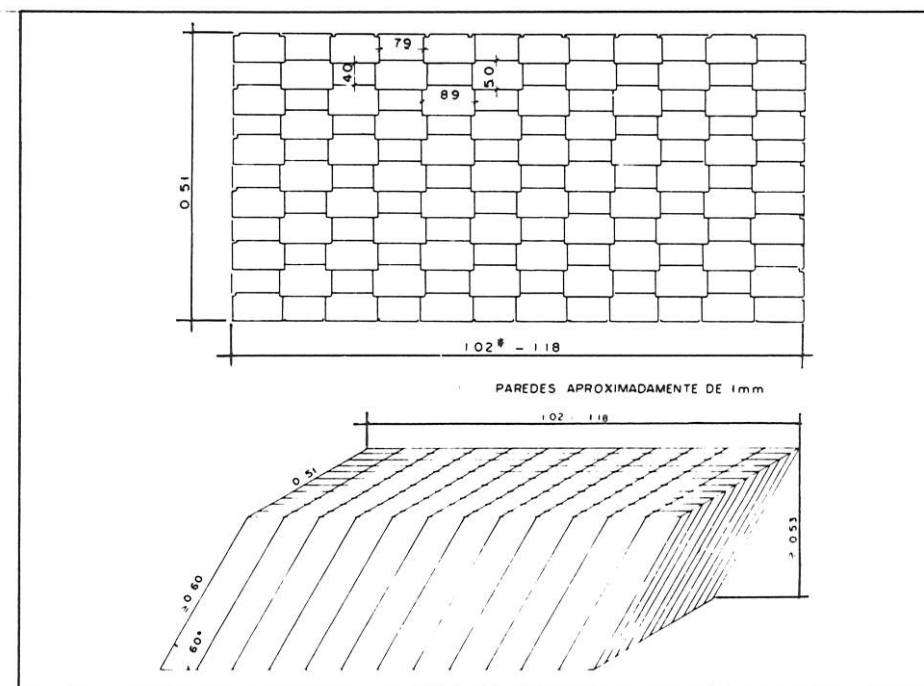


Figura 3 — Primeiro módulo brasileiro para decantadores tubulares.

Verifica-se, portanto, que na fase atual foram preferidos parâmetros conservadores para o dimensionamento da unidade de sedimentação. Os comprimentos dos tubos adotados variam de 0,60 m a 1,20 m, em módulo com alturas de 0,53 a 1,06 m.

O projeto de Botucatu

Um projeto que teve repercussão internacional foi elaborado pelo Autor para a nova estação de tratamento de água da cidade de Botucatu, SP, compreendendo três decantadores concebidos, especialmente, dentro da técnica de escoamento laminar.

Esse projeto (Figs. 4 e 5) tem as seguintes características:

- vazão da estação (última etapa) 300 l/s

- número de decantadores 3
- seção de cada decantador 8,80 × 8,80 m
- velocidade de escoamento nos dutos 190 m³/m²/d
- número de dutos por m² 276
- velocidade de escoamento nos dutos 13 cm/min
- número de Reynolds 120 a 140
- inclinação dos dutos 60°
- comprimento dos dutos 0,70 m

Foi dada particular atenção às condições de fluxo que, nesse caso, apresentam condições ideais.

Decantadores com placas

O regime laminar também pode ser obtido em decantadores com o escoamento através de placas planas paralelas. Essas placas, instaladas obliquamente a 60° , geralmente são de madeira, de cimento-amianto ou de plástico. São instaladas com uma separação ou espaçamento de 5 ou 6 cm e têm um comprimento freqüentemente compreendido entre 0,60 e 1,20 m, correspondente à relação comprimento/espaçamento entre 12 e 20. Em algumas instalações latino-americanas foram utilizadas placas de cimento-amianto de tama-

nho padrão de $0,01 \times 1,22 \times 2,44$ m.

A taxa de aplicação calculada em relação à área superficial da parte onde se encontram as placas geralmente está compreendida entre 150 a $240 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$.

A velocidade da água entre as placas freqüentemente é limitada a $0,20$ metros/minuto e o número de Reynolds deve ser inferior a 200 . Alguns especialistas indicam 150 como o limite desejável para melhores resultados.

Os decantadores de concepção sueca, denominados Lamella, são um exemplo característico de unidade desse tipo.

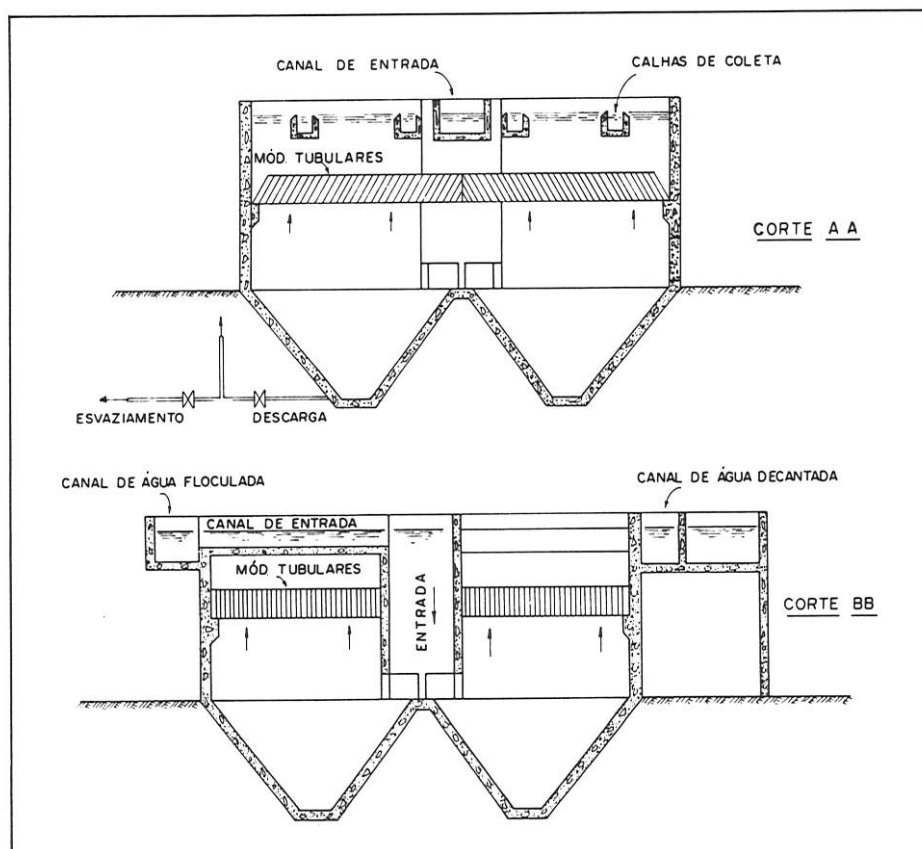


Figura 4 — Decantador tubular com escoamento laminar (Cortes).

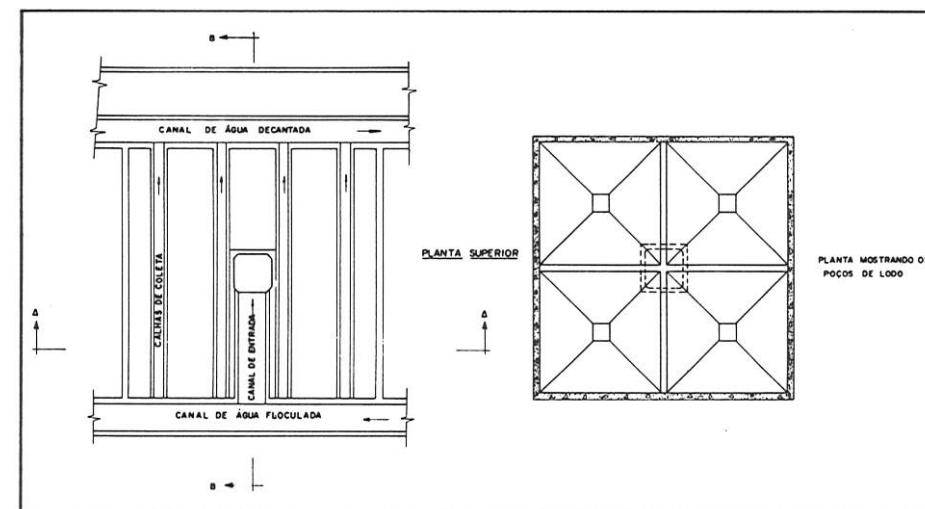


Figura 5 — Decantador tubular com escoamento laminar (Plantas).

Bibliografia Recomendada

- ASCE; AWWA & CSSE. *Water treatment plant design*. New York, AWWA, 1969.
 AZEVEDO NETTO, J.M. de. *Técnicas modernas de tratamento de água: decantação*. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, 1972.
 CAMP, T.R. *Fluid mechanics applied to waste treatment problems and applied hydraulic design of treatment plants*, in *Seminar Papers*

on *Wastewater Treatment and Disposal*. Boston Society of Civil Engineers, George M. Reece, 1961.

COX, C.A. *Operation and control of water treatment processes*. Bulletin World Health Organization, Geneva, 1964.

HANSEN, S.P. & GORDON, L.C. Applying shallow depth sedimentation theory. *J. A. W. W.A.*, set. 1967.59(9):1134-48.

INSTITUTION OF WATER ENGINEERS, *Manual of brash water engineering practice: water quality and treatment*. 4.ed. Cambridge, W. Heffer & Sons, 1969.

FILTROS RÁPIDOS DE GRAVIDADE

José M. de Azevedo Netto*

TAXA DE FILTRAÇÃO

A taxa de filtração deve ser cuidadosamente fixada pelo projetista, tendo em vista as condições locais (qualidade de água, habilidade de operação, etc.); as características do meio filtrante (materiais e granulometria) e a carga hidráulica. De modo geral, a taxa nominal de filtração, com todos os filtros em funcionamento, fica compreendida entre os seguintes limites:

- filtros de uma camada 120 a 360 m³/m²/dia;
- filtros de dupla camada 240 a 480 m³/m²/dia.

O P-NB-592/77 estabelece que não sendo possível proceder a experiências com filtro-piloto, as taxas obedecerão aos seguintes limites:

- filtros simples/água de qualidade duvidosa 120 m³/m² . d
- filtros camada dupla/água boa/instalações bem operadas 300 m³/m² . d
- filtros camada dupla/água de qualidade duvidosa 240 m³/m² . d

NÚMERO DE FILTROS E TAMANHO MÁXIMO

O número de filtros depende:

- do tamanho da ETA e das taxas de filtração;
- do número de etapas - na primeira

etapa deve-se ter pelo menos 3;

- de fatores econômicos que levam em conta o volume de concreto, a bitola das canalizações, comportas e válvulas, etc.;
- do arranjo geral e disposição das unidades;
- das condições para lavagem (disponibilidade e destino da água de lavagem).

Além de 3 filtros, geralmente, adota-se um número par. Quando se considera a autolavagem, o número mínimo é dado pela expressão: $N \geq 2 + \left| \frac{T_L}{T_F} \right|$ onde T_L e T_F são as taxas de lavagem e de filtração.

Experiência Brasileira com Taxas Elevadas:

Q L/S	N
50	3
250	4*
500	6
1 000	8
1 500	10
2 000	12
5 000	18
10 000	24
20 000	30

* Número mínimo de filtros no caso de taxa declinante variável.

A Tab. 22.1 mostra a frequência de unidade em instalações brasileiras.

* Catedrático da Universidade de São Paulo e Engenheiro Consultor.

Tabela 22.1 – Dimensões de filtros.

Estação	Capacidade da ETA m ³ /s	Nº de filtros	Tipo de filtro	Área de cada câmara m ²	Dimensões de cada câmara m
Botucatu	0,3	4	Simples	21	3,00 x 7,05
Araras	0,4	6	Simples	19	3,00 x 6,40
Poços de Caldas	0,5	4	Simples	39	4,05 x 9,60
São José dos Campos	0,7	8	Simples	50	4,00 x 12,60
Contagem	1,4	10	Simples	67	4,00 x 16,80
Salvador (Ipitanga)	2,0	14	Simples	62	4,40 x 14,20
Campinas	2,1	16	Simples	62	4,40 x 14,20
ABC	2,5	20	Simples	72	4,80 x 15,00
Goiânia	4,6	16	Duplos	2 x 69	2(4,00 x 17,20)
Brasília	6,0	14	Duplos	2 x 49	2(4,05 x 12,15)
Belo Horizonte	9,0	20	Duplos	2 x 59	2(4,40 x 13,40)
Guandu (RJ) 1ª etapa	15,0	72	Duplos	2 x 70	2(4,20 x 16,70)
Guaraú (SP)	35,0	48	Duplos	2 x 88	2(4,00 x 22,00)

Nas instalações muito grandes, o tamanho dos filtros e, portanto, o seu número, devem ser estabelecidos, considerando-se:

- as dimensões convenientes para as tubulações e comportas;
- as condições econômicas mais vantajosas, levando em conta o custo de válvulas e aparelhos.

Os maiores filtros geralmente não excedem, em área, 170 m².

Nas duas maiores estações do País, as áreas são as seguintes: Guandu (RJ), 141 m²; Guaraú (SP), 172 m².

FILTROS SIMPLES E FILTROS DUPLOS

Com o objetivo de economia (redução da vazão de água para lavagem e consequente redução do diâmetro de tubulações e válvulas e ainda, redução do número de válvulas e aparelhos de controle), os filtros de grande área podem ser subdivididos em duas câmaras, ou bacias, lavadas em série.

Geralmente, os filtros simples têm uma área inferior a 70 m² e os filtros duplos, uma área superior a 40 m².

FORMA E DIMENSÕES DOS FILTROS

Os filtros normalmente são de seção quadrada ou retangular. As dimensões finais em planta (largura e comprimento), são estabelecidas, considerando-se:

- o tipo de fundo de filtro e as dimensões resultantes de espaçamentos requeridos ou de limites vantajosos. Se for adotado, por exemplo, o sistema de fundo falso com bocais espaçados de 20 cm, as dimensões finais deverão ser múltiplas de 20 cm. No caso de se adotar o sistema de canalizações, procura-se obter uma disposição vantajosa para o conjunto de canalizações;
- o tipo de lavagem auxiliar. Quando se tem a lavagem superficial do tipo rotativo, 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

22. Filtros Rápidos de Gravidade

custo mínimo corresponde à seguinte relação:

$$\frac{B}{L} = \frac{n+1}{2n}$$

em que:

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

ESPESSURA DAS CAMADAS E ALTURA DA CAIXA DO FILTRO

Nos filtros prevalecem as seguintes dimensões usuais:

- altura livre adicional:
0,25 a 0,40 m; (mais comum 0,30 m; maior quanto menor o número de filtros).
- altura de água sobre o leito filtrante:
– filtros de areia 1,40 a 1,80 m (mais comum, 1,60)
– filtros de antracito e areia 1,80 a 2,40 (mais comum, 2,20 m).

A altura de água a ser estabelecida está relacionada com a taxa de filtração a ser considerada:

com 150 m ³ /m ² . d	$h \geq 1,20$ m
com 250 m ³ /m ² . d	$h \geq 1,45$ m
com 350 m ³ /m ² . d	$h \geq 2,05$ m

- carga disponível, definida como a diferença entre o N.A. mínimo no filtro e o N.A. no ponto de saída livre;
- flutuação do N.A. no filtro – depende do número de filtros, devendo ser tanto maior a previsão, quanto menor o número de unidades.
- altura do leito filtrante:
 - camada única de areia
0,60 a 0,80 m (mais comum 0,70)
 - dupla camada:
antracito 0,45 a 0,70 m (mais comum 0,55)

areia 0,15 a 0,30 m (mais comum 0,25)

Atualmente, há projetos com camadas filtrantes maiores:

- camada de pedregulho 0,30 a 0,55 m (mais comum 0,50)
- altura do fundo falso
 - Mínima $\geq D + 0,25$ (D = diâmetro da tubulação de água para lavagem)
 - ou $\geq 0,50$

Área de câmara do filtro (m ²)	D mm pol	Altura mínima do fundo falso (m)
2,5	125 – 5	0,50
7,5	200 – 8	0,50
10,0	250 – 10	0,50
15,0	300 – 12	0,55
20,0	350 – 14	0,60
30,0	400 – 16	0,65
45,0	500 – 20	0,75
65,0	600 – 24	0,85
80,0	700 – 28	0,95

Observações:

- A camada de pedregulho pode ser eliminada em filtros com fundo falso dotados de distribuidores especiais;
- A altura mínima do fundo falso independe do diâmetro da tubulação de água para lavagem no caso de filtros simples com a entrada de água para lavagem sob a câmara de descarga das calhas;
- A profundidade total do filtro é denominada altura da caixa do filtro e resulta da soma dos valores adotados.

MEIO FILTRANTE

Filtros de areia

Prevalecendo a atual tendência, os filtros de camada única de areia desaparecerão dando lugar aos filtros de duas ou mais camadas filtrantes.

Para os filtros de uma única camada as características predominantes no País para o material filtrante eram as seguintes:

– espessura da camada	0,55 m
– tamanho efetivo	0,5 a 0,6 mm
– coeficiente de uniformidade	< 1,6
– tamanho mínimo	0,42 mm
– tamanho máximo	1,2 mm
– peneiras de preparação (usuais)	14 e 35 (Tyler)

Sob a camada filtrante de areia, era usual a adoção de uma camada intermediária, de areia mais grossa, denominada *camada torpeda*, com a seguinte granulometria:

– espessura da camada	0,08 a 0,125 m
– tamanho efetivo	0,8 mm
– coeficiente de uniformidade	< 1,7
– areia usualmente preparada entre as peneiras	6 e 24 (Tyler)

Características dos materiais para novos projetos*

Materiais	Espessura da camada			Tamanho efetivo			Coeficiente de uniform.
	Varição (m)	Mediana (m)	Recomend. (m)	Varição (mm)	Mediana (mm)	Recomend. (mm)	
Antracito	0,45 – 1,00	0,55	0,70	0,7 – 1,3	1,0	0,9	< 1,8
Areia	0,15 – 0,35	0,25	0,25	0,3 – 0,5	0,4	0,4 **	< 1,6

* Resultado de um estudo abrangendo 10 estações projetadas e construídas nos últimos 15 anos. Projetos de H. Hudson, R. Kennedy, Camp, Dresser & M. Kee, J. Montgomery, Microfloc, Planidro, etc.

** Se não houver a camada suporte recomenda-se 0,4 a 0,5 mm.

Características dos materiais para estações adaptadas *

Materiais	Espessura da camada	Tamanho efetivo	Coeficiente unif.
Antracito	0,40 – 0,45 m	0,9 – 1,0 mm	< 1,8
Areia	0,20 – 0,25 m	0,35 – 0,45 mm	< 1,6

* Estudos de reforma e ampliação de capacidade feitos para várias cidades.

Filtros de duas camadas (antracito e areia)

A granulometria do antracito depende da granulometria a ser adotada para a areia, a fim de evitar a mescla extensiva e indesejável das duas camadas. Relações usuais:

$$Tef. antracito \geq 1,8 Tef. areia$$

$$Tef. antracito \leq 2,1 Tef. areia$$

A perda anual de antracito em St. Louis tem sido de 2,5 cm/ano.

O antracito especificado pode ser preparado entre as peneiras 8 e 28 (2,4 a 0,6 mm).

A areia especificada pode ser preparada entre as peneiras 14 e 42 (1,2 a 0,35 mm), em ambos os casos, podendo ser usadas peneiras intermediárias, obtendo-se coeficiente de uniformidade mais baixo.

Filtros de três camadas

Materiais filtrantes	Peso específico	Posição da camada	Espessura usual	Tamanho efct. usual
Polistireno	1,04	1ª	–	–
Antracito	1,55	1ª	0,55 m	0,9 mm
Grafite	2,40	1ª	–	–
Areia	2,65	2ª	0,25 m	0,4 mm
Granada	4,20	3ª	0,10 – 0,15 m	0,2 mm
Ilmenita	4,60	3ª	0,10 – 0,15 m	–
Magnetita	4,90	3ª	0,10 – 0,15 m	–

CAMADA SUPORTE

A camada de pedregulho geralmente é composta de cinco subcamadas com uma altura total de 0,45 a 0,55 m.

No caso de sistemas especiais de fundo do filtro a altura dessa camada pode ser reduzida:

– fundo Leopold	0,25 m
– fundo com Wagner blocks	0,35 m
– fundo Wheeler	0,30 m

Nos filtros lavados com ar e água é possível reduzir a espessura da camada até 0,30 (Cox).

A camada suporte pode até mesmo ser inteiramente dispensada em certos casos, utilizando-se bocais distribuidores especiais ou fundos falsos do tipo permeável (poroso).

A distribuição das subcamadas obedece aproximadamente à seguinte relação:

$$C = 300 \log d$$

$$C = \text{espessura em mm}$$

$$d = \text{tamanho em mm.}$$

Devem ser adotados os seguintes tamanhos para as subcamadas de pedregulho:

Tamanhos	Espessuras (cm)
4,8 – 2,4 mm (3/16 – 3/32")	7,5
12,5 – 4,8 mm (1/2 a 3/16")	7,5
19,0 – 12,5 mm (3/4 a 1/2")	10,0
38,0 – 19,0 mm (1 1/2 a 3/4")	10,0
63,0 – 38,0 mm (2 1/2 a 1 1/2")	15,0
	50,0

FUNDO DOS FILTROS

Há três tipos usuais: fundos falsos com bocais ou tubos distribuidores*; sistema de canalizações perfuradas, blocos Leopold.

O fundo falso consiste numa laje onde são instalados bocais distribuidores uniformemente espaçados:

Espaçamento dos bocais	Número de bocais por m ²	Vazão por bocal**
0,15 m	44	0,34 l/s
0,20 m	25	0,60 l/s

Tamanhos	3/32"	3/16"	1/2"	3/4"	1 1/2"	2 1/2"
d, mm	2,4	4,8	12,5	19,0	38,0	63,0
log d	0,380	0,681	1,097	1,279	1,580	1,799
300 log d, mm	114	204	329	383	474	540
Incrementos		90	125	54	91	66
Espessuras mm		75	75	100	100	150
a adotar pol.		3	3	4	4	6

* Um tipo especial, denominado "Califórnia" foi adotado na ETA Guaraú, em São Paulo.

** Para uma velocidade ascensional de 90 cm/min.

A perda de carga nos bocais é um dado a ser fornecido pelo fabricante. Normalmente ela fica compreendida entre 0,50 e 1,00 m:

– bocais tipo DAE	0,75 m (0,35 l/s por bocal)
– bocais tipo “Umbrela” de 1/2”	0,85 m (com 0,6 l/s por bocal)

Existem bocais fabricados para a lavagem com ar e água (EIMCO, DEGREMONT, PCI etc.) e bocais em condições de receber diretamente a camada de areia eliminando a camada suporte de pedregulho (EIMCO e outros). Neste caso as aberturas para a passagem da água deverão ser pelo menos 0,1 mm mais estreitas do que os menores grãos de areia*.

Quando se adotam canalizações para o fundo do filtro, devem ser obedecidas certas regras e condições para assegurar uma boa distribuição da água para lavagem.

Essas regras, estabelecidas por Jenks, Hazen e outros, foram adaptadas, tendo resultado as Tabs. 22.3, 22.4 e 22.5. O tipo Leopold consiste em instalar sobre toda a laje de fundo, um conjunto de blocos cerâ-

micos com dutos perfurados. A Tab. 22.2 fornece valores de perdas de cargas nos blocos Leopold.

CONTROLE DOS FILTROS

Para o funcionamento adequado dos filtros são exigidos dois controles: o de nível de água e o de vazão.

O controle do nível de água pode ser feito por uma válvula instalada na canalização de saída de água filtrada e acionada por um dispositivo de flutuador ou de detector de nível, instalado na superfície do filtro. Nos filtros com reguladores de vazão essa operação pode ser conjugada com os aparelhos instalados.

O controle da vazão pode ser realizado na entrada de água decantada para os filtros e na saída de água filtrada.

No primeiro caso são instalados vertedores ou orifícios para a entrada de água. Esses dispositivos fazem com que todos os filtros recebam praticamente a mesma vazão de água, de tal maneira que, se um ou mais filtros ficam fora de serviço, os demais passam a receber, automaticamente, um acréscimo uniforme de vazão.

Tabela 22.2 – Perdas de carga em fundos de filtro Leopold (m).

Taxas ou velocidade de filtração		Nº de blocos: Dimensão dos filtros no sentido do escoamento para os blocos (m)						
		4,00	6,00	9,00	12,00	15,00	18,00	21,00
m ³ /m ² d	120	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12
	180	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,19
	240	0,15	0,16	0,17	0,18	0,20	0,23	0,26
	300	0,19	0,21	0,22	0,24	0,27	0,32	0,37
	360	0,23	0,25	0,26	0,28	0,34	0,40	0,47
	420	0,30	0,31	0,33	0,34	0,41	0,50	0,60
	480	0,34	0,36	0,39	0,40	0,48	0,60	0,74
	540	0,38	0,42	0,45	0,47	0,55	0,70	0,89
m/min	0,60	0,60	0,73	0,88	0,96	1,19	1,75	(3,00)
	0,70	0,70	0,85	1,04	1,20	1,45	2,28	(4,00)
	0,80	0,85	0,97	1,20	1,33	1,70	2,80	(5,00)
	0,90	1,00	1,23	1,53	1,76	2,33	3,50	(6,00)

* O tamanho específico da areia poderá ser fixado entre 0,45 e 0,50 mm para os filtros de dupla camada, com antracito de 1,0 mm.

Tabela 22.3 – Laterais – Dimensões.

Furos (orifícios) (mm) (pol.)	Área de cada furo cm ²	Espaçamento cm	Número de furos por m	Comprimento dos laterais			
				L = 1,0 m	L = 1,5 m	L = 2,0 m	L = 2,5 m
				Diâmetro mm pol.	Diâmetro mm pol.	Diâmetro mm pol.	Diâmetro mm pol.
6,3 – 1/4	0,32	7,5	13,3	50 – 2	60 – 2 1/2	75 – 3	75 – 3
9,5 – 3/8	0,71	15,0	6,6	50 – 2	60 – 2 1/2	75 – 3	75 – 3
12,7 – 1/2	1,26	20,0	5,0	50 – 2	60 – 2 1/2	75 – 3	75 – 3
15,8 – 5/8	2,00	25,0	4,0	50 – 2	60 – 2 1/2	75 – 3	75 – 3
19,0 – 3/4	2,84	30,0	3,3	50 – 2	60 – 2 1/2	75 – 3	75 – 3

Tabela 22.4 – Laterais: Número de orifícios, vazões e perda de carga*

Furos (orifícios)		Espaça- mento	Espaçamento dos laterais (eixo a eixo)								
			20 cm			25 cm			30 cm		
			Orifícios			Orifícios			Orifícios		
			Nº de de (m²)	Vazão por (l/s)	Perda d/carga (m)	Nº de de (m²)	Vazão por (l/s)	Perda d/carga (m)	Nº de de (m²)	Vazão por (l/s)	Perda d/carga (m)
mm	pol.	(cm)									
6,3	1/4	7,5	66	0,23	2,6	53	0,28	3,8	44	0,34	6,0
9,5	3/8	15,0	33	0,46	2,1	26	0,58	3,4	20	0,75	6,0
12,7	1/2	20,0	25	0,60	1,3	20	0,75	1,8	16	0,94	2,8
15,8	5/8	25,0	20	0,75	0,7	16	0,94	1,1	13	1,15	1,6
19,0	3/4	30,0	16	0,93	0,5	13	1,15	0,8	11	1,36	1,2

* Para a velocidade ascensional de água de lavagem de 90 cm/min.

Tabela 22.5 – Múltiplos.

Área dos filtros (m ²)	Vazão máxima de lavagem (l/s)	D		Área (m ²)	Velocidade (m/s)
		mm	pol.		
2,5	38	200	8	0,031	1,21
5,0	75	250	10	0,049	1,52
7,5	113	300	12	0,071	1,60
10,0	150	350	14	0,096	1,55
15,0	225	450	18	0,159	1,41
20,0	300	500	20	0,196	1,52
25,0	375	550	22	0,238	1,58
30,0	450	600	24	0,283	1,59
35,0	525	700	28	0,385	1,43
40,0	600	800	32	0,503	1,19
45,0	675	800	32	0,503	1,34
50,0	750	800	32	0,503	1,49

Tabela 22.6 – Vertedores: alturas da lâmina de água e vazões, por metro de soleira

H, cm	Q, l/s	H, cm	Q, l/s
1,5	3,37	9	49,68
2	5,21	10	58,14
3	9,57	11	67,12
4	14,72	12	76,53
5	20,61	13	86,24
6	27,05	14	96,34
7	34,04	15	106,90
8	41,58	16	118,00

Tabela 22.7 – Controladores de vazão: vazões máximas.

Tamanho mm pol	Q l/s	Tamanho mm pol	Q l/s
100 – 4	10,3	350 – 14	126,0
125 – 5	15,8	400 – 16	158,0
150 – 6	23,6	450 – 18	215,0
200 – 8	39,5	500 – 20	260,0
250 – 10	63,0	600 – 24	370,0
300 – 12	95,0	750 – 30	570,0

Quando se faz o controle de vazão na saída de água filtrada, há três casos a considerar: vazão praticamente constante, vazão declinante, e vazão declinante variável.

No primeiro caso são instalados aparelhos reguladores de vazão acionados por medidores do tipo Venturi.

Nos filtros com vazões declinantes podem ser instalados diafragmas ou orifícios nas canalizações de saída de água filtrada, os quais funcionam sob pressão, em condições pré-estabelecidas. São eliminados os reguladores de vazão.

A Fig. 22.1 mostra uma instalação desse tipo, em que a descarga de água filtrada se faz em nível fixado, de maneira a impedir a formação de “pressão negativa” nos filtros. No caso mostrado, a perda de carga na filtração é limitada ao valor h_f (menor do que nos casos em que há uma descarga livre em canal inferior).

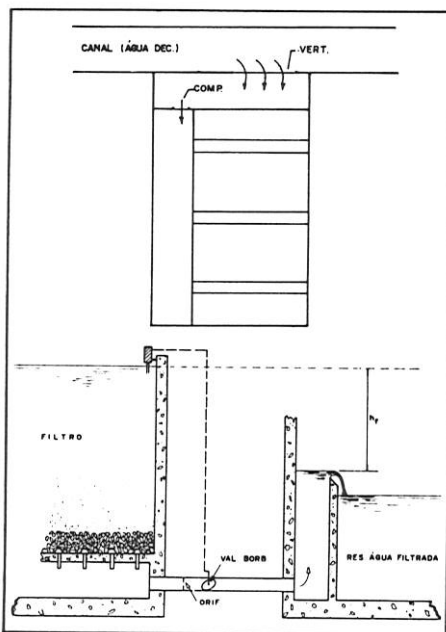


Figura 22.1 – Filtros com controle: a) de vazão na entrada por vertedor (vazão constante); b) na saída (vazão declinante).

Nos últimos anos foi introduzida uma nova técnica de filtração, mais avançada, com taxa declinante variável.

O sistema de filtração com taxa declinante variável, do tipo exposto e defendido pelo Prof. J. L. Cleasby, é considerado por muitos especialistas como o mais vantajoso dos sistemas modernos*.

É um sistema interessante tanto para os projetos novos, quanto para as instalações existentes, que podem ser adaptadas com igual proveito.

Com este sistema a taxa de filtração máxima que ocorre logo após a lavagem de um filtro vai declinando com o tempo, estando, porém, sujeita a pequenas oscilações, suficientemente lentas, para não prejudicar os resultados.

Características do sistema:

- a existência de um conduto comum de água decantada não sendo controlada a vazão de entrada em cada filtro; esse conduto ou canal deverá ser de seção suficientemente grande para servir aos filtros com as suas vazões variáveis e com pequena perda de carga;
- a existência de um conduto comum ou uma câmara para receber a água produzida nos filtros;
- na canalização do efluente de cada filtro não são instalados controladores de vazão e nem orifícios de controle, apenas existe um medidor e a válvula de fechamento;
- o nível de água em todos os filtros é praticamente o mesmo. Esse nível sofre uma pequena elevação, sempre que um filtro é retirado da produção para lavagem. O nível é variável, elevando-se nos filtros com o decorrer do tempo. Quando atinge uma altura determinada lava-se o filtro presumivelmente mais sujo.

Detalhes de execução

A entrada de água em um filtro (afluente) é afogada e é feita através de uma comporta ou tubulação, cujo topo fica abaixo do nível dos bordos das calhas de água de lavagem.

A água filtrada coletada de todos os filtros por um conduto comum (ou por uma câmara comum) é descarregada no reservatório de água filtrada através de um vertedor, cuja soleira tem uma cota pouco superior à da superfície do leito filtrante (cerca de 0,20 a 0,30 m). Nessas condições, o leito filtrante nunca ficará descoberto, não havendo ainda possibilidade de ocorrer a pressão negativa.

Não existindo regulador de vazão, nem orifício limitador, a vazão em cada filtro é variável, sendo máxima logo após a sua lavagem e mínima ao término da sua carreira. Inicialmente, o filtro limpo produzirá o máximo do que é capaz, porém, o projeto poderá ser feito de tal maneira que a taxa máxima inicial seja admissível.

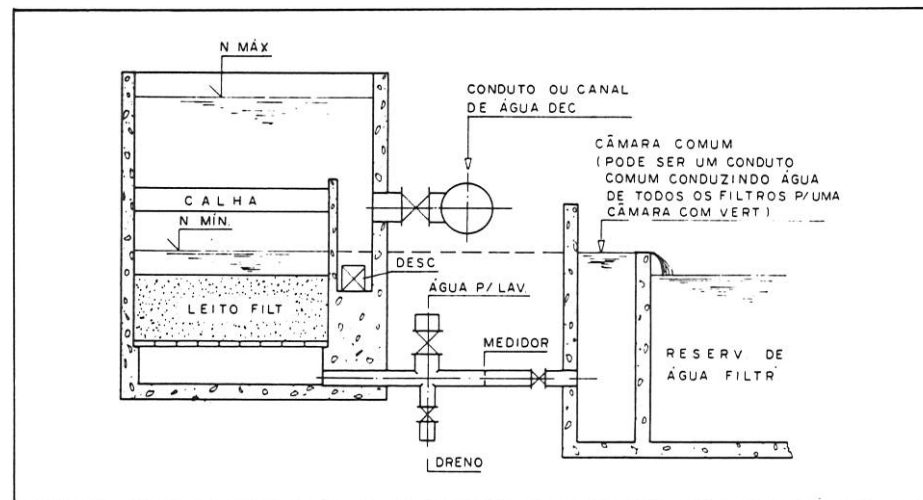


Figura 22.2 – Filtração com vazão declinada.

* V Simpósio sobre Técnicas Modernas de Tratamento de Água, CEPIS, – OPS, Assunção, 1972.

No início da operação, quando os filtros estiverem limpos deve-se evitar que o nível de água em todos eles fique abaixo da cota das bordas das calhas da água de lavagem; nessa condição, a água cairia de certa altura, podendo prejudicar o leito filtrante.

Com o decorrer do tempo o nível de água comum se eleva e o filtro que se suja mais rapidamente passa a receber menor vazão.

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 filtro que apresentar pior resultado.

São vantagens do sistema:

- grande simplicidade;
- custo baixo;
- altura de água relativamente pequena, com variação normalmente inferior a 1,00 m (conseqüentemente: caixas mais baixas e com menos estrutura);
- menor perda de carga;
- as variações de vazão ocorrem lentamente;
- não são necessários dispositivos de controle.

A variação de vazão em um filtro (variação de taxa), não é tão grande como se poderia imaginar. Normalmente a vazão inicial não resulta exageradamente grande em relação à nominal, correspondente à taxa de filtração de projeto.

A vazão na tubulação do efluente de um filtro é dada por:

$$Q = C_d S \sqrt{2gH}$$

C_d = coeficiente de descarga (normalmente varia de 0,35 a 0,45)

S = seção da tubulação efluente

H = carga de água disponível.

No início do funcionamento a carga disponível máxima geralmente não ultrapassa de 1,50 m e, com a vazão inicial maior, as perdas na camada filtrante (considerada limpa no fundo do filtro e nas tubulações de saída) serão relativamente maiores.

No fim do período de filtração a vazão se reduz, diminuindo as perdas naqueles elementos, aumentando, porém, a perda decorrente da retenção de impurezas. Se a disponibilidade de carga ainda fosse de 0,20 m ao se proceder à lavagem de um filtro, a relação entre a vazão inicial (Q_0) e a final (Q_f) resultaria:

$$Q_0 = 0,4 \cdot S \sqrt{2g \times 1,50} = 2,20 S \quad (V = 2,20 \text{ m/s})$$

$$Q_f = 0,4 \cdot S \sqrt{2g \times 0,20} = 0,80 S \quad (V = 0,80 \text{ m/s})$$

Se, por exemplo, a seção da tubulação for estabelecida para $V = 1,50 \text{ m/s}$ com uma taxa nominal de filtração de $360 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$, inicialmente, a taxa poderá se elevar a 525, para terminar com cerca de $195 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$.

Essa estimativa é aproximada, porquanto a perda de carga varia com a primeira potência da velocidade no meio filtrante e com a segunda potência no fundo do filtro e nas tubulações de saída.

TUBULAÇÕES IMEDIATAS

As tubulações imediatas dos filtros são dimensionadas com base em regras estabelecidas pela experiência que levam em conta as velocidades da água e as perdas de carga.

As Tabs. 22.9, 22.10 e 22.11 dão os tamanhos usuais das tubulações para filtros simples e duplos.

No dimensionamento da tubulação de água para lavagem considera-se o coeficiente para tubos velhos e, naturalmente,

seleciona-se um diâmetro comercial.

Pode-se ter, pois, por essas e outras razões, pressões e vazões superiores às máximas indicadas para a lavagem dos filtros.

Recomenda-se, por isso, a instalação de dispositivo de regulação na canalização de água para lavagem, antes da derivação para o primeiro filtro. Esse dispositivo poderá ser um registro de macho, ajustável, ou um regulador de vazão de tipo adequado.

Tabela 22.8 — Reguladores de vazão para água para lavagem.

Tamanho (mm) (pol.)	Vazões, l/s
150 - 6	50
200 - 8	88
250 - 10	151
300 - 12	221
350 - 14	296
400 - 16	391
450 - 18	491
500 - 20	606
600 - 24	882
750 - 30	1 348

LAVAGEM DOS FILTROS: EXPANSÃO DO MATERIAL FILTRANTE

Os filtros rápidos são lavados a contracorrente (por inversão do fluxo), com uma vazão capaz de assegurar uma expansão adequada para o meio filtrante.

Para possibilitar uma boa limpeza essa expansão não poderá ser muito pequena e também não deverá ser muito grande. Expansões acima de 50% são indesejáveis, porque reduzem o roçamento dos grãos e facilitam a perda de material.

Na prática consideram-se expansões entre 25 e 50% como satisfatórias, sendo 40% um valor comum.

Partindo-se da granulometria do material empregado e da temperatura da água determina-se a velocidade ascensional da água para lavagem (Tabs. 22.12 e 22.13).

Nos filtros com duas camadas, determina-se a expansão para a areia e verifica-se

a expansão para o antracito.

Nos projetos novos, com as especificações adotadas, recomenda-se que a velocidade ascensional da água para lavagem não seja inferior a 0,80 m/min, embora os filtros possam, na realidade, ser lavados com velocidades menores. Velocidades acima de 0,90 m/min são raramente previstas. Este valor poderá, entretanto, ser utilizado para o dimensionamento de comportas e tubulações.

QUANTIDADE DE ÁGUA DE LAVAGEM

Conhecida a velocidade ascensional da água de lavagem, calcula-se a vazão levando-se em conta a área da câmara do filtro a ser lavado.

Uma vez determinada a vazão de lavagem, calcula-se a quantidade de água necessária para a lavagem de um filtro, tomando-se o tempo de 6,5 minutos.

Geralmente a lavagem propriamente dita dura de 3,5 a 5,5 minutos, sendo iniciada com uma vazão menor.

A lavagem superficial é realizada por um sistema independente e exige uma quantidade muito menor de água.

CALHAS PARA A ÁGUA DE LAVAGEM

A prática norte-americana adotada no Brasil exige a colocação de calhas para receber a água de lavagem com espaçamento máximo de 2,10 m entre bordos e de 1,05 m 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 0,50 m da superfície da areia ($50\% \times 0,70 + 0,15 = 0,50 \text{ m}$ com uma folga de 0,15 m).

Tabela 22.9 – Tubulações imediatas – filtros simples (em mm e polegadas).

Área do filtro m ²	Água para lavagem	Descarga água de lavagem	Dreno de esgot.	Taxas de filtração m ³ /m ² .d							
				120		240		360		480	
				afluente	Efluente	afluente	Efluente	afluente	Efluente	afluente	Efluente
2,5	125-5"	200-8"	(40) 1 1/2"	100-4"	75-3"	125-5"	100-4"	150-6"	125-5"	200-8"	125-5"
5	200-8"	250-10"	(50) 2"	125-5"	100-4"	200-8"	125-5"	250-10"	150-6"	250-10"	200-8"
7,5	200-8"	300-12"	(50) 2"	150-6"	125-5"	250-10"	150-6"	300-12"	200-8"	300-12"	250-10"
10	250-10"	350-14"	(60) 2 1/2"	200-8"	125-5"	250-10"	200-8"	300-12"	250-10"	350-14"	250-10"
15	300-12"	400-16"	(75) 3"	250-10"	150-6"	300-12"	250-10"	400-16"	250-10"	450-18"	300-12"
20	350-14"	500-20"	(100) 4"	250-10"	200-8"	350-14"	250-10"	450-18"	300-12"	500-20"	350-14"
25	400-16"	550-22"	(100) 4"	300-12"	200-8"	400-16"	300-12"	500-20"	350-14"	550-22"	400-16"
30	400-16"	600-24"	(125) 5"	300-12"	250-10"	450-18"	300-12"	550-22"	400-16"	700-28"	450-18"
35	450-18"	700-28"	(125) 5"	350-14"	250-10"	450-18"	350-14"	550-22"	400-16"	700-28"	450-18"
40	500-20"	700-28"	(125) 5"	350-14"	250-10"	500-20"	350-14"	600-24"	450-18"	700-28"	500-20"
45	500-20"	700-28"	(125) 5"	400-16"	300-12"	550-22"	400-16"	700-28"	450-18"	750-30"	550-22"
50	550-22"	800-32"	(125) 5"	400-16"	300-12"	550-22"	400-16"	700-28"	500-20"	800-32"	600-24"
60	600-24"	800-32"	(150) 6"	450-18"	300-12"	600-24"	450-18"	750-30"	550-22"	800-32"	600-24"
70	700-28"	900-36"	(150) 6"	450-18"	350-14"	700-28"	450-18"	800-32"	550-22"	900-36"	700-28"
80	700-28"	1 000-40"	(200) 8"	500-20"	350-14"	700-28"	500-20"	900-36"	600-24"	1 000-40"	750-30"

Tabela 22.10 – Tubulações imediatas – filtros duplos (em mm e polegadas).

Área total do filtro m ²	Área de cada câmara 1/2 filtro m ²	Água para lavagem	Descarga água de lavagem	Dreno de esgot.	Taxas de filtração m ³ /m ² .d							
					120		240		360		480	
					afluente	Efluente	afluente	Efluente	afluente	Efluente	afluente	Efluente
40	20	350-14"	500-20"	125-5"	350-14"	250-10"	500-20"	350-14"	600-24"	450-18"	700-28"	500-20"
50	25	400-16"	550-22"	125-5"	400-16"	300-12"	550-22"	400-16"	700-28"	500-20"	800-32"	500-22"
60	30	400-16"	600-24"	150-6"	450-18"	300-12"	600-24"	450-18"	750-30"	550-22"	900-36"	600-24"
70	35	450-18"	700-28"	150-6"	450-18"	350-14"	700-28"	450-18"	800-32"	550-22"	900-36"	700-28"
80	40	500-20"	700-28"	200-8"	500-20"	350-14"	750-30"	500-20"	900-36"	600-24"	1 000-40"	750-30"
90	45	500-20"	700-28"	200-8"	550-22"	400-16"	800-32"	550-22"	1 000-40"	700-28"	1 000x1 000	750-30"
100	50	550-22"	750-30"	200-8"	550-22"	400-16"	800-32"	550-22"	1 000-40"	700-28"	1 000x1 000	800-32"
110	55	550-22"	800-32"	200-8"	600-24"	400-16"	800-32"	600-24"	900x900	750-30"	1 000x1 200	900-36"
120	60	600-24"	800-32"	200-8"	600-24"	450-18"	900-36"	600-24"	1 000x1 000	750-30"	1 000x1 200	900-36"
130	65	600-24"	900-36"	200-8"	700-28"	450-18"	900-36"	700-28"	1 000x1 000	800-32"	1 000x1 400	900-36"
140	70	700-28"	900-36"	250-10"	700-28"	500-20"	1 000-40"	700-28"	1 000x1 000	800-32"	1 000x1 400	1 000-40"
150	75	700-28"	900-36"	250-10"	700-28"	500-20"	1 000-40"	700-28"	1 000x1 200	900-36"	1 000x1 400	1 000-40"
160	80	700-28"	1 000-40"	250-10"	700-28"	500-20"	1 000-40"	750-30"	1 000x1 200	900-36"	1 000x1 400	1 000-40"

Tabela 22.11 – Tubulações imediatas – Vazões (litro/seg) para as velocidades máximas.

D mm pol.	Efluente	Afluente	Descarga água de lavagem	Água para lavagem
	V = 1,25 m/s	V = 0,60 m/s	V = 1,80 m/s	V = 3,60 m/s
75 – 3	6	3	8	16
100 – 4	10	5	14	28
125 – 5	15	7	23	44
150 – 6	22	11	32	65
200 – 8	40	19	56	115
250 – 10	62	30	88	180
300 – 12	89,0	42,0	127	255
350 – 14	121,0	58,0	174	350
400 – 16	157,0	76,0	225	460
450 – 18	200,0	97,0	286	580
500 – 20	247,0	118,0	353	720
550 – 22	296,0	146,0	429	880
600 – 24	355,0	170,0	510	1 020
700 – 28	440,0	235,0	700	1 450
750 – 30	565,0	270,0	800	1 600
800 – 32	635,0	305,0	905	1 800
900 – 36	800,0	390,0	1 150	2 300
1 000 – 40	980,0	475,0	1 410	2 825

Tabela 22.12 – Expansão de areia: velocidade ascensional em m/min para diferentes tamanhos efetivos.

%	Tamanhos efetivos					
	0,35 mm	0,40 mm	0,45 mm	0,50 mm	0,55 mm	0,60 mm
20	0,20 – 0,40	0,35 – 0,55	0,45 – 0,57	0,55 – 0,60	0,65 – 0,70	0,75 – 0,80
25	0,25 – 0,45	0,38 – 0,63	0,50 – 0,66	0,63 – 0,70	0,70 – 0,80	0,80 – 1,00
30	0,30 – 0,50	0,40 – 0,70	0,55 – 0,75	0,70 – 0,80	0,75 – 0,90	0,85 – 1,05
35	0,33 – 0,55	0,45 – 0,78	0,60 – 0,83	0,75 – 0,90	0,83 – 1,00	0,95 – 1,15
40	0,35 – 0,60	0,50 – 0,85	0,65 – 0,90	0,80 – 1,00	0,90 – 1,10	1,05 – 1,30
45	0,38 – 0,68	0,55 – 0,93	0,70 – 0,98	0,85 – 1,08	0,95 – 1,18	1,10 – 1,38
50	0,40 – 0,75	0,60 – 1,00	0,75 – 1,05	0,90 – 1,15	1,00 – 1,25	1,15 – 1,45
55	0,45 – 0,85	0,65 – 1,10	0,85 – 1,25	0,95 – 1,33	1,05 – 1,40	1,20 – 1,55

Nos filtros com camada de antracito, ocorrendo uma expansão de 65% tem-se: $65 \times 0,55 + 0,15 = 0,50$ m.

Recomenda-se a altura mínima da parte inferior das calhas de 0,70 m.

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

$$Q = 1,3 \cdot b \cdot H^{3/2}$$

Q = vazão, m/s (em cada calha)
 b = largura útil, m

H = altura máxima de água, m

Para as calhas que não forem de seção retangular, admite-se por aproximação a mesma altura H , fazendo-se a equivalência de área molhada.

As calhas são dimensionadas para a vazão máxima de lavagem, admitindo-se uma pequena folga na altura (5 cm ou mais).

A Tab. 22.14 facilita o dimensionamento das calhas.

Tabela 22.13 – Expansão de antracito: velocidade ascensional em m/min para diferentes tamanhos efetivos*.

%	Tamanhos efetivos					
	0,45 mm	0,60 mm	0,75 mm	0,90 mm	1,05 mm	1,20 mm
20	0,18	0,25	0,32	0,43	0,52	0,62
25	0,21	0,29	0,37	0,49	0,58	0,67
30	0,24	0,32	0,41	0,54	0,63	0,72
35	0,27	0,36	0,46	0,59	0,68	0,78
40	0,29	0,39	0,50	0,64	0,74	0,84
45	0,31	0,43	0,54	0,69	0,79	0,90
50	0,33	0,46	0,58	0,73	0,84	0,96
55	0,35	0,50	0,63	0,77	0,90	1,00

* Valores indicados por Powell, com extrapolações.

Os coeficientes de uniformidade do antracito são mais elevados do que os de areia.

É vantajoso ter-se a possibilidade de aplicar velocidades mais elevadas, periodicamente com o objetivo de reestruturar bem o material.

Tabela 22.14 – Vazões máximas das calhas, l/s (Calhas com descarga livre).

H (m)	H 3/2	Largura b (m)					
		0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
0,15	0,058	15	19	23	26	30	38
0,20	0,089	23	29	35	40	46	58
0,25	0,125	33	41	49	57	65	82
0,30	0,164	43	53	64	75	85	107
0,35	0,207	54	67	81	95	108	135
0,40	0,253	66	82	98	115	132	165
0,45	0,302	79	98	118	137	157	197
0,50	0,354	92	115	138	160	184	230
0,55	0,408	106	132	159	185	210	265
0,60	0,465	121	151	182	212	242	303

Volume do reservatório de água para lavagem

Fazendo-se a lavagem dos filtros com água proveniente de um reservatório de água para lavagem reduz-se o tamanho dos grupos elevatórios.

Há uma divergência de critérios relativos ao dimensionamento do reservatório.

Bombas de recalque para o reservatório de água para lavagem

As bombas são dimensionadas em

função do tempo necessário para recalcar o volume de água correspondente à lavagem de um filtro:

Nas pequenas estações são instaladas duas bombas, sendo uma de reserva.

Para as estações de porte médio podem ser previstas três bombas sendo uma de reserva.

Para as grandes instalações recomenda-se o estudo econômico levando em conta a frequência e o volume do reservatório (se existir).

Tabela 22.15 – Critérios para dimensionamento do reservatório de água para lavagem.

Azevedo Netto	A. W. W. A.	C. Cox	H. Hudson	J. Arboleda
Até 6 filtros:				
Volume correspondente à lavagem de 1 filtro, durante 6,5 minutos.	Volume para a lavagem de 1 filtro, durante 10 minutos.	Volume para a lavagem de 1 filtro, durante 10 minutos.	Volume para a lavagem de 1 filtro, durante 20 minutos.	1,5 x volume para a lavagem de 1 filtro, durante 9 minutos.
De 7 a 12 filtros:				
Idem, correspondente à lavagem de 2 filtros.		(Equivalente a 1,5 x volume para lavagem de 1 filtro, durante 6,5 minutos).	(Equivalente a 3 x volume para lavagem de 1 filtro, durante 6,5 minutos).	(Equivalente a 2 x volume para lavagem de 1 filtro, durante 6,5 minutos).
Mais de 12 filtros:				
Recomenda-se o estudo econômico levando em conta a frequência máxima prevista de lavagens e a capacidade das bombas.				

Tabela 22.16 – Bombas de água para lavagem.

Número de filtros	Distribuição teórica para lavagem em 24 horas	Fator de segurança	Frequência de lavagem a prever	Tempo de recalque
3	8 horas	3 *	2h40min	150min
6	4 horas	2,5	1h36min	90min
12	2 horas	2	1h	60min
24	1 hora	1,5	40min	40min
Mais de 24	Recomenda-se estudo econômico			

* Considera também a conveniência de concentrar as lavagens no período diurno.

Fixação da altura do reservatório de água para lavagem

O fundo do reservatório de água para lavagem deverá estar em cota que permita a lavagem, com a vazão máxima prevista, do filtro situado em posição mais desfavorável.

Para a fixação dessa cota será necessário calcular todas as perdas de carga existentes, desde a saída do reservatório até os bordos das calhas do filtro mencionado.

São consideradas:

- perdas na tubulação e peças especiais (Tab. 22.17);
- perdas no fundo dos filtros (fundo falso – ver Fundo de filtros, e siste-

ma de tubulação – Tab. 22.2);

- sistema de tubulação (Tab. 22.4).
- perdas na camada de pedregulho (Tab. 22.19);
- perdas na passagem pelo material filtrante expandido.
 - perda de carga na areia: $hf = 0,9 \cdot L$
 - perda de carga no antracito: $hf = 0,25 \cdot L$

em que:

hf = perda de carga, em m
 L = altura da camada, em m

- perda nos bordos da calha vertedora (Tab. 22.6).

Tabela 22.17 – Perdas de carga localizadas na tubulação de água para lavagem (m)

	k	V m/s						
		2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60
Carga Cinet. $V^2/2g$	1,0	0,30	0,35	0,40	0,46	0,53	0,59	0,66
Entrada na tubulação	0,50	0,15	0,18	0,20	0,23	0,27	0,30	0,33
Curva 90°	0,40	0,12	0,14	0,16	0,18	0,21	0,24	0,26
Curva 45°	0,20	0,06	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12	0,13
Válv. gav. aberta	0,20	0,06	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12	0,13
Control. vazão	2,50	0,75	0,87	1,00	1,15	1,32	1,48	1,65
Válv. Borboleta aberta	0,25	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13	0,15	0,17
Tê, pass. direta	0,60	0,18	0,21	0,24	0,28	0,32	0,35	0,40
Tê, saída lateral	1,30	0,39	0,46	0,52	0,60	0,69	0,77	0,86

Tabela 22.18 – Perda de carga nas subcamadas de pedregulho, durante a lavagem (m por m de altura das subcamadas).

Granulometria das subcamadas	Velocidade ascensional da água m/min			
	0,60	0,70	0,80	0,90
1/8"	0,20	0,25	0,30	0,40
1/4"	0,08	0,09	0,11	0,14
1/2"	0,03	0,04	0,04	0,05
3/4"	0,01	0,02	0,02	0,03
1"	0,01	0,01	0,01	0,02
1 1/2"	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
2 1/2"	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01

Tabela 22.19 – Perda de carga na camada completa de pedregulho durante a lavagem (m).

$h_f = \frac{V_a \cdot H}{3}$ V_a = Veloc. asc. m/min H = alt. cam. m h_f = perda de carga, m				
Altura da camada	Velocidade ascensional da água m/min			
	0,60	0,70	0,80	0,90
0,30	0,06	0,07	0,08	0,09
0,35	0,07	0,08	0,09	0,11
0,40	0,08	0,09	0,11	0,12
0,45	0,09	0,11	0,12	0,14
0,50	0,10	0,12	0,13	0,15
0,55	0,11	0,13	0,15	0,17

Fonte: Dixon, G. G. *The Hydraulics of Rapid Sand Filters*. W. W. & S., vol. 82, 4, abril 1935.

LAVAGEM AUXILIAR

A lavagem auxiliar dos filtros, hoje em dia, é considerada uma necessidade, executados os casos de instalações muito pequenas, nas quais os próprios operadores podem executar um trabalho de limpeza.

Na prática são empregados os seguintes sistemas:

- lavagem superficial com o sistema móvel (agitadores Palmer);
- lavagem superficial com o sistema de bocais fixos (Baylis);
- lavagem com ar e água.

Os projetos são elaborados com base nos seguintes dados:

Sistemas de lavagem auxiliar	Vazão necessária l/s/m ²	Pressão recomendada m
Sistema móvel Palmer	0,35 a 0,70	30 a 50
Sistema fixo Baylis	1,3 a 2,6	10 a 30
Lavagem com ar	15 a 25	2,5 a 7

O sistema fixo, idealizado por Baylis, compreende uma rede de bocais com jatos múltiplos. Os bocais são instalados em canos de 25 mm (1") espaçados de 0,70 a 0,90 m e alimentados por tubos de 75 mm (3").

Pressão requerida 2,0 a 3,0 kg/cm²
 Vazão mín.
 necessária 1,5 a 3,0 l/s por m² de superfície filtrante

Agitadores superficiais tipo Leopold

Diam. do agitador m	Modelo "S" Leop.		Modelo reto	
	Pressão kg/cm ²	Q l/s/agit.	Pressão kg/cm ²	Q l/s/agit.
2,00	3,5	3,7	3,5	2,7
2,50	3,5	4,0	3,5	3,4
3,00	3,5	4,5	3,5	4,0
3,50	4,9	6,7	4,9	6,4
4,00	6,0	7,8	6,0	7,5
4,50	6,0	8,1	6,0	9,7
5,00	7,0	10,1	7,0	11,6

A técnica européia é inteiramente favorável ao processo de lavagem com ar e água.

Nos Estados Unidos trabalhos recentes confirmam que o processo vem tendo aceitação cada vez maior.

No Brasil, muitos anos de experiência na antiga instalação de Santos e também na Estação de Tratamento de Água do Guandu, demonstram as vantagens desse sistema:

- lavagem mais uniforme;
- lavagem mais completa, com melhor conservação do material filtrante;
- menor consumo de água para lavagem;
- eliminação do problema de localização ou de duplicidade de lavagem superficial nos filtros de dupla camada;
- eliminação dos problemas mecânicos da lavagem superficial com torniquetes e dos problemas de entrançamento que ocorrem no caso do sistema fixo;
- redução da altura da camada suporte, quando existente.

SEQUÊNCIA PARA O PROJETO DE FILTROS

Sugere-se o seguinte roteiro para o cálculo de uma instalação de filtração rápida:

- selecionar o tipo de filtro (com uma ou com duas camadas);
- fixar a taxa nominal de filtração, com todos os filtros funcionando;

- estabelecer o número de filtros e verificar a conveniência de adoção de filtros duplos;
- calcular a área de cada filtro;
- adotar o tipo de fundo de filtro e dimensioná-lo;
- estabelecer as dimensões dos filtros em planta e com corte;
- especificar a granulometria dos materiais filtrantes;
- especificar a camada suporte (se existir);
- estabelecer a expansão desejada para o material filtrante;
- determinar a velocidade ascensional da água de lavagem;
- calcular a vazão de água de lavagem.
- selecionar e dimensionar o equipamento de controle dos filtros;
- dimensionar as tubulações imediatas dos filtros;
- fixar o tempo nominal de lavagem;
- calcular o volume de água para lavagem de um filtro;
- local e dimensionar as calhas coletoras de água de lavagem;
- determinar o volume desejável para o reservatório de água para lavagem;
- dimensionar os conjuntos de recalque de água para lavagem;
- calcular as perdas de carga no sistema de lavagem e fixar a altura do reservatório de água para lavagem;
- projetar o sistema de lavagem auxiliar;
- calcular as perdas de carga no meio filtrante limpo e sujo (perdas em escoamento laminar e as perdas por escoamento turbulento nas demais partes e verificar as taxas de filtração mínimas e máximas).

FILTROS DE FLUXO ASCENDENTE

Os filtros de corrente ascendente, também conhecidos por filtros russos, ou

clarificadores de contato, ou ainda, filtros KO-1, vêm sendo extensivamente utilizados principalmente na Rússia, para a clarificação de águas de pouca turbidez e de baixo conteúdo mineral.

A idéia de filtração ascendente não é nova. No século XVIII foram construídas algumas instalações na França e na Inglaterra.

Em 1918, a Candy Filter Co. patenteou um filtro desse tipo.

Esses filtros são semelhantes aos filtros rápidos, funcionando, porém, em sentido inverso, e sendo lavados periodicamente de maneira usual, isto é, com uma corrente de água, de baixo para cima, de velocidade adequada.

Em fins de 1968, o Autor inspecionou e estudou detidamente instalações russas, na qualidade de membro do *Travelling Seminar on Purification and Desinfection of Water*. Na ocasião, discutiu vários aspectos técnicos relativos a instalações desse tipo com autoridades no assunto, entre as quais o Dr. D. M. Mintz, G. A. Orlov e S. A. Shubert. Pouco depois, quando o Instituto de Engenharia Sanitária da SURSAN, Guanabara, promoveu um curso sobre Técnicas Modernas de Tratamento de Água, expôs o processo, chamando a atenção para as suas vantagens e aplicabilidade em nosso País.

Após reunir maior quantidade de dados e observações, o assunto volta a ser retomado, com os resultados de uma experiência mais segura.

FUNCIONAMENTO

Na Rússia os filtros de fluxo ascendente são aplicados como unidades completas de

clarificação, isto é, sem unidades anteriores ou posteriores de tratamento.

Os coagulantes são colocados e dispersos na água durante 3 a 10 minutos antes da filtração. A água bruta depois de receber os coagulantes é diretamente encaminhada para os filtros sem passar por floculadores ou por decantadores. O efluente obtido é utilizado para abastecimento após a desinfecção.

A floculação da água é realizada satisfatoriamente no próprio meio filtrante. A experiência tem demonstrado que a coagulação e a floculação realizadas no meio poroso e na presença de substâncias previamente precipitadas, conduzem a resultados excelentes, permitindo economia de reagentes de 15 a 30%.

À medida que a água coagulada atravessa o meio filtrante, as impurezas vão sendo parcialmente retidas e em parte deslocadas sob a forma de flocos, de uma subcamada para a seguinte, onde ocorre uma retenção e um novo deslocamento parcial. Dois processos ocorrem simultaneamente no meio filtrante:

- a remoção de partículas da água e a sua aderência aos grãos de areia sob a influência de forças moleculares de adesão, e
- a remoção de partículas previamente presas (fracamente aderidas) e o seu deslocamento provocado pelas forças hidrodinâmicas do escoamento pelo aumento de velocidade.

É claro que, predominando o primeiro processo, a água se clarifica.

Verifica-se, portanto, que toda a camada filtrante trabalha no processo de clarificação e que a acumulação de impurezas não ocorre apenas na primeira face de contato (subcamada inferior).

A disposição do meio filtrante em relação ao sentido de escoamento da água faz com que a água mais impura encontre primeiramente o material mais grosseiro, de maior porosidade. À medida que a água se livra de impurezas, no seu movimento ascendente vai encontrando meios cada vez mais finos e de menor porosidade.

A filtração se realiza, portanto, no sentido de material filtrante mais grosso para o mais fino, sem a necessidade do emprego de materiais heterogêneos e sem a ocorrência de interfaces.

APERFEIÇOAMENTOS

Para garantir melhores resultados para os filtros de fluxo ascendente, deve-se evitar a fluidificação do meio filtrante, isto é, deve-se limitar a vazão ou velocidade de escoamento (taxa de filtração).

Entretanto, e mesmo com esse limite de velocidade, observa-se uma tendência de fluidificação no topo da camada de areia, fenômeno que prejudica parcialmente os resultados. Para evitar essa tendência foram propostas duas soluções:

- na Rússia adotou-se, em alguns casos, o sistema A.K.X., no qual uma parte da vazão é aplicada acima do meio filtrante, e a água clarificada é coletada no interior do próprio meio, pouco abaixo da sua superfície;
- na Holanda foi concebido o filtro chamado Immedium, com uma grelha colocada junto ao topo do material filtrante, para mantê-lo em posição; essa grelha com espaçamentos de cerca de 5 cm é suficiente para manter a areia devido ao efeito de arco.

QUALIDADE DA ÁGUA BRUTA

Os clarificadores de contato na Rússia geralmente são recomendados para águas provenientes de açudes ou represas, ou seja, para águas de baixa turbidez, não sujeitas a variações repentinas de qualidade.

Esses filtros são, pois, aplicáveis a águas com as seguintes características:

- pouco poluídas;
- pouco contaminadas;
- de turbidez baixa;
- de baixo teor de sólidos em suspensão;
- sem variações rápidas de qualidade.

Investigações feitas na Inglaterra mostraram que a turbidez da água bruta normalmente deve ficar limitada a cerca de 50 U.T.

As autoridades russas estabelecem para os filtros do tipo KO-1 o limite de 150 mg/l de matéria em suspensão, incluindo nesse valor a dose de coagulante aplicado.

ESTRUTURA DOS FILTROS — MATERIAL FILTRANTE

Os filtros de fluxo ascendente compreendem as seguintes camadas (de cima para baixo):

- altura de água sobre o leito filtrante 1,80 — 2,30 m
- altura do leito filtrante 2,00 — 2,50 m
- altura da camada-suporte 0,40 — 0,60 m
- altura total da caixa do filtro 4,20 — 5,00 m

O meio filtrante consiste em uma camada de areia preparada com tamanho efetivo entre 0,7 e 0,8 mm, e coeficiente de uniformidade inferior a 2,0. Experiências inglesas mostraram bons resultados para um meio com tamanhos entre 0,7 e

2,0 mm (tamanho efetivo 0,8 e coeficiente de uniformidade 1,6).

A camada suporte recomendada pelos russos é constituída por pedregulhos de tamanho variável, desde 4,00 mm (aprox. 5/32") até 30 mm (aprox. 1 1/4").

Adotando-se a distribuição de subcamadas de acordo com a relação $C = 300 \log d$ encontram-se os seguintes valores:

Tamanhos para as subcamadas:

3/16	—	3/32"		10,0 cm
3/8	—	3/16"		10,0 cm
5/8	—	3/8"		7,5 cm
1"	—	5/8"		7,5 cm
1.1/4	—	1"		5,0 cm

Total 40,0 cm

FUNDOS DE FILTROS

Na Rússia, os fundos de filtros compreendem sistemas de canalizações para a distribuição de água bruta e de água para lavagem. Essas canalizações têm orifícios voltados para baixo, descarregando água em células, conforme mostrado na Fig. 22.3. Esse sistema é projetado com grande cuidado, considerando-se que, no caso, a boa distribuição deve ser considerada requisito importante. Devem ser adotados sistemas com boas características hidráulicas.

Tamanhos, pol.	3/32"	3/16"	3/8"	5/8"	1"	1 1/4"
d mm	2,4	4,8	9,5	1,6	2,5	3,2
log d	0,38	0,68	0,98	1,20	1,41	1,50
300 log d	114	204	294	360	423	450
Incrementos		90	90	66	63	27
Espessuras a adotar: em mm		100	100	75	75	50
em pol.		4"	4"	3"	3"	2"

TAXAS DE FILTRAÇÃO E DE LAVAGEM. PERDA DE CARGA

Os filtros russos são projetados para funcionar com taxas de filtração compreendidas entre 120 e 150 m³/m²/dia.

Vazões mais elevadas podem provocar a redução excessiva do tempo de funcionamento entre lavagens e a deterioração do efluente, (*breakthrough* ou passagem de impurezas).

Os filtros são lavados durante 6 a 8 minutos com velocidades ascensionais de 0,70 a 0,90 m/min (1 000 a 1 300 m³/m²/dia).

O consumo de água de lavagem em muitas instalações aproxima-se de 5%, podendo atingir 10% em alguns casos.

As instalações russas construídas por volta de 1965 experimentaram a lavagem com ar e água, com menor taxa de lavagem (700 a 900 m³/m²/dia) e menor consumo de água (3 a 5%).

Os filtros de fluxo ascendente aproveitam melhor a carga disponível. A perda de carga final atinge cerca de 2,0 m.

RESULTADOS, VANTAGENS E INCONVENIENTES

Os filtros podem produzir água clarificada com baixa turbidez, frequentemente inferior a 2 U.T.

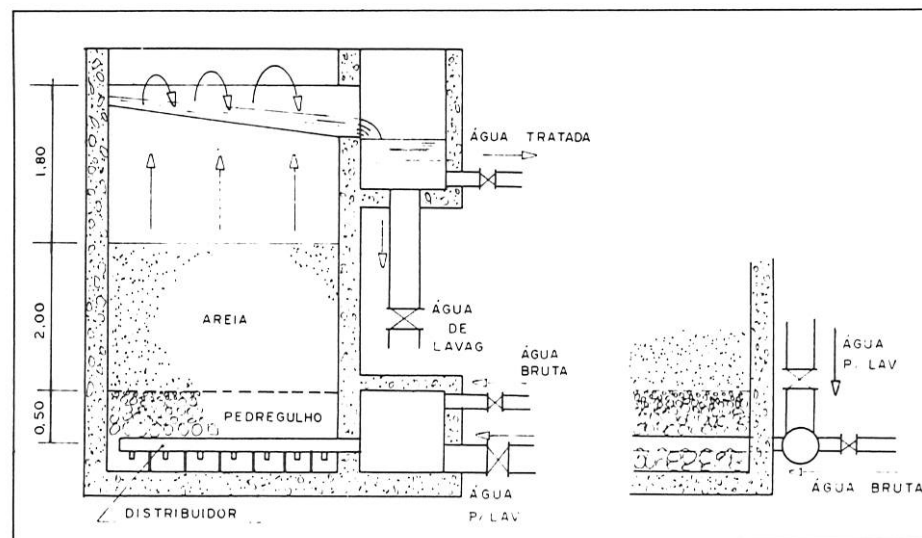


Figura 22.3 — Esquema de um filtro de fluxo ascendente

Os teores de ferro são substancialmente reduzidos nesse tipo de instalação. Um aspecto importante da operação é a dosagem conveniente e correta de coagulantes. Os coagulantes constituem, nesse processo, uma parte considerável da carga de sólidos aplicadas. Especialistas como S. A. Shubert, reconhecem os clarificadores de contato como a unidade mais vantajosa em uso na Rússia, por volta de 1970.

As vantagens são:

- realizam uma boa coagulação e floculação;
- evitam a necessidade de clarificação prévia da água, eliminando floculadores e decantadores;
- reduzem o consumo de coagulantes;
- fazem a filtração no sentido favorável da redução de porosidade do meio filtrante;
- utilizam todo o leito para a remoção de impurezas;

- apresentam períodos de funcionamento mais longos;
- aproveitam melhor a carga hidráulica disponível.

Os principais inconvenientes desses filtros resumem-se em:

- mistura da água de lavagem com a água bruta;
- limitações relativas à qualidade da água bruta;
- possibilidade de ocorrer a fluidificação do leito;
- qualidade inferior da água obtida no início do funcionamento (primeiros minutos após a lavagem).

APLICAÇÕES

Os clarificadores de contato do tipo KO-1 foram testados em larga escala na URSS, tendo atualmente grande aplicação.

No Brasil, o processo foi aplicado com sucesso pela primeira vez, na cidade de Colatina, conforme relatou o Eng. Bernardo S. Grinplastch, da Fundação SESP.

No Estado de São Paulo, foram construídas algumas instalações, uma delas para a cidade de Cordeirópolis.

Na América Latina existem aplicações na Venezuela, na Colômbia e na Argentina.

Existe instalação de tratamento de água na Rússia, com capacidade para 1 000 000 m³/dia, empregando filtros de fluxo ascendente.

VARIANTES COM TRATAMENTOS COMPLEMENTARES

Nos casos em que a água bruta contenha materiais grosseiros em suspensão, inclusive quantidades excessivas de algas, mas que sob outros aspectos satisfaça às condições para tratamento em filtros de fluxo ascendente, pode-se recorrer a tratamentos preliminares de condicionamento prévio.

Na Rússia, onde é adotado o sistema de distribuição da água por tubos ranhurados, no fundo dos filtros, procura-se evitar a presença de todas as impurezas grosseiras na água, mediante o emprego de microtamises (*micro-strainers*) antes da introdução de coagulantes. Essas unidades de pré-tratamento também são aplicadas para remover algas nas instalações comuns de filtração.

É necessário mencionar, porém, que os microtamises de fabricação russa são de custo relativamente baixo em comparação com os aparelhos fabricados na Inglaterra ou nos Estados Unidos.

Devido ao fato de os filtros de fluxo ascendente funcionarem admiravelmente bem como floculadores e clarificadores, essas unidades vêm sendo utilizadas em alguns lugares como a primeira fase do

tratamento, nos casos em que a qualidade da água bruta não permita a obtenção de água tratada dentro de padrões estabelecidos, ou então, quando se exige ou deseja características melhores para a água filtrada. Em tais situações, os clarificadores de contato são seguidos por filtros rápidos de areia, de fluxo descendente.

Instalações desse tipo, com dois estágios de filtração, foram projetadas e construídas na Rússia, na Argentina e na Venezuela (Fig. 22.4).

EXPERIÊNCIA DE COLATINA

Em 1971, durante o VI Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária, em São Paulo, o Eng. Bernardo S. Grinplastch apresentou um excelente trabalho sobre a nova técnica de filtração, tendo relatado os bons resultados obtidos na instalação construída na cidade de Colatina, Estado do Espírito Santo.

Os dados de projeto foram os seguintes:

- vazão do projeto . . .	30 litros/seg;
- taxa de filtração . . .	121 m ³ /m ² /dia;
- área do filtro	16 m ² ;
- tipo de fundo	sistema de tubulações;
- camada suporte	6,60 m;
- camada de areia	2,00 m;
- tamanho efetivo	0,7 mm;
- altura total da caixa . .	4,60 m.

As conclusões desse Autor podem ser resumidas como se segue:

"A filtração obtida com a utilização dos clarificadores de contato, os chamados filtros russos, pelos bons resultados que vêm apresentando em vários países, merece ser experimentada entre nós. A simplicidade de seu equipamento e a economia com a sua instalação em face de eficiência de operação, aconselham seja o novo processo adotado no Brasil".

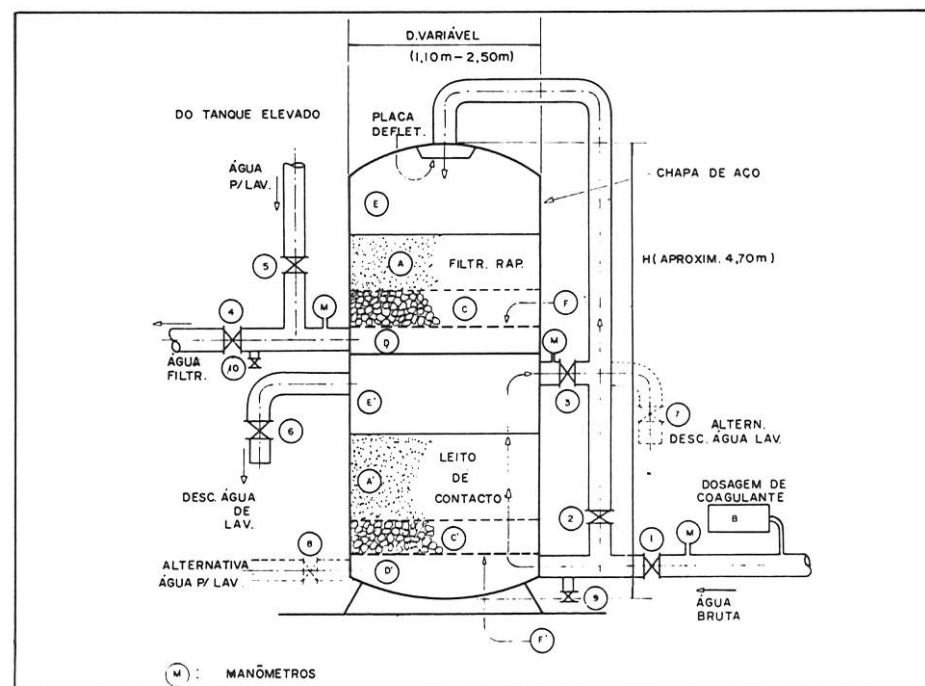


Figura 22.4 - Filtros de dois estágios.

SUPERFILTRAÇÃO: DUPLA FILTRAÇÃO

A superfiltração é, por assim dizer, uma nova geração de instalações de tratamento de água, aplicável às pequenas comunidades com apreciáveis vantagens técnicas e econômicas.

Estudos iniciais baseados em investigações pioneiras, conduzidas por alguns engenheiros, entre os quais Mário Carcedo na Argentina, German Sanchez na Venezuela e o próprio Autor no Brasil, permitiram o desenvolvimento completo da nova técnica na América Latina.

A idéia que suscitou a superfiltração decorreu de observações relativas ao comportamento dos filtros russos ou clarificadores de contato. A experiência demonstra

que esses filtros de fluxo ascendente realizam com eficiência a floculação, a clarificação e a filtração da água, evitando a necessidade de tratamento prévio em floculadores e decantadores.

Constatou-se, na realidade, que a coagulação e a floculação, realizadas em meio poroso e na presença de compostos previamente precipitados, conduzem a resultados excelentes, permitindo considerável economia de reagentes.

No entanto, os filtros russos não podem ser considerados uma panacéia, ou seja, uma solução para qualquer caso.

Verifica-se que durante a filtração ocorre uma tendência à fluidificação das camadas superiores da areia (areia mais fina) o que ocasiona o arrastamento de impurezas e de flocos retidos do topo do

leito filtrante para o efluente (água filtrada). Além disso, as primeiras águas produzidas pelo filtro, geralmente não satisfazem ao rigor de qualidade, razão pela qual, freqüentemente elas são descartadas. Reconhece-se a possibilidade de contaminação da parte superior do filtro pela própria água de lavagem.

Uma outra consideração, diz respeito à qualidade biológica da água produzida. Alguns organismos patogênicos, como, por exemplo, os cistos de *Entamoeba histolytica*, alguns tipos de vírus e cercárias são muito resistentes à cloração, o que destaca o papel dos filtros, como importante barreira sanitária na produção de água de boa qualidade sanitária. Por essa razão, a aplicação de clarificadores de contato em regiões sujeitas a certas endemias (de esquistossomose, por exemplo), deve ser objeto de consideração especial. Em termos gerais, essas unidades não são recomendadas para o tratamento de águas com contaminação elevada.

As considerações até aqui resumidas levaram os engenheiros citados a conceberem um novo tipo de instalação de tratamento, em condições de aliar as vantagens reconhecidas dos clarificadores de contato à segurança dos filtros rápidos convencionais. Surgiram então os superfiltros, com dupla filtração.

Em síntese, o superfiltro alia duas técnicas já perfeitamente comprovadas: a russa e a americana.

Neste caso, os clarificadores de contato realizam as funções para as quais são mais indicados: a floculação, a sedimentação e a filtração preliminar, competindo ao filtro convencional com leito de material mais fino, a função complementar, isto é, a filtração mais perfeita e mais segura.

Investigações em instalações-piloto, iniciadas em fins de 1971, demonstraram que os clarificadores de contato, utilizados como condicionadores de água para a

filtração final, produziram água clarificada em melhores condições do que as obtidas em sistemas convencionais. Os resultados constatados na saída de um superfiltro excederam as expectativas (Fig. 22.5).

TIPOS DE SUPERFILTROS

Desde o início foram concebidos dois tipos de instalação: os superfiltros de pressão e os superfiltros de gravidade.

Os superfiltros de pressão, construídos com chapas de aço, apresentam as seguintes características que, em muitos casos, poderão ser vantajosas:

- a instalação recebe água bruta sob pressão e fornece água tratada também sob pressão;
- é possível lavar os dois filtros conjugados com a mesma água, reduzindo-se o consumo de água de lavagem.

Foram consideradas três disposições construtivas: unidades combinadas verticais, unidades combinadas horizontais e unidades separadas.

Os superfiltros de gravidade, mais indicados para as instalações de maior capacidade, podem ser construídos em aço ou concreto armado e exigem a lavagem independente das duas unidades conjugadas (Fig. 22.6).

PARÂMETROS DE PROJETO

No processo de clarificação (filtro ascendente), a água é aplicada com a taxa entre 120 e 150 m³/m²/dia, a mesma taxa aplicada na filtração final.

A lavagem é feita em ambos os casos com uma taxa entre 1 000 e 1 200 m³/m² por 24 horas (0,40 a 0,50 m/min).

As tubulações de entrada, de saída, de lavagem e de descarga são dimensionadas com base nos valores normais de velocidade de perda de carga.

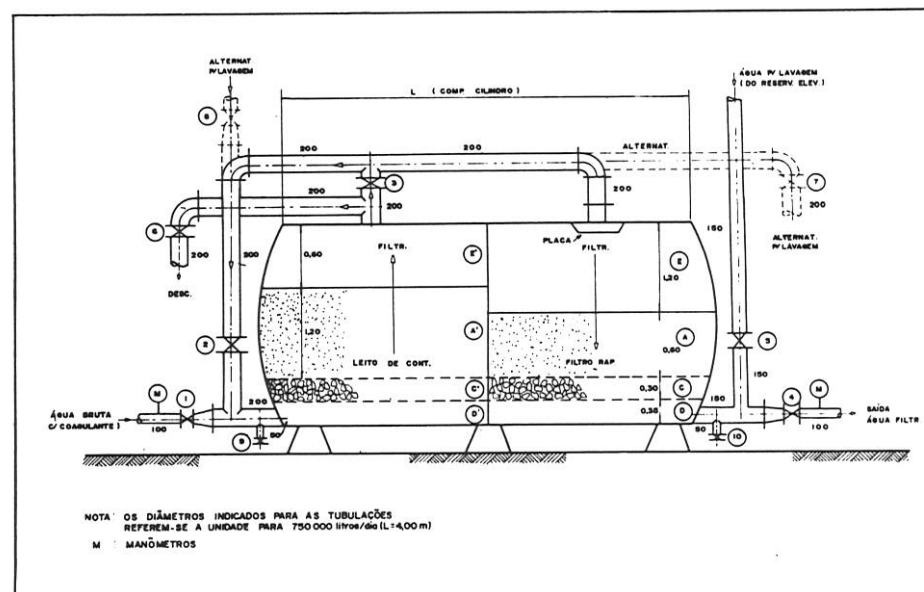


Figura 22.5 — Superfiltro duplo horizontal.

Dimensões típicas das unidades

Tipo	Volume de água produzido (m ³ /dia)	Diâmetro (m)	Altura (m)	Comprimento (m)
Pressão vertical	150	1,10	4,50	—
Pressão vertical	300	1,60	4,50	—
Pressão vertical	450	2,00	4,50	—
Pressão vertical	750	2,50	4,50	—
Pressão horizontal	375	2,45	—	2,00
Pressão horizontal	450	2,45	—	2,50
Pressão horizontal	750	2,45	—	4,00
Pressão horizontal	1 125	2,45	—	6,00
Gravidade	1 125	4,40	3,60	—
Gravidade	1 500	5,20	3,60	—
Gravidade	2 250	6,40	3,60	—
Gravidade	3 000	7,20	3,60	—
Gravidade	3 750	8,00	3,60	—

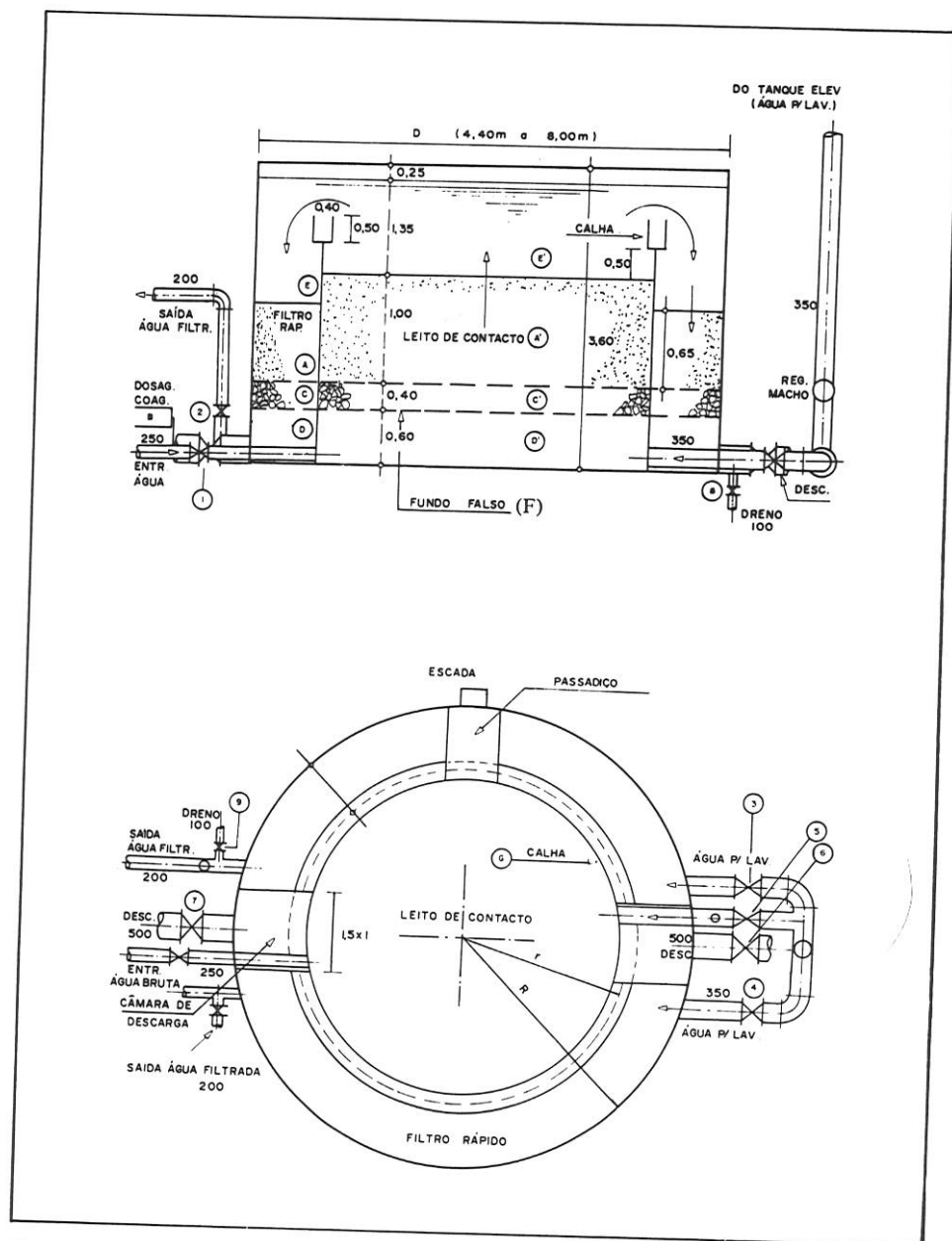


Figura 22.6 — Superfiltro duplo de gravidade aberto. (Diâmetros das tubulações da instalação para 3000 m³/dia).

MATERIAL FILTRANTE E CAMADA SUPORTE

O leito de contato é projetado com uma camada de 1,50 m de areia preparada, com as seguintes características: tamanho efetivo entre 0,75 e 0,85 mm e coeficiente de uniformidade inferior a 2,0.

O filtro rápido compreende uma camada filtrante de areia mais fina, composta de duas partes: 0,40 m de areia de tamanho efetivo entre 0,45 e 0,55 mm e coeficiente de uniformidade inferior a 1,7 e 0,20 m de areia grossa com tamanho efetivo entre 0,8 e 1,2 mm.

A camada suporte para ambos os casos é constituída por quatro subcamadas:

6 a 3 mm	7,5 cm
12 a 6 mm	7,5 cm
25 a 12 mm	12,5 cm
30 a 25 mm	7,5 cm
Total	35,0 cm

O fundo dos filtros pode ser executado com chapas perfuradas, com orifícios uniformemente distribuídos, perfazendo uma área de 0,25 a 0,35% da superfície.

A fig. 22.7 apresenta um exemplo de dimensionamento.

QUALIDADE DA ÁGUA BRUTA

Os filtros russos de fluxo ascendente vêm sendo aplicados para o tratamento de águas de turbidez moderada. Embora em alguns casos tenham sido empregados para purificar águas com mais de 100 U.T. de turbidez, algumas pesquisas feitas na Inglaterra mostraram as vantagens do seu emprego para turbidez inferior a esse valor. Atualmente, na Universidade de São Carlos vem sendo experimentado seu uso com águas de turbidez elevada, procedendo-se a descargas de fundo intermitentes.

Os maiores recursos e a segurança dos superfiltros, devido à dupla filtração e à maior flexibilidade de projeto do seu clarificador, permitem a sua aplicação no

caso de águas brutas de maior turbidez. As experiências bem sucedidas, até o momento, foram conduzidas com turbidez até 160.

DESCRIÇÃO DO FUNCIONAMENTO

A seguir, será descrito, o funcionamento de um superfiltro de pressão do tipo vertical (Fig. 22.6)

EXEMPLO:

A água a tratar recebe a dose de coagulante comum, (solução de sulfato de alumínio) dosada por uma bomba dosadora injetora, (equipamento de fabricação normal), passa pela válvula 1 e entra no espaço D' do filtro inferior. Uma chapa perfurada F' distribui a água para um leito graduado de pedregulho ou seixos C'. A água, a seguir, flui através de uma camada de areia preparada A', com 1,50 m de altura aproximadamente, (leito de contato). Nesse trajeto da água processa-se a sua floculação e a primeira filtração.

A seguir, a água já clarificada escoar através da válvula 3 (aberta) e, encaminhando-se para o segundo filtro, é admitida no topo, onde existe uma placa defletora para quebrar o jato. O filtro superior é do tipo rápido de pressão, com movimento descendente da água. Nesta fase da operação estarão fechadas as válvulas 2, 5 e 6 e abertas as válvulas 1, 3 e 4.

A água atravessa a camada filtrante. A de areia preparada ou de antracito e areia, passa pela camada-suporte de pedregulho ou seixos graduados C, atravessa uma placa perfurada F e atinge o espaço inferior D, saindo através da válvula 4, para um reservatório ou ponto de utilização.

Os filtros são lavados periodicamente, de acordo com as características da água a tratar, mediante a seguinte operação: fecham-se as válvulas 1, 3 e 4 e abrem-se as válvulas 2, 5 e 6. A água para lavagem, proveniente de um tanque ou reservatório

superior, do próprio sistema de abastecimento, independente da instalação, ou fornecida por uma bomba comum, entra pela válvula 5, é admitida no espaço D e lava o filtro rápido superior, de baixo para cima, saindo pela canalização superior, passando pela válvula 2, atravessando o espaço D' para lavar o filtro inferior chamado leito de contato.

Nessa lavagem a água passa pela camada C', atravessa o leito A' removendo as impurezas que são descarregadas juntamente com a água através da válvula 6.

Foi prevista uma alternativa de lavagem que possibilita a lavagem independente dos dois filtros, mediante a introdução de mais duas tubulações com as válvulas 6 e 7.

No sistema são instalados três manômetros indicados pela letra M, os quais permitirão determinar a perda de pressão ou perda de carga em cada uma das unidades conjugadas.

No caso de filtros de pressão horizontal² as manobras são as seguintes: (ver Fig. 22.5)

- durante a filtração
 - circuito da água
1 - D' - C' - A' - E' - 3
E - A - C - D - 4
 - válvulas abertas
1 - 3 - 4 (as demais fechadas)
- durante a lavagem simultânea dos filtros
 - circuito da água
5 - D - C - A - E - 2 - D'
C' - A' - E' - 6
 - válvulas abertas
5 - 2 - 6 (as demais fechadas)

Alternativa para lavagem independente (se desejada):

- lavagem do filtro rápido
 - circuito da água
5 - D - C - A - E - 7
 - válvulas abertas
5 - 7 (as demais fechadas)
- lavagem do leito de contato
 - circuito da água
8 - 2 - D' - C' - A' - E' - 6

- válvulas abertas
8 - 2 - 6 (as demais fechadas)
- para esvaziamento dos filtros (drenos)
 - válvulas 9 e 10 abertas (diâmetro: 50 mm)

Para os filtros de gravidade a sequência de operações é a seguinte: (Ver Fig. 22.6)

- funcionamento durante a filtração:
 - Caminhamento da água
T - D' - C' - A' - E' - E
A - C - D - 2
 - válvulas abertas 1 - 2
 - válvulas fechadas as demais
- funcionamento durante a lavagem:

Primeira fase - lavagem do filtro rápido:

- Caminhamento da água $\begin{bmatrix} 3 \\ 4 \end{bmatrix}$ -
D - C - A - E - G - 6 - 7
- válvulas abertas 3 - 4 - 6 - 7
- válvulas fechadas as demais

Segunda fase - lavagem do leito de contato:

- Caminhamento da água
5 - D' - C' - A' - E'
G - 6 - 7
- válvulas abertas 5 - 6 - 7
- válvulas fechadas as demais

O custo de uma instalação de superfiltração é muito inferior ao custo dos demais sistemas de tratamento com características comparáveis. As despesas de operação também são menores, não só pela simplicidade e facilidade de operação, como também devido ao menor consumo de reagentes. Além disso, os superfiltros produzem água de excelente qualidade, com maior segurança biológica.

Há, ainda, a considerar, as facilidades de construção, de transporte, de remoção e de reaproveitamento.

Por essas razões este novo sistema de tratamento vem satisfazer a um extraordinário campo de aplicações, sobretudo para as pequenas comunidades do interior brasileiro.

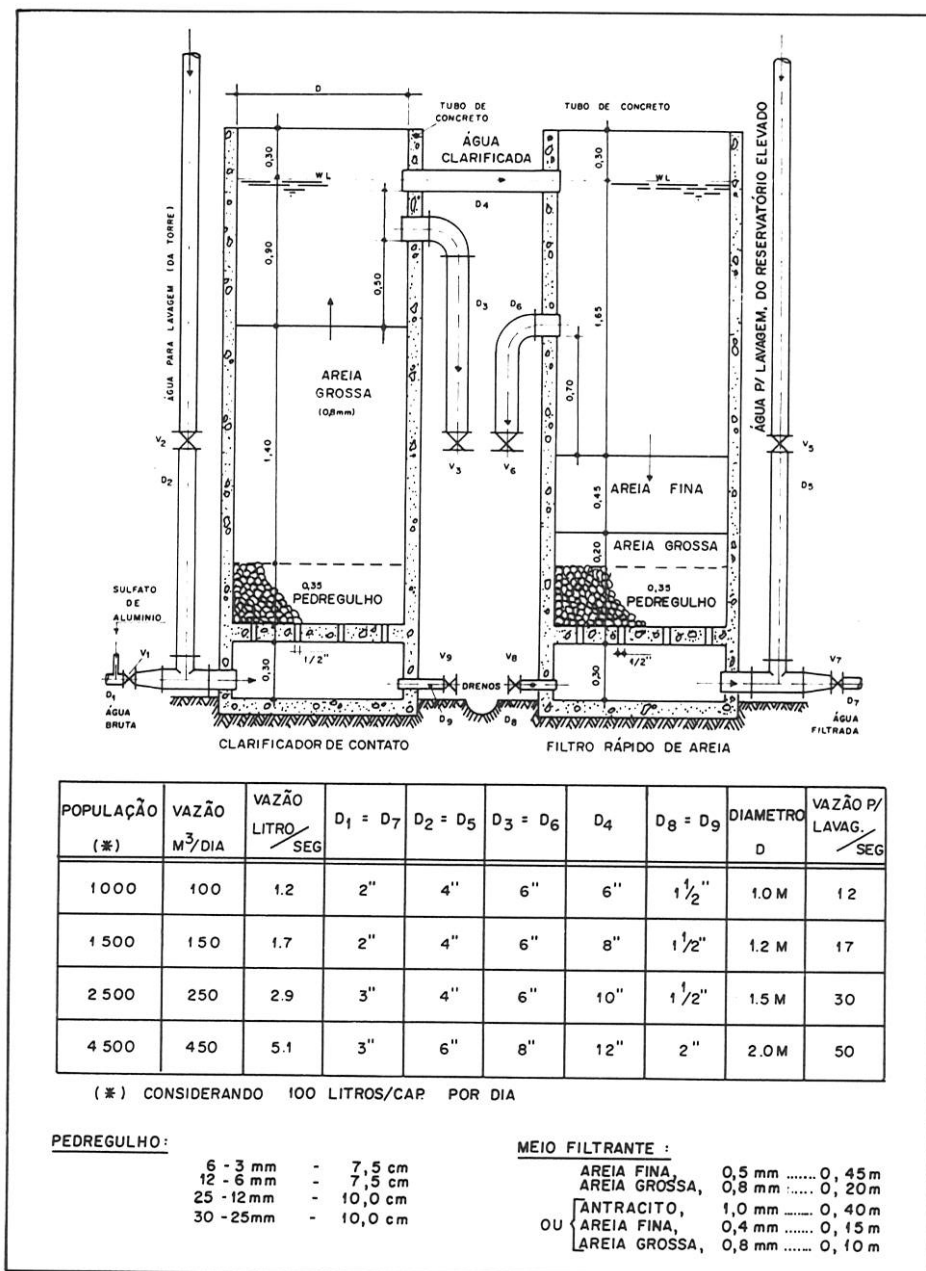


Figura 22.7 - Instalação simples de superfiltração.

FILTRAÇÃO DIRETA

A filtração direta é um processo que exclui a decantação e no qual a água quimicamente coagulada é encaminhada diretamente para os filtros rápidos.

Nesse caso os filtros devem, portanto, remover não só as impurezas que causam a cor e a turbidez, mas também os produtos deixados pelos reagentes químicos empregados no processo.

Para o bom funcionamento do processo a água bruta deve ser de boa qualidade (relativamente limpa) e as dosagens dos reagentes relativamente baixas.

No Seminário realizado na Califórnia, em 1976, especificamente sobre esse assunto, as seguintes indicações foram apresentadas sobre a qualidade a ser tratada:

- cor e turbidez baixas*
- NMP de coliformes inferior a 90 por 100 ml
- ausência de quantidades significativas de diatomáceas e de fibras de papel.

Além disso, é preciso realizar ensaios de coagulação em laboratório para verificar o efeito de reagentes e as dosagens necessárias, que não podem ser elevadas.

As instalações de filtração direta sempre compreendem uma unidade de mistura rápida e freqüentemente incluem um floculador (com 10 a 20 minutos de detenção) ou um tanque de contato com permanência em torno de uma hora.

Referências Bibliográficas

- 1 AZEVEDO NETTO, J. M. de *Experiência brasileira no projeto de filtros rápidos de gravidade*. Planidro, 1972.
- 2 ——— *Super-filtro duplo*. 1972.

* Consideram-se baixos os valores que podem ser removidos com quantidades muito pequenas de coagulante e que não produzam muito material a ser removido.

A verificação da necessidade dessas unidades e a determinação da taxa de filtração e outros parâmetros devem ser feitas em uma instalação-piloto. Com esses ensaios experimentais é possível, também, otimizar o leito filtrante e obter indicações sobre os resultados que podem ser esperados.

Quando for dispensável o floculador a floculação ocorrerá nas camadas superiores dos filtros.

Vantagens da filtração direta:

- estações mais compactas;
- custo de construção 15 a 35% menor do que o custo das estações convencionais;
- despesas menores com reagentes;
- menor produção de lodo.

Desvantagens da filtração direta:

- aplicabilidade limitada e muito dependente das características da água bruta e da manutenção da sua qualidade ao longo do tempo;
- mais sensível às variações de qualidade da água exigindo operação mais cuidadosa e operadores mais hábeis;
- lavagem mais freqüente dos filtros e maior gasto de água para lavagem;
- menor flexibilidade do processo.

Na fase do projeto é muito importante prever e considerar o que, no futuro, poderá ocorrer com o manancial (hipótese de degradação progressiva). Em muitos casos, projeta-se uma estação completa construindo-se inicialmente apenas as unidades necessárias para a filtração direta.

- 3 ——— *Filtros de fluxo ascendente*. In: *Curso sobre técnicas avançadas de tratamento de água*. Planidro, 1971.
- 4 A. W. W. A. *Direct filtration seminar*. Los Angeles, Califórnia Section, set. 1976.
- 5 DEGRÉMONT. *Manual técnico de água*. 18 ed. 1978.

- 6 GRINPLASTCH, B.S. Nova técnica de filtração em uso no Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 6. São Paulo, 1971. *Anais*. São Paulo, 1971.
- 7 HAMAN, C.L. & McKINNEY, R.E. Upflow filtration process. *J. A.W.W.A.*, set. 1968. 60(9): 1023-39.
- 8 IMMACTI Co. The dutch immedium filter. *Water and Water Engineering*, 62, 1958.
- 9 KAWAMURA, S. Two stage filtration. *J. A.W.W.A.* dez. 1985. 77(12).
- 10 LATOU, M. G. Filtração direta: um passo à frente em tratamento de água. *Revista DAE*, dez. 1981. 127.
- 11 MINTZ, D.M. Some results of research into drinking water purification and disinfection. *Bulletin WHO*, Geneva. 1962.
- 12 ——— & ORLOV, G. A. *The technology of purifying drinking water*. Moscow, C.I.A.M.S. 1968.
- 13 OPS/CEPIS. *Simpósio sobre novos métodos de tratamento de água*. Assunção, ago. 1972.
- 14 SANCHEZ, G. *Sedimentadores de sólidos de contato de fluxo ascendente*. AVIS, XIII Congresso da AIDIS, 1972.
- 15 SHUBERT, S.A. *The selection of technological schemes for water purification from surface sources*. Moscow, C.I.A.M.S. 1968.
- 16 SILIN, E.A. *Water improvements in rural conditions*. Moscow, C.I.A.M.S. 1968.

FILTRAÇÃO LENTA

Ivanildo Hespanhol*

HISTÓRICO

A observação da pureza e limpidez de certas águas subterrâneas e a atribuição dessas características à sua passagem pelos solos naturais, provavelmente, levaram o homem a criar os processos de potabilização que consistem na passagem da água através de leitos de areia convenientemente dispostos e estratificados.

A primeira sistematização desses processos de filtração foi efetuada por John Gibb que construiu, em 1804, em Paisley, na Escócia, um filtro lento experimental. Somente 24 anos depois, o processo foi utilizado no tratamento de água para abastecimento público: James Simpson construiu, para a *Chelsea Water Company of London*, um sistema de filtros lentos para purificar a água captada no rio Tâmsa.

Com esses filtros pioneiros não se pretendia nada mais do que a remoção de turbidez e sólidos suspensos, não havendo, ainda, a mais remota especulação sobre os demais fenômenos bioquímicos que ocorriam paralelamente ao simples efeito físico de retenção de partículas suspensas nos interstícios do material filtrante.

Por outro lado, embora ainda não se cogitasse da transmissão de doenças através de bactérias patogênicas, acreditava-se, com

base nos estudos de John Snow sobre transmissão de cólera, na existência da *materies morbi*, um material derivado dos doentes, que poderia transmitir a infecção para pessoas que o ingerissem através da água contaminada. Supunha-se que a *materies morbi* pudesse ser removida junto com os sólidos contidos na água através da filtração. De maneira geral, os resultados obtidos foram considerados tão significativos que, em torno de 1852, estabeleceu-se, em Londres, através do *Metropolis Water Act*, que “toda água tomada do rio Tâmsa, na distância de até 8 quilômetros da Catedral de São Paulo, deveria ser filtrada antes de ser distribuída para consumo público”.

Porém, por volta de 1870, quando os métodos de análise química da água desenvolvidos nos anos anteriores passaram a ser utilizados para a verificação da eficiência da filtração, uma onda de decepção reduziu o entusiasmo dos construtores de filtros ao constatarem que a purificação efetuada pelos leitos filtrantes era muito restrita, do ponto de vista químico.

Este fato provocou o ceticismo e o desapontamento dos engenheiros sanitaristas de então.

O prestígio da filtração voltou a recuperar-se a partir de 1881, quando Louis Pasteur, isolando o *Bacillus anthracis*, cau-

* Ph.D. em Engenharia Sanitária. Membro da Organização Mundial de Saúde.

Leito filtrante

O leito filtrante se constitui em uma camada de areia fina, isenta de argila e matéria orgânica, através da qual ocorrem os diversos processos de purificação da água bruta.

Sistema de drenagem

O sistema de drenagem também atende a duas finalidades: suportar o leito filtrante e proporcionar um caminho, o mais livre possível, para a coleta da água filtrada.

Sistema de válvulas para operação e controle

Para que um filtro funcione de acordo com os cálculos hidráulicos prévios, é necessário que possua um sistema conveniente de válvulas e equipamentos, adequadamente dimensionados, a saber (Fig. 23.2):

- entrada de água bruta no filtro – válvula A;
- drenagem do excesso de água, escuma e sobrenadante – vertedor e válvula B;
- drenagem da camada de água da superfície antes da filtração – válvula C;
- reenchimento do filtro através do sistema de drenagem com água filtrada, oriunda de outro filtro – válvula D;
- controle da taxa de filtração – válvula E;
- vertedor com soleira situada ao nível de areia do filtro para impedir a ocorrência de pressão negativa no leito filtrante. Pode também ser utilizado para medida da vazão da água filtrada – F;
- saída de água filtrada para o reservatório de acumulação ou consumo direto – válvula G;
- drenagem de água filtrada para os esgotos durante o período de amadurecimento do filtro – válvula H;

- drenagem da parte de jusante do vertedor – válvula I;
- drenagem da parte de montante do vertedor – válvula J;
- drenagem direta do leito filtrante sem passagem pela válvula E de controle da taxa. Pode servir para abaixar o nível de água no filtro – válvula K.

“MECANISMOS” DA FILTRAÇÃO EM FILTROS LENTOS DE AREIA

A purificação da água exercida pelos filtros lentos é o resultado de uma complexa combinação de operações e processos unitários integrados em um único meio filtrante.

À medida que atravessa o leito de areia, ocorre uma significativa melhoria da qualidade da água através da redução de microrganismos (bactérias, vírus e cistos), da remoção de colóides e partículas suspensas de tamanhos diversos, e de alteração de sua composição química.

A primeira fase do tratamento ocorre na camada superficial de água, quando as partículas maiores se sedimentam na superfície da areia. Devido a interações físicas ou bioquímicas, as partículas menores podem se aglomerar originando “flocos”, com maior velocidade de sedimentação.

Admitindo-se uma taxa ou velocidade de filtração de 0,2 m/h e uma altura de água sobre a superfície da areia de 1 m, atinge-se um período de detenção máximo de 5 horas, no próprio filtro. Dependendo da espessura da camada de água sobre a areia e da taxa de filtração, esse período de detenção pode ultrapassar 10 horas.

Na superfície da areia, forma-se, então, uma película gelatinosa constituída principalmente de matéria orgânica conhecida como *schmutzdecke*, através da qual a água bruta deverá passar antes de atingir a camada de areia. Durante a sua passagem através da *schmutzdecke* e das camadas

superiores de areia, as impurezas particuladas e em solução entram em contato com a superfície dos grãos de areia e o material biológico que os envolvem, de maneira a permitir as interações físicas, químicas e bioquímicas que ocorrem no leito filtrante. O material inerte ficará retido até ser removido no processo de limpeza dos filtros. O material suscetível de degradação química ou biológica converte-se em formas mais simples que saíam, solubilizadas, junto com a água tratada ou serão também retidas para posterior remoção com a camada superficial de areia.

Os processos de carregamento das impurezas, tanto suspensas como em solução, e a interação dessas com a interface da areia ocorrem devido a fenômenos físicos e físico-químicos desenvolvidos no meio filtrante e definidos como “mecanismos” de transporte, de aderência e de soltura.

“Mecanismos” de transporte

Os mecanismos de transporte mais importantes são os seguintes: efeito de coar (ou coadura), interceptação, inércia, sedimentação, difusão, ação hidrodinâmica e floculação ortocinética (Fig. 23.3).

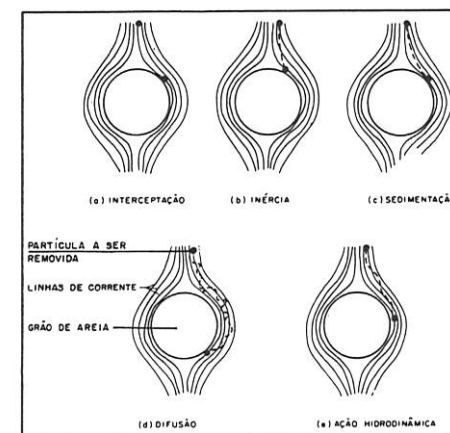


Figura 23.3 – Representação esquemática de alguns mecanismos de transporte.

a) Efeito de coar

Esta operação de retenção de partículas pode ser facilmente compreendida. Consiste basicamente na retenção de partículas incapazes de passar através dos interstícios dos grãos de areia. Com grãos esféricos de tamanho uniforme retêm-se partículas com diâmetros iguais a um sétimo de diâmetro dos grãos de areia. Assim, com a granulometria de 150 μ , usual para os filtros lentos de areia, os poros menores terão diâmetros em torno de 20 μ e, portanto, serão incapazes de reter partículas coloidais, com diâmetro abaixo de 1 μ , e bactérias, cujas dimensões máximas aproximam-se de 15 μ .

Evidentemente, o desenvolvimento da *schmutzdecke* reduz a dimensão dos interstícios entre os grãos de areia, permitindo maior eficiência no efeito de coadura.

b) Interceptação

As partículas carregadas em linhas de fluxo, que se aproximam dos grãos de areia a distâncias menores do que o raio das próprias partículas, serão interceptadas por esses grãos (Fig. 23.3-a). Esse mecanismo é tanto mais significativo quanto maior for a relação entre o diâmetro das partículas que são removidas e o diâmetro dos grãos. Portanto, deve ser mais significativo nos filtros lentos de areia do que nos rápidos.

c) Inércia

As partículas com densidade elevada tendem, devido à sua inércia, a manter a direção de escoamento, abandonando as linhas de fluxo à medida que essas se desviam dos grãos de areia. Esse desvio provoca a retenção dessas partículas nos grãos do meio filtrante, conforme mostrado na Fig. 23.3-b. A retenção por inércia é diretamente proporcional à densidade e ao diâmetro das partículas e taxa de filtração, e inversamente proporcional à densidade

da água e ao diâmetro dos grãos. A inércia mostra-se um mecanismo bastante importante na filtração do ar, devido à sua baixa viscosidade, porém pouco significativo na filtração rápida ou lenta.

d) Sedimentação

As partículas de grande diâmetro e densidade elevada revelam grande tendência de abandonar as linhas de fluxo e sedimentar sobre a superfície dos grãos de areia voltados para a parte de cima dos leitos filtrantes (Fig. 23.3-c). Um metro cúbico de areia de filtro com porosidade p e diâmetro d tem uma área superficial total de $6(1-p)/d \text{ m}^2$.

Considerando-se uma areia com diâmetro médio de 0,25 mm e porosidade de 0,38, a área total dos grãos seria de $14\,880 \text{ m}^2$. Subtraindo-se as áreas em contato com outros grãos e as áreas voltadas para baixo, ter-se-ia um decantador com área aproximada de $1\,000 \text{ m}^2$. Supondo-se uma taxa de filtração de $5 \text{ m}^3/\text{dia}$ por m^2 de filtro, ter-se-ia, juntando todas as superfícies dos grãos de areia voltadas para cima, um decantador operando com a taxa de escoamento superficial equivalente a $0,005 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$!

O mecanismo de sedimentação no leito filtrante aumenta proporcionalmente a razão entre a velocidade de sedimentação das partículas (dada pela equação de Stokes, uma vez que o movimento é laminar) e a taxa de filtração ou velocidade de aproximação. Para uma mesma distribuição de partículas em suspensão, os filtros lentos de areia proporcionariam, portanto, uma vez que operam com taxas de filtração muito pequenas, uma maior retenção de material suspenso devido ao mecanismo de sedimentação.

e) Difusão

O movimento browniano, devido à

energia térmica das moléculas de água, provoca uma movimentação aleatória das partículas suspensas, à medida que essas se deslocam nas linhas de fluxo, através do meio filtrante (Fig. 23.3-d).

Partículas com diâmetros superiores a 1μ , que são, face ao seu tamanho, influenciadas pelos mecanismos de transporte gravitacionais, não são significativamente removidas devido ao movimento browniano, uma vez que a agitação térmica das moléculas de água não consegue agitá-las a distâncias superiores a um ou dois de seus diâmetros. Por outro lado, nas partículas com diâmetros menores do que 1μ , o efeito da difusão browniana é significativo, a ponto de fazer com que elas abandonem as linhas de corrente, sendo transportadas para a superfície dos grãos de areia.

A Fig. 23.4 mostra a eficiência relativa da difusão e dos mecanismos de transporte ditos gravitacionais, como a sedimentação, inércia, e outros.

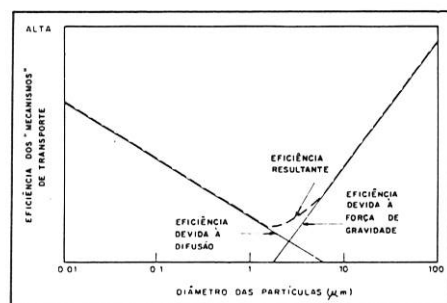


Figura 23.4 — Eficiência dos mecanismos de transporte em função do tamanho das partículas a serem removidas.

f) Ação hidrodinâmica

A ação hidrodinâmica provoca nas partículas de impurezas um efeito similar ao provocado pelo movimento browniano, porém devido a causas completamente dife-

rentes. Pelo fato de haver, nos poros do meio filtrante, um gradiente de velocidade, as partículas adquirem uma rotação em torno de si próprias. Esse efeito, conjugado com o desequilíbrio motivado pela não esfericidade da maioria das partículas em suspensão, faz com que as mesmas adquiram uma espécie de vibração aleatória, o que pode provocar a sua colisão com a superfície dos grãos de areia (Fig. 23.3-e).

g) Floculação ortocinética

A floculação ortocinética não é propriamente um mecanismo de transporte. Pode, entretanto, influenciar favoravelmente os outros mecanismos, principalmente os de sedimentação, interceptação e inércia.

Face ao gradiente de velocidade que existe nos poros do meio filtrante, ocorre a possibilidade de floculação ortocinética, como pode ocorrer também floculação pericinética devido ao movimento browniano, aumentando o tamanho e eventualmente a densidade das partículas, e consequentemente a possibilidade de sua remoção por interceptação e mecanismos gravitacionais.

É muito pouco provável que cada um desses mecanismos atue isoladamente durante o processo de filtração biológica. O que ocorre é que as partículas em suspensão estarão sujeitas a todos esses mecanismos em diferentes níveis de atuação. A importância relativa de cada um deles dependerá da natureza das partículas a serem removidas, das condições de escoamento do filtro e das características do meio filtrante.

"Mecanismos" de aderência

O fato de as partículas suspensas através dos mecanismos de transporte serem carregadas para a superfície dos grãos de areia não significa que permanecerão aderidas a essas superfícies. Se não houver uma certa "afinidade" físico-química entre as superfícies dos grãos de areia e das partículas, e se determinadas condições não forem

satisfeitas, as partículas poderão retornar às linhas de corrente e serem carregadas leito abaixo, onde terão novamente a possibilidade de serem retidas ou atravessarão a camada filtrante, saindo com o efluente do filtro.

Os principais mecanismos de aderência que permitem essa permanência da partícula junto aos grãos de areia são os seguintes:

a) Atração eletrostática

A interação elétrica da camada dupla entre duas partículas em meio líquido pode provocar uma atração ou repulsão entre elas, dependendo das mesmas terem potencial eletrocinético (potencial zeta ou mobilidade eletroforética) com sinais iguais ou diferentes.

Devido à natureza de sua estrutura cristalina, o quartzo, de que se constitui a maioria dos grãos de areia utilizados nos meios filtrantes, possui carga elétrica negativa, desenvolvendo, portanto, em meio líquido, um potencial zeta do mesmo sinal. Poderá, então, atrair partículas carregadas positivamente, como cristais de carbonato, flocos de hidróxido de ferro ou alumínio, e cátions de ferro, manganês, alumínio e outros metais. Entretanto, as partículas coloidais, (como, por exemplo, as argilas que dão normalmente turbidez às nossas águas superficiais) e as bactérias possuem carga elétrica negativa sendo normalmente repelidas quando, através dos mecanismos de transporte, aproximam-se dos grãos de areia dos leitos filtrantes. Esta é uma das razões pelas quais tais impurezas não são removidas quando um filtro com areia limpa é colocado em serviço.

Durante o processo de amadurecimento as partículas com carga negativa podem acumular-se nos grãos de areia. Isto provoca uma reversão de carga, que torna esse mesmo grão (cuja carga anterior era negativa) com as partículas aderidas, positivo.

Nessas condições, o grão de areia passa a ter um potencial eletrocinético positivo, podendo, então, remover as partículas carregadas negativamente, como por exemplo, material coloidal de origem animal ou vegetal e radicais do tipo dos nitratos e fosfatos. Essa reversão de carga pode acontecer continuamente até que a camada filtrante superior se sature e necessite ser removida.

b) Forças de Van der Waals

As forças de Van der Waals são forças atrativas entre átomos e moléculas e contribuem para a interação das partículas suspensas com os grãos de areia nos meios filtrantes. Entretanto, sua atuação é muito limitada porque têm significado apenas quando a distância entre as partículas e os grãos de areia é inferior a $0,05 \mu$.

A ação combinada da camada dupla e das forças de Van der Waals é geralmente estudada em conjunto, estabelecendo-se uma resultante entre as duas ações para determinar a magnitude das forças resultantes.

Embora não se possa alterar as forças de Van der Waals, é possível atuar sobre o potencial zeta das partículas, de modo a promover a aderência aos grãos de areia. Seria interessante, por exemplo, estudar a aplicação de polieletrólitos catiônicos durante a fase inicial de um filtro lento, a fim de provocar a reversão de carga das partículas de areia, permitindo, desde o início da operação, a remoção de partículas coloidais e bactérias, as quais são, como visto, carregadas negativamente.

c) Hidratação

A aderência pode ocorrer através de uma ponte de hidrogênio de moléculas de água entre a superfície das partículas e os grãos de areia. Trata-se, entretanto, de uma ligação relativamente fraca, podendo ser rompida por energia térmica das moléculas de água.

d) "Mecanismos" de soltura

As partículas aderidas aos grãos de areia em um leito filtrante, através dos mecanismos acima descritos, constituem-se em uma estrutura bastante sólida.

Atualmente, os diversos autores divergem sobre a possibilidade de romper essa estrutura e transferir novamente as partículas aderidas para as linhas de corrente, quando o filtro é operado à taxa de filtração constante. Entretanto, alguns deles notaram a ocorrência de soltura das partículas aderidas com a conseqüente deterioração da qualidade da água filtrada, quando ocorrem variações bruscas na taxa de filtração. Esse efeito é bastante significativo nos filtros lentos de areia, o que leva a considerações importantes no projeto e operação dessas unidades de tratamento, visando a manutenção de taxas de filtração constantes.

MECANISMOS DE PURIFICAÇÃO

Junto com as partículas retidas através dos mecanismos de transporte e aderência descritos, a *schmutzdecke* retém na sua estrutura gelatinosa, além da matéria orgânica, uma grande variedade de vida microscópica na qual se incluem bactérias, algas, plâncton, rotíferos e protozoários.

Sob a ação da luz solar e dos nutrientes disponíveis, as algas proliferam absorvendo gás carbônico, nitratos e fosfatos e liberando oxigênio que, por sua vez, reage com as impurezas orgânicas formando sais inorgânicos simples. Simultaneamente, os compostos nitrogenados são oxidados dando origem a nitratos facilmente assimilados pelas algas. Os compostos dissolvidos, como os ácidos húmicos, são absorvidos permitindo uma significativa redução de cor da água bruta.

Um verdadeiro ecossistema desenvolve-se com o amadurecimento do filtro onde a

matéria orgânica depositada é utilizada como alimento.

Através da oxidação microbiana, parte desse alimento proporciona material celular para o seu próprio crescimento e parte é utilizada como energia para o seu metabolismo, permitindo que a matéria orgânica morta seja convertida em organismos vivos. Quando esses organismos morrem, os produtos de sua decomposição são utilizados por outros organismos situados pouco abaixo no leito filtrante. Assim, toda a matéria orgânica biodegradável presente na água bruta é gradualmente convertida em água, gás carbônico e sais inorgânicos, tais como sulfatos, nitratos e fosfatos.

Para que ocorra uma boa oxidação da matéria orgânica, são necessárias duas condições básicas: suficiente tempo de detenção na camada filtrante e oxigênio dissolvido para manter o meio aeróbio. A primeira condição é obtida através das taxas de filtração relativamente baixas, com as quais são projetados os filtros lentos. Se o oxigênio dissolvido da água filtrada cair abaixo de 3 mg/l , é possível ocorrerem condições anaeróbias no meio filtrante. Assim, pode surgir a formação de gás sulfídrico, amônia, substâncias odoríferas, ferro e manganês dissolvidos, tornando a água imprópria para consumo humano e diversos outros usos. Seria necessário, então, proceder-se à aeração prévia para aumentar a concentração de oxigênio dissolvido, ou ao pré-tratamento para reduzir a DBO da água bruta.

Com relação às bactérias como, por exemplo, a *Escherichia coli* e eventuais patogênicas existentes na água bruta, o meio filtrante não apresenta condições favoráveis à sua proliferação. Elas não têm condições de se multiplicar a temperaturas inferiores a 30°C e, além disso, não se dispõe de suficiente matéria orgânica de origem animal, para atender às suas necessidades metabólicas. Esse ambiente torna-se ainda mais

desfavorável para a sustentação de bactérias deste tipo, face à predação imposta pelos protozoários que abundam na parte superior do leito filtrante.

O conjunto de condições extremamente desfavoráveis explica a elevadíssima redução de coliformes e de organismos patogênicos, possibilitada pelos filtros lentos de areia.

APLICABILIDADE DOS FILTROS LENTOS

Os filtros lentos de areia são utilizados fundamentalmente para a remoção de material orgânico e organismos patogênicos.

Quando se emprega aeração como pré-tratamento, com a finalidade de precipitar conjuntos ferrosos e manganosos (forma solúvel), os filtros lentos apresentam bom desempenho na retenção dos compostos férricos e manganícos precipitados.

A turbidez da água bruta é o parâmetro mais utilizado para definir os limites de aplicabilidade dos filtros lentos. Admite-se, como turbidez máxima para operação em regime, o valor de 50 UNT. Como valores extremos, os filtros lentos podem operar, durante alguns dias, com valores de 100 a 200 UNT, porém as melhores condições de filtração e de operação são conseguidas quando a turbidez é igual ou inferior a 10 UNT.

A água bruta apresentando valores de turbidez muito elevados, devem ser estudadas formas de pré-tratamento, como, por exemplo:

- sedimentação simples para turbidez entre 50 e 100 UNT;
- filtração grosseira (pré-tratamento) ou coagulação química e sedimentação para turbidez de 100 a 200 UNT;
- represamento com períodos de detenção superiores a um mês e utilização

de micropeneiras para remoção de algas, para turbidez muito elevada, acima de 200 UNT.

Esses sistemas de pré-tratamento são indicados unicamente como orientação geral, devendo-se estudar cada caso isoladamente. É evidente que os valores de turbidez mencionados não implicam, por si só, a definição do pré-tratamento a ser estabelecido; às vezes, águas com turbidez elevada podem ser clarificadas com muita facilidade. É importante a realização de testes preliminares para estabelecer a concentração de sólidos e a distribuição granulométrica do material em suspensão, assim como as taxas de escoamento superficial que poderão ser utilizadas em cada caso.

VANTAGENS

Os filtros lentos de areia encontram, em nosso país, condições ideais de aplicabilidade, uma vez que a temperatura elevada predominante é favorável à atividade metabólica dos organismos que atuam na *schmutzdecke* e à cinética das reações químicas e físico-químicas de purificação. Além disso, esses filtros possuem outras vantagens, entre as quais encontram-se:

Qualidade da água tratada

Os filtros lentos constituem-se no único processo unitário capaz de proporcionar, simultaneamente, uma significativa melhoria das características físicas, químicas e bacteriológicas da água bruta.

De maneira geral, apresentam efluentes claros praticamente isentos de matéria orgânica.

A remoção de *E. coli* e de bactérias patogênicas em filtros bem operados é superior a 99%, podendo atingir 99,99%.

Os vírus associados a doenças de veiculação hídrica (*Poliovirus*, *Coxsackie virus*, *Echovirus*, *Adenovirus* e *Reovirus*) são virtualmente removidos em filtros "maduros".

Em unidades adequadamente projetadas e com operação eficiente, o resultado será efluente com turbidez inferior a 1 UNT e remoção de cor raramente inferior a 50%, podendo ultrapassar 90%.

Estudos recentes efetuados nos Estados Unidos por Cleasby, Hilmo e Dimitracopoulos² em planta-piloto, mostraram, além de remoções de turbidez de 97,8% e coliformes totais de 99,4% (atingindo 100% em um dos testes), uma remoção de 96,8% de partículas representativas do tamanho de cistos de *Giardia* (7 a 12 μ) e um mínimo de 95% de remoção de clorofila α .

Outro trabalho realizado também nos Estados Unidos em planta-piloto, por Fox et alii⁵, durante um período de 800 dias, utilizando filtros lentos com meios filtrantes de areia (diâmetros efetivos de 0,17 e 0,29 mm) e de carvão ativado granular (diâmetros efetivos entre 0,55 e 0,65 mm) demonstraram, além da facilidade operacional, excepcional remoção de coliformes — efluente apresentando durante a fase madura dos filtros, densidade de coliformes inferior a 1 colônia por 100 ml — e controle efetivo de cistos de *Giardia*.

Em termos de remoção de compostos orgânicos, os filtros de areia permitiram a remoção média de 19% de carbono orgânico total (TOC) e de 18% do potencial de formação de trihalometanos a sete dias (PFTHM-7); os de carvão ativado possibilitaram remoção de 88% de TOC e 97% de PFTHM-7. Os dados apresentados na Tab. 23.2, foram levantados pelo Autor⁷ durante uma pesquisa efetuada em filtros lentos, alguns em condição precária de operação ou mesmo abandonados, em diversos Estados do Brasil.

Em termos de qualidade de água convém notar ainda que, pelo fato de não serem utilizados produtos químicos no tratamento, os efluentes de filtros lentos geralmente não apresentam problemas de gosto e odor.

Tabela 23.2 — Eficiência de alguns filtros lentos brasileiros inspecionados no período 1968 — 1969.⁷

Cidade	Nº de Dias em Operação Contínua	Redução Percentual			
		Cor (mg/l S ₂ O ₂)	Turbidez (UNT)	Ferro Total (mg/l)	Coli Total (NMP/100 ml)
Ribeirão das Neves — MG	55	50,0	34,5	57,5	88,0
Bonsucesso — MG	3	72,2	69,0	42,5	99,1
Cláudio — MG	1	44,4	23,6	17,5	39,3
Santo Antonio Amparo — MG	10	78,5	62,9	66,0	98,9
Rio Claro — RJ	12	55,5	28,6	50,0	58,1
Lídice — RJ	6	33,3	16,7	66,7	100,0
Queluz — SP	30	81,5	22,5	77,5	46,5
Pariqueira-Açu — SP	5	50,0	3,3	54,1	84,5
Nazaré Paulista — SP	15	58,2	87,7	63,6	90,0
Bom Jesus dos Perdões — SP	8	50,0	47,8	64,3	84,5
Louveira — SP	15	80,0	34,5	48,2	99,0
Taquaritinga — SP	3	90,0	100,0	61,5	91,6
Nuporanga — SP	3	83,3	100,0	75,0	—
Braúna — 1	1	83,3	100,0	99,4	91,4
Braúna — 2	15	83,3	100,0	87,2	95,0

Custo e facilidade de construção

Os filtros lentos são estruturas bastante simples permitindo a utilização de materiais e mão-de-obra tradicionais na sua construção. Além disso, as tubulações e equipamentos necessários, bem como os trabalhos de montagem são de pequeno valor. A instrumentação pode ser completamente eliminada, pelo menos em pequenas instalações, e o material filtrante, face à grande tolerância de especificação permitida, pode ser encontrado em praticamente todo o Brasil. Apenas quando o custo da área é significativo — o que ocorre geralmente junto aos centros urbanos médios e grandes — os filtros lentos passam a ter custos mais elevados.

Custo e facilidade de operação

Assim como a construção, as atividades de operação e manutenção dos filtros lentos não necessitam de mão-de-obra especializada. De maneira geral, o custo de operação se restringe ao salário dos operadores, cuja função mais pesada consiste na remoção periódica da camada superficial de areia. Os custos de energia elétrica (com exceção de

eventual recalque) e de produtos químicos (exceto uma eventual cloração) são nulos.

Conservação de água

Os 2 a 5% de água consumidos em uma estação de tratamento convencional (lavagem dos filtros, limpeza dos decantadores, etc.) são economizados nos filtros lentos. Essa pequena porcentagem pode vir a ser muito importante onde exista falta de água ou o desenvolvimento de mananciais e o transporte implicam custos elevados. A água que não é utilizada durante a fase de "amadurecimento" dos filtros pode ser aproveitada, tanto através do seu retorno ao manancial como pela sua utilização em uma outra unidade que se encontre em operação normal.

Disposição de lodo

Pelo fato de não serem utilizados produtos químicos, principalmente coagulantes e auxiliares, a quantidade de lodo formada nos filtros lentos é muito menor do que nos sistemas de tratamento que empregam filtros rápidos.

Além disso, o lodo tem uma grande porcentagem de matéria seca, podendo ser manuseado praticamente a seco. Isso impede a poluição dos cursos d'água o que, nos filtros rápidos, é muito difícil de ser evitado sem a utilização de sistemas caros de recuperação de água e reuso de produtos químicos.

Como benefício adicional o lodo resultante dos filtros lentos (constituído de uma mistura de areia e material orgânico biodegradável e isento de produtos químicos) pode ser aplicado com vantagem na agricultura, principalmente no condicionamento de solos argilosos.

PROJETO E CARACTERÍSTICAS CONSTRUTIVAS BÁSICAS

As partes constituintes dos filtros lentos de areia a serem consideradas no projeto são: a caixa do filtro (contendo a lâmina de água), o meio filtrante, a camada suporte, o sistema de drenagem e o sistema de controle dos filtros.

O dimensionamento dessas diversas partes é normalmente efetuado através da seguinte sequência:

Vazão de projeto

A vazão de projeto (vazão média diária, Q em m^3 /dia) deve ser estabelecida em função do período de projeto e da população prevista, da taxa de consumo per capita, do coeficiente de variação de consumo diário e dos usos especiais. A determinação da vazão de projeto foge ao escopo deste trabalho, devendo o leitor recorrer à bibliografia própria que discute esse assunto com a profundidade que merece.

Taxa de filtração

A taxa de filtração utilizada em filtros lentos varia geralmente entre 0,1 e 0,4 m/h (2,4 a 9,6 $m^3/m^2 \cdot dia$). Valores superiores

a 0,4 m/h só poderão ser utilizados se se dispuser de água bruta livre de matéria suspensa, ou se a mesma já tiver sido submetida a tratamento preliminar. Para valores de turbidez abaixo de 50 UNT, utilizam-se taxas de filtração entre 0,1 a 0,2 m/h (2,4 a 4,8 $m^3/m^2 \cdot dia$) o que permitirá, normalmente, períodos de filtração superiores a 30 dias.

Área de filtro necessária: taxa constante e taxa declinante

O dimensionamento do filtro depende não apenas da vazão e da taxa de projeto, mas também das características operacionais do sistema. Dependendo do custo da estrutura e do material filtrante, do regime de recalque adotado e dos salários locais para operadores, pode-se optar por um maior ou menor aproveitamento do sistema. Assim, se for admitido recalque contínuo (24 horas por dia), evidentemente se obterá uma produção máxima do leito filtrante, o que exige, porém, três turnos de operadores. Neste caso extremo tem-se o menor custo da caixa do filtro associado ao maior custo de operação.

A otimização dessas duas variáveis deverá ser efetuada em termos locais, variando-se as horas diárias de operação para a vazão de projeto, a área correspondente de filtração e o número de operadores necessários para cada caso. Atualmente, a utilização da taxa de filtração declinante pode trazer maior economia e flexibilidade aos projetos.

Nesse sistema de operação, quando o recalque de água bruta é interrompido, ou quando a válvula de admissão é fechada, nos sistemas por gravidade, mantém-se a válvula de saída aberta, de maneira que o filtro continue a funcionar.

Assim, a lâmina de água existente na superfície do filtro continuará a passar pela camada de areia, a uma taxa continuamente declinante.

23. Filtração Lenta

É possível calcular que, após 8 horas de funcionamento com taxa declinante, o nível de água, com altura inicial em torno de 1,0 m, terá diminuído de aproximadamente 0,50 m e, após 16 horas de 0,70 m. Isso corresponde a uma produção adicional de água filtrada de 0,5 m^3/m^2 , por dia, para 8 horas de operação com taxa declinante e 0,7 m^3/m^2 , por dia, para 16 horas.

Portanto, a área de filtro necessária poderá ser reduzida em correspondência com esses valores.

O cálculo da área, em qualquer caso, isto é, com ou sem taxa declinante, pode ser efetuado através da seguinte expressão:

$$A = \frac{Q}{t \cdot a + b} \quad (23.1)$$

onde:

A = Área de filtro necessária (m^2).

Q = Vazão média diária do projeto (m^3/d).

t = Taxa de filtração (m/h).

a = Número de horas por dia, de filtração normal, à taxa t (h/d).

b = 0,5 se o período de taxa declinante for de 8 horas consecutivas ($m^3/m^2 \cdot d$).
= 0,7 se o período de taxa declinante for de 16 horas consecutivas.

= 0 se não for utilizada taxa declinante.

Tabela 23.3 – Correlação entre o modo de operação do sistema, área de filtro necessária e número de operadores.

Operação do Sistema	Área de Filtro Necessária (m^2)	Número de Operadores
a) 3 turnos – 24 h de operação contínua	$A = Q/24 \times t$	3
b) 2 turnos e taxa declinante de 8 horas durante a noite	$A = Q/(16 \times t + 0,5)$	2
c) 2 turnos, filtração interrompida durante a noite	$A = Q/16 \times t$	2
d) 1 turno e taxa declinante de 16 horas durante a noite	$A = Q/(8 \times t + 0,7)$	1
e) 1 turno único de 8 horas	$A = Q/8 \times t$	1

A Tab. 23.3 dá uma idéia da correlação entre o modo de operação do sistema, a área de filtro necessária e o número de operadores que deverão ser utilizados.

Em função das condições locais, pode-se escolher a melhor situação econômico-operacional do sistema.

Por exemplo: adotando-se a vazão de 100 m^3 /dia e a taxa de filtração de 0,1 m/h, resultará, no caso a) da Tab. 23.3, a menor área de filtração, dada por:

$$A = \frac{Q}{24 \times t} = \frac{100}{24 \times 0,1} = 41,7 m^2$$

e o número máximo de operadores necessários, isto é, três.

Adotando-se o caso d), isto é, 16 horas de taxa declinante, seria necessária uma área filtrante de

$$A = \frac{Q}{8 \times t + 0,7} = \frac{100}{8 \times 0,1 + 0,7} = 66,7 m^2$$

e de apenas um operador.

A área máxima seria dada pelo exemplo e), no qual toda a vazão diária deveria ser filtrada em apenas 8 horas:

$$A = \frac{Q}{8 \times t} = \frac{100}{8 \times 0,1} = 125 m^2$$

havendo, neste caso, a necessidade de um único operador do sistema.

É importante salientar que a operação com taxa declinante mantém uma boa qualidade bacteriológica do efluente, a qual pode ser afetada por operação intermitente dos filtros. De fato, a qualidade do efluente é bem melhor quando a taxa de filtração é reduzida à medida que se aproxima o término da "corrida" dos filtros.

A operação com taxa declinante envolve dois aspectos fundamentais em termos de projeto, que devem ser cuidadosamente considerados. Um deles influi no custo global do empreendimento e diz respeito à eventual necessidade de aumentar o volume de reservação junto aos filtros, nos casos em que o reservatório de distribuição é alimentado por sistema de recalque intermitente. Evidentemente, essa condição ocorre não apenas com taxa declinante, mas também quando o filtro é operado durante um ou dois turnos. O outro aspecto é relativo ao nível de soleira do vertedor de saída (F, na Fig. 23.2), que deverá situar-se numa cota 0,20 m acima do nível da areia, para manter uma lâmina de água mínima que proteja a integridade da *schmutzdecke* contra a ação de pássaros predadores e evitar que a superfície do filtro seque devido à evaporação.

Número de unidades

Em primeira aproximação, o número de unidades a serem construídas para perfazer a área filtrante calculada no item anterior pode ser estimado pela expressão:

$$N = 0,051 \sqrt{Q} \quad (23.2)$$

onde:

N = número de filtros

Q = vazão média diária de projeto (m^3/d)

Entretanto, a decisão final com relação ao número de unidades deve basear-se nas

seguintes considerações de ordem prática e construtiva:

- a não ser que se trate de pequenas instalações comunitárias ou rurais, a área mínima de cada unidade deve ser de $100 m^2$. A razão desta restrição se deve ao fato de que os filtros podem permitir passagem da água bruta entre as paredes e o meio filtrante se não forem convenientemente construídos. Em filtros muito pequenos, essa passagem pode ser relativamente grande, vindo a prejudicar de modo significativo a qualidade do efluente;
- as unidades não devem ser maiores do que os valores compreendidos entre 2 000 e 5 000 m^2 . A dimensão máxima ideal fica condicionada a fatores associados à estrutura do subsolo e possibilidades de choque térmico que possam comprometer as estruturas de grandes dimensões;
- nenhum sistema de abastecimento público de água deve possuir menos de duas unidades, sendo mais recomendável um mínimo de quatro;
- a flexibilidade de operação é maior quando se dispõe de diversas unidades, principalmente porque filtros menores exigem menor volume de mão-de-obra simultaneamente;
- unidades maiores têm um menor custo de implantação por m^2 de área do que unidades menores.

Uma vez definido o número de unidades, é importante permitir acesso fácil a cada uma delas de maneira a facilitar a remoção periódica da areia.

Em sistemas mecanizados, é necessário que todas as unidades sejam retangulares e com dimensões padronizadas.

23. Filtração Lenta

No Brasil, onde a mão-de-obra ainda é relativamente barata, essa condição não precisa ser satisfeita, podendo-se construir as unidades filtrantes adaptadas às condições do terreno, o que torna os sistemas ainda mais econômicos.

Altura da lâmina de água sobre a areia

Conforme referido anteriormente, a finalidade principal da coluna de água sobre a areia é proporcionar uma carga hidráulica suficiente para vencer a perda de carga no leito filtrante e sistema drenante, e permitir o escoamento através do filtro.

A altura dessa coluna de água depende da estimativa da perda de carga máxima (com o leito filtrante operando com a vazão e taxa de projeto, na fase terminal da "corrida").

Na prática utilizam-se alturas variando entre 1,0 m e 1,50 m, sendo o limite inferior mais comumente empregado. Essa altura pode eventualmente chegar a 2,0 m, mas muito raramente ultrapassa este valor, uma vez que passaria a encarecer demasiadamente a estrutura da caixa do filtro.

Leito filtrante

Embora atualmente se utilizem diversos materiais, como casca de arroz, queimada ou não, casca de coco ou coral triturada, carvão ativado granular, e outros, o meio filtrante mais comumente utilizado é composto de areia selecionada.

Em filtros rápidos, devido à possibilidade de estratificação provocada pela lavagem em contracorrente, deve-se ter areia bastante uniforme, ou seja, um coeficiente de não uniformidade* menor que 1,4.

Nos filtros lentos, embora não haja lavagem em contracorrente é desejável certa uniformidade para permitir determinada

porosidade e limitar a perda de carga na areia.

Deve-se, portanto, manter o coeficiente de não uniformidade sempre inferior a 3,0, preferindo-se o valor 2,0.

O diâmetro efetivo do material filtrante** deve ser suficientemente pequeno para produzir um efluente de boa qualidade e evitar a penetração das partículas presentes na água bruta, a profundidades que impeçam sua remoção pela raspagem da camada superficial dos filtros durante a limpeza das unidades. Este diâmetro efetivo geralmente está compreendido entre 0,15 e 0,35 mm.

Através das análises granulométricas é possível determinar o diâmetro efetivo e o coeficiente de não uniformidade das areias disponíveis. Às vezes, dispõe-se de dois tipos de areia, cujas características granulométricas não satisfazem às especificações para filtros lentos. É possível, nesse caso, através das curvas de distribuição granulométrica das duas areias em estoque, calcular as porcentagens de cada uma delas, de maneira a se obter uma areia com características desejadas. Um exemplo desse procedimento é efetuado, com detalhes, por Fair & Geyer.⁴ É importante que as duas parcelas de areia sejam muito bem misturadas, podendo-se, para isso, utilizar uma betoneira.

A espessura da camada de areia é definida com base nas seguintes considerações:

- as bactérias que participam do processo de purificação da água se concentram em uma profundidade entre 0,30 e 0,40 m, dependendo do diâmetro efetivo da areia e da taxa de filtração;
- na camada subjacente, definida como zona de oxidação mineral, ocorre a degradação química dos subprodutos

* Coeficiente de não uniformidade é a relação entre o 60-percentil e o 10-percentil, d_{60}/d_{10} .

** Diâmetro efetivo é o 10-percentil, d_{10} .

orgânicos produzidos pelo metabolismo bacteriano que se desenvolve na parte superior do filtro. Dependendo do conteúdo orgânico da água bruta e da taxa de filtração, essa camada deverá ter entre 0,40 e 0,50 m. Portanto, para areia com diâmetros efetivos menores, taxas mais conservadoras e pequeno conteúdo orgânico na água bruta, deve-se ter uma espessura mínima da areia de 0,70 m; a limpeza dos filtros é efetuada removendo-se a *schmutzdecke*, isto é, uma camada superficial do leito filtrante de aproximadamente 2 cm de espessura. Na prática, essa areia não é repostada imediatamente, permitindo-se a operação do filtro até que aproximadamente 0,50 m sejam removidos durante as limpezas consecutivas. É recomendável que essa altura adicional para limpeza, seja acrescentada àquelas anteriormente referidas, dando, portanto uma camada final de areia entre 1,20 a 1,40 m.

A areia não deve conter argila e matéria orgânica. Em se tratando de águas com concentrações elevadas de gás carbônico, a areia não deve conter mais do que 2% de Ca^{++} e Mg^{++} , calculados como CaCO_3 , a fim de evitar a formação de vazios no leito filtrante causados pela agressividade da água.

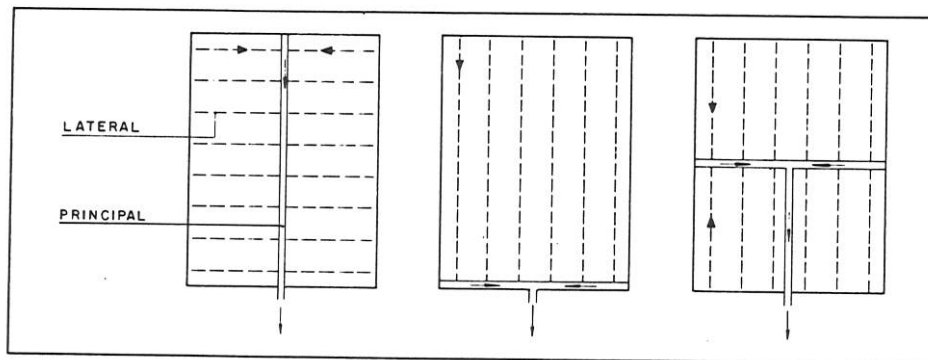


Figura 23.5 – Arranjos usuais de sistemas de drenagem com linha principal e laterais.⁸

Sistema drenante

O sistema drenante precisa permitir um escoamento, o mais uniforme possível, em toda a superfície do filtro. Para tanto, é necessário que o sistema não apresente uma perda de carga superior a 10% da perda total mínima do filtro, isto é, com areia limpa e espessura de camada com a menor profundidade permitida após as limpezas consecutivas.

O método mais simples de drenagem, utilizado usualmente em pequenos filtros, consiste de um sistema de linha principal com laterais perfuradas, de PVC, ou com juntas abertas, de cerâmica. Os arranjos comuns para este tipo de sistema de drenagem constam na Fig. 23.5, sendo os critérios básicos de projeto os seguintes:

- velocidade máxima nos principais e laterais = 0,30 m/s;
- espaçamento entre laterais = 1,50 m;
- espaçamento dos orifícios nos laterais = 0,15 m (0,10 – 0,30 m);
- diâmetro dos orifícios nos laterais = 3 mm (2 – 4 mm).

Em filtros maiores, o principal é construído em concreto e, geralmente, embutido no fundo do filtro.

A Fig. 23.6 mostra sistemas de drenagem que podem ser utilizados em filtros lentos.

23. Filtração Lenta

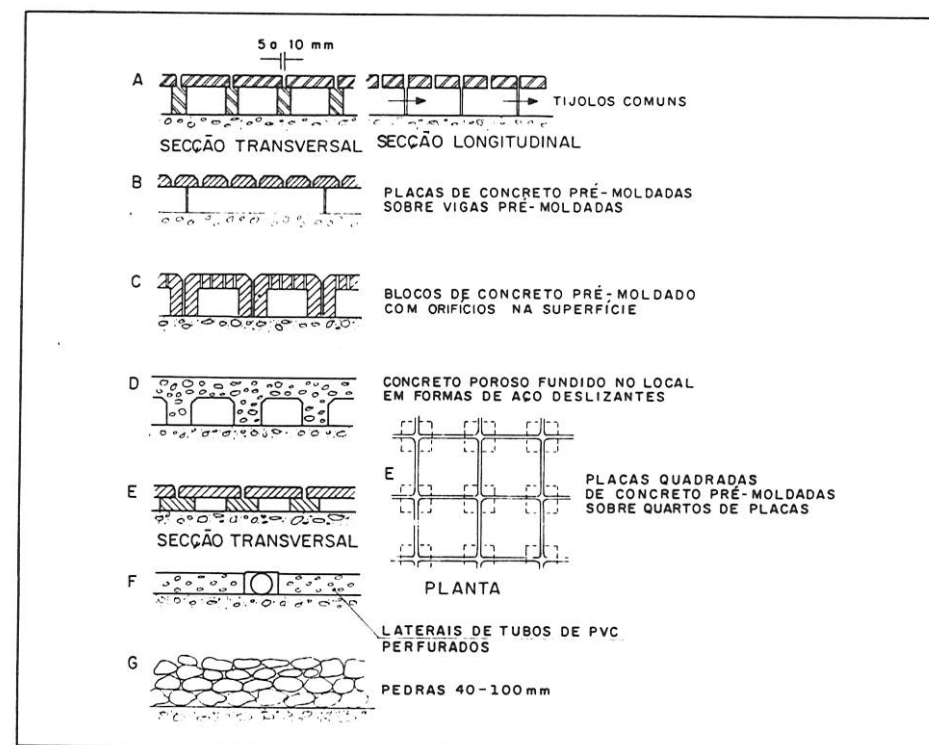


Figura 23.6 – Sistemas de drenagem.¹⁸

Para evitar perda de areia através do sistema de drenagem, é necessário colocar entre esse sistema e o meio filtrante, diversas camadas de pedras, convenientemente escolhidas e estratificadas.

A camada inferior deve ter diâmetro efetivo de, pelo menos, duas vezes a menor abertura do sistema de drenagem, ou seja, orifícios dos tubos, juntas abertas, espaçamentos entre placas ou tijolos.

Cada uma das camadas superiores sucessivas deve apresentar seus diâmetros efetivos 4 vezes menores do que o diâmetro das camadas imediatamente inferiores. Além disso, a graduação dos tamanhos efetivos dos grãos em cada camada deve obedecer à proporção de $1:\sqrt{2}$.

Por exemplo, se a abertura do sistema

de drenagem é menor do que 8 mm, a 1ª camada deve ter diâmetros efetivos entre 16 mm (mínimo de 2×8 mm) e 23 mm ($16 \times \sqrt{2}$); a 2ª camada entre 4 mm (quatro vezes menor do que 16 mm) e 5,6 mm ($4 \times \sqrt{2}$); a 3ª e última camada antes da areia, diâmetros entre 1 mm e 1,4 mm.

A espessura de cada camada deve ser, no mínimo, três vezes o maior diâmetro das pedras nela contidas. Por exemplo, a camada inferior do caso precedente (diâmetros entre 16 e 23 mm) apresentaria uma espessura mínima de 3×23 mm, isto é, aproximadamente 70 milímetros.

Na prática, entretanto, utilizam-se camadas com espessuras maiores, isto é, em torno de 10 cm para os pequenos diâmetros

e 15 a 20 cm para os diâmetros maiores.

No exemplo citado, a camada suporte teria a seguinte composição:

- camada superior:
espessura: 10 cm
diâmetros: 1,0 – 1,4 mm
- camada intermediária:
espessura: 10 cm
diâmetros: 4,0 – 5,6 mm
- camada inferior:
espessura: 15 a 20 cm
diâmetro: 16 a 23 mm

A espessura total da camada suporte torna-se relativamente grande (35 a 40 cm) podendo, nas grandes unidades filtrantes, representar um custo adicional significativo.

De acordo com o critério exposto, o que estabelece a espessura dessa camada de pedras é, em última análise, o diâmetro das aberturas do sistema drenante; assim, convém que este seja o menor possível.

Por exemplo, se for adotado um sistema drenante em concreto poroso fundido no local, utilizando-se agregado de 5 a 10 mm, (Fig. 23.6-D), será obtido um fundo de elevada permeabilidade com orifícios de aproximadamente 0,5 mm. Nesse caso, uma única camada com 10 cm de espessura e seixos com diâmetros entre 1,0 e 1,4 cm seria suficiente, o que permitiria uma considerável economia na estrutura dos filtros.

As pedras utilizadas para o sistema drenante terão forma de preferência, arredondada (seixos rolados) e peso especí-

fico mínimo de 2,5, lavadas para remover areia, argila e impurezas orgânicas, não podendo perder mais do que 5% em peso após imersão por 24 horas em ácido clorídrico concentrado.

Altura total do filtro

Considerando-se as partes constituintes da caixa do filtro, a altura total da estrutura deverá variar entre os seguintes limites:

Lâmina de água	1,00 – 1,50 m
Camada de areia	1,20 – 1,40 m
Camada suporte	0,30 – 0,40 m
Sistema drenante	0,15 – 0,30 m
Borda livre	0,25 – 0,25 m
TOTAL	2,90 – 3,85 m

As estruturas para suportarem a carga correspondente a esses elementos, mantendo a imprescindível estanqueidade, podem ser feitas de concreto, pedras ou tijolos, com pilares e vigas de amarração. O uso de taludes revestidos não é muito recomendável, pois exige áreas, às vezes, significativamente maiores.

As paredes internas desde o topo até 0,50 m abaixo do nível da areia devem ser “queimadas” com cimento para que fiquem bem lisas, impedindo a aderência de lodo ou algas.

Para evitar que ocorram curtos-circuitos ao longo das paredes do filtro, podem ser utilizadas as técnicas apresentadas na Fig. 23.7.

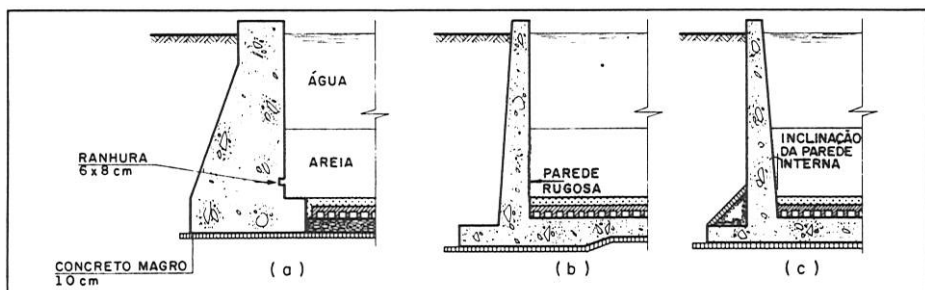


Figura 23.7 – Métodos construtivos para evitar curto-circuitos ao longo das paredes dos filtros.⁸

Os melhores resultados são obtidos com uma ligeira inclinação das paredes internas dos filtros, uma vez que a areia tende a se adensar fortemente contra elas. Mesmo nas paredes inclinadas recomenda-se como medida adicional, que a superfície interna, a partir de 0,50 m abaixo do nível da areia, tenha acabamento rugoso.

Sistema de controle

O sistema de válvulas para operação e controle dos filtros lentos descrito anteriormente é mostrado na Fig. 23.2.

Na sua forma mais simples, os filtros lentos possuem controle manual tanto do nível de água como da taxa de filtração. Nesse caso, uma válvula na entrada (válvula A) e uma na saída (válvula E) são suficientes para operar o sistema. Pode-se, simultaneamente, incluir um vertedor, ou mesmo uma tubulação, cuja soleira esteja na cota desejada para manutenção do nível de água. O excesso de água seria recolhido e reencaminhado ao manancial ou reservatório de água bruta.

Na medida em que os projetos permitam, em função da importância do sistema a ser construído, é possível acrescentar outros equipamentos de controle. A Fig. 23.8 mostra um sistema de controle de nível e vazão de entrada composto de flutuador e válvula borboleta. Neste caso a taxa é controlada manualmente através da válvula E.

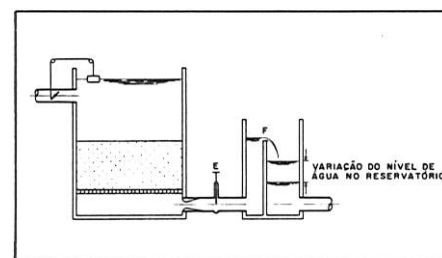


Figura 23.8 – Controle automático do nível de água no filtro e controle manual da taxa.⁸

Apresenta-se na Fig. 23.9 uma unidade com controle manual de vazão de entrada e do nível de água, e vertedor telescópico para controle automático da taxa.

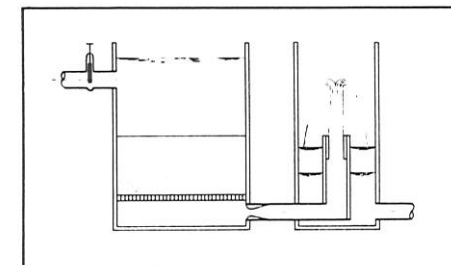


Figura 23.9 – Controle manual do nível de água e controle automático da taxa com vertedor telescópico ajustável.⁸

Os vertedores telescópicos fabricados no Brasil pela Itaúna, em Minas Gerais, permitem um eficiente controle da taxa, pois, uma vez fixada a altura do nível da boca do tubo móvel (ver Fig. 23.10-c) em relação ao flutuador, será obtida carga constante na soleira do vertedor circular, que é o próprio tubo móvel, mantendo-se, portanto, a taxa constante. No início da operação, o tubo móvel e os flutuadores encontram-se na sua posição mais alta, uma vez que a perda de carga no sistema é ainda pequena. À medida que a perda de carga vai aumentando, devido à retenção de partículas na areia, o tubo móvel vai descendo, deslizando internamente ao tubo fixo, permitindo que o sistema opere, a cada instante, com a carga disponível (diferença entre o nível de água no filtro e o nível de água na soleira do vertedor circular telescópico).

O sistema cessa de operar automaticamente quando o nível da soleira do vertedor tubular atinge o nível da areia, isto é, quando a perda de carga atingir o máximo valor permitido.

A Fig. 23.10-A mostra, ainda, um controlador de vazão que pode ser utilizado na saída do filtro como controlador da taxa

de filtração. Consta de um orifício calibrado, um manômetro diferencial (que, na forma mais simples, pode ser constituído de dois tubos plásticos indicando a diferença de nível de água a montante e no próprio orifício, em função da qual se estabelece a vazão instantânea) e de uma válvula para controle da vazão de saída da água filtrada.

A Fig. 23.10-B apresenta um sistema de controle através de válvula de bóia. Esse sistema emprega-se raramente no Brasil para controle de vazão de filtros lentos de areia.

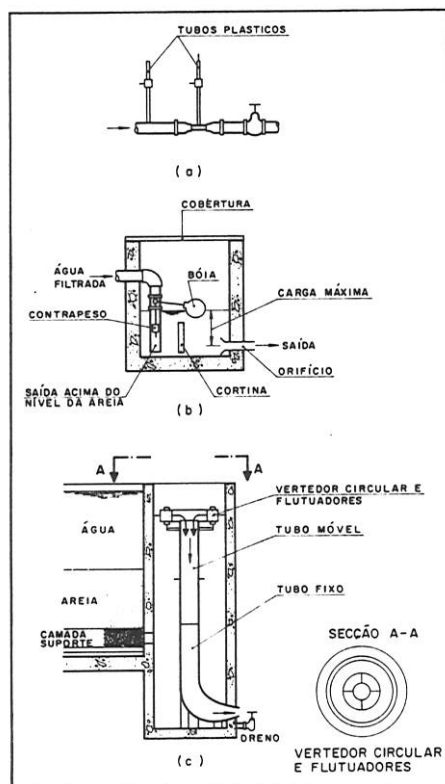


Figura 23.10 - Controladores de taxa: (a) controle de vazão com orifício e manômetro simples, pré-calibrado, (b) válvula de bóia, (c) vertedor telescópico.

Cobertura dos filtros

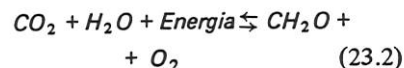
A principal razão para a cobertura dos filtros é evitar a ação da luz solar que pode provocar uma produção excessiva de algas na parte superior dos filtros.

Dependendo das espécies que se desenvolvem, os efeitos das algas podem ser parcialmente benéficos ou maléficos para a operação dos filtros lentos.

Se as espécies predominantes forem de tipos filamentosos, a produção de uma quantidade moderada de algas contribui para a formação da *schmutzdecke*, proporcionando um suporte para a proliferação de plâncton e outras formas de vida que auxiliam no efeito de coar e na adsorção de substâncias dissolvidas.

Por outro lado, quando há predominância de algas de pequenas dimensões como, por exemplo, as diatomáceas, a estrutura da *schmutzdecke* fica pobre do ponto de vista biológico, e com grande resistência ao escoamento, do que resultam efluentes de má qualidade e rápida obstrução do meio filtrante.

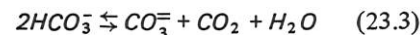
As algas são organismos autótrofos, portanto, utilizam a luz solar como fonte de energia para sintetizar suas próprias células, a partir de substâncias minerais como água, gás carbônico, nitratos e fosfatos, de acordo com a reação de fotossíntese simplificada:



A síntese de algas sob a ação da luz solar é bastante ativa durante o verão e a primavera, possibilitando uma ação benéfica que consiste na produção de oxigênio, o que faz a água atingir concentração acima dos níveis de saturação, às temperaturas correspondentes.

Por outro lado, o consumo excessivo de gás carbônico nesses períodos de elevada

atividade fotossintética provoca uma dissociação dos bicarbonatos (que constituem a maior parte da alcalinidade das águas naturais) em carbonato e gás carbônico, segundo a reação:



Com a redução da concentração de bicarbonatos, ocorre a redução simultânea de dureza temporária precipitando os carbonatos insolúveis, que contribuem para uma rápida colmatação dos leitos filtrantes.

Durante a noite, na fase de respiração aeróbia das algas, a reação (23.2) ocorre em sentido contrário, com consumo de oxigênio dissolvido, liberação de gás carbônico e desprendimento de energia.

Essa equação em sentido inverso é também representativa da morte das algas, dissociando as células em seus componentes (gás carbônico, água, nitratos, fosfatos, etc.), os quais são utilizados pelas bactérias existentes na *schmutzdecke* ou reassimilados pelas próprias algas em sua síntese celular.

A morte de grandes quantidades de algas provocada, por exemplo, por uma queda brusca de temperatura poderá exigir a parada do filtro para limpeza, devido à grande quantidade de matéria orgânica depositada e à provável condição anóxica que se desenvolverá face à grande demanda de oxigênio provocada por essa matéria orgânica em decomposição.

Esses problemas levam a considerar que a cobertura dos filtros pode ser de grande valia para as condições operacionais, pois além de melhorar a qualidade do efluente permite aumentar substancialmente a "corrida" dos filtros.

OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO

As atividades básicas para operação e manutenção de um filtro lento de areia são:

Partida e pré-operação

Uma vez terminada a construção, o filtro deve receber água filtrada através da válvula D, estando as demais fechadas (Fig. 23.2).

Este "carregamento" do filtro através do sistema drenante vai permitir a eliminação das bolhas de ar retidas nos interstícios dos grãos de areia, para que todo o leito drenante trabalhe efetivamente no processo de clarificação da água.

Após o nível de água haver ultrapassado a superfície da areia, a uma altura em que esta não seja afetada pela queda da água bruta, a admissão de água poderá passar a ser feita lentamente, através da válvula A, até que o nível de água especificado no projeto seja atingido.

Abre-se, então, a válvula H e regula-se a válvula E, de maneira a se obter uma taxa de filtração equivalente a um quarto da taxa especificada em projeto. A vazão correspondente deve ser verificada no sistema de medição utilizado (orifício calibrado ou vertedor F para pequenos filtros e medidores Venturi, tubos Dall ou similares, para unidades de grande porte).

Essa fase dura, aproximadamente, duas semanas para águas mais turvas e até quatro para águas mais claras, e deve ser acompanhada de uma operação gradual da válvula E, até ser atingida a taxa normal de operação.

Quando se verificar o "amadurecimento" do filtro (através da verificação visual da formação da *schmutzdecke* e a caracterização da eficiência da filtração mediante análises químicas e exames bacteriológicos), a válvula H deve ser fechada e aberta a válvula G, passando-se, então, a distribuir a água filtrada.

Operação

No início da operação propriamente dita, a válvula E estará ainda parcialmente fechada. À medida que a perda de carga no leito filtrante for aumentando devido à retenção de partículas, essa válvula deverá

ser, dia a dia, gradativamente aberta, a fim de que a perda de carga nela concentrada seja reduzida em equivalência à perda incremental desenvolvida no filtro.

Inicialmente, o ajuste é bastante pequeno; porém, à medida que a perda de carga aumenta, os acréscimos de abertura passarão a ser mais significativos, até a abertura total. Para efetuar com precisão a abertura diária da válvula, o operador deverá basear-se no sistema de controle de vazão efluente disponível.

No caso de vertedores telescópicos, ou similares, esse procedimento realiza-se automaticamente através da variação do nível do tubo móvel e vertedor circular flutuante.

Limpeza do filtro

Se o filtro dispõe de algum dispositivo para medir a perda de carga — que pode ser, na versão mais simples, a medida da diferença dos níveis de água entre dois tubos plásticos, um deles conectado à parede do filtro e registrando o nível de água da lâmina superficial e o outro, conectado à tubulação de saída de água filtrada imediatamente a montante da válvula E — o operador poderá determinar o momento em que o filtro deverá ser retirado de operação para iniciar-se a remoção da camada superficial de areia.

A existência desse dispositivo permite, aliás, que o acréscimo de perda de carga possa ser acompanhado visualmente e associado com a abertura progressiva da válvula E.

Caso não se disponha da medida da perda de carga, o operador só saberá que o filtro deve ser limpo, quando a válvula E estiver completamente aberta e ocorrer a redução da taxa de filtração.

Quando os exames e análises do efluente são feitos rotineiramente, verifica-se que, a partir dessa fase, começa a ocorrer uma gradativa deterioração da qualidade da água.

O operador deverá, então, fechar a válvula A, interrompendo a entrada de água bruta no filtro e deixar que a filtração continue até que o nível de água desça e atinja o nível da soleira do vertedor F. Nesse ponto, o operador fecha a válvula E e abre a válvula K, permitindo que o nível de água desça a aproximadamente 0,10 m da superfície da areia.

Quando a *schmutzdecke* estiver suficientemente seco para ser removido, a operação de limpeza deve começar imediatamente, para evitar que os pássaros poluam a superfície do filtro e cavouquem a areia a profundidades maiores do que as que devem ser removidas.

Embora se disponha hoje, no Brasil, de sistemas mecânicos para remoção de lodo e mesmo para lavagem da areia *in loco*, devido ao custo desses equipamentos e à relativa disponibilidade de mão-de-obra, essa operação realiza-se manualmente.

Utilizando pás com bordas em ângulo reto, remove-se a *schmutzdecke* e a areia aderida a ele em linhas longitudinais ou transversais e coloca-se em leiras paralelas, depois removidas com carrinhos de mão, esteiras-rolantes, etc.

Nos filtros abertos, quando a *schmutzdecke* se constitui de algas filamentosas, a remoção é bastante fácil, uma vez que o material aderente é destacável em grandes placas. Porém, no caso da predominância de diatomáceas, a limpeza torna-se muito difícil, precisando cuidado para não escavar a profundidades maiores do que o necessário.

Um cuidado especial a ser tomado na operação de limpeza dos filtros é o que se refere à higiene e comportamento pessoal dos operadores. As botas próprias devem ser desinfetadas previamente em solução concentrada de cloro, e nenhum operador com sintomas de doenças parasitárias ou de veiculação hídrica deve integrar a equipe de limpeza.

Reposição de areia

A recomposição do leito filtrante é efetuada após vinte a vinte e cinco operações de limpeza, isto é, quando a camada de areia estiver reduzida a um mínimo de 0,50 a 0,80 m. Durante a fase de operação do filtro, alguns subprodutos da degradação que ocorrem na superfície penetram a grandes profundidades, chegando a atingir a última camada, imediatamente acima da camada suporte.

Para evitar uma resistência cumulativa do material filtrante, é conveniente, antes da reposição da areia, remover-se uma camada adicional de aproximadamente 0,30 m (camada A na Fig. 23.11). Esta camada de areia pode ser novamente utilizada na parte superficial do filtro, o que permitirá um "amadurecimento" mais rápido do leito filtrante no reinício da operação.

Os esquemas apresentados na Fig. 23.11 ilustram a técnica de reaproveitamento dessa camada de areia através de escavação em trincheiras longitudinais, colocação da areia nova nas trincheiras e posterior reposição da areia removida na parte superior do leito filtrante.

Verificando-se dificuldade na obtenção de areia, as camadas retiradas durante as fases de limpeza podem ser lavadas e estocadas para reutilização. É importante que se efetue a lavagem imediatamente após a remoção, para evitar que a matéria orgânica presente consuma todo o oxigênio existente e torne a areia anaeróbica, o que permitiria a formação de substâncias causadoras de gosto e odor, cuja remoção posterior seria praticamente impossível.

As Figs. 23.12 e 23.13 mostram esquemas de sistemas relativamente simples, empregados com sucesso na lavagem de areias de filtros.

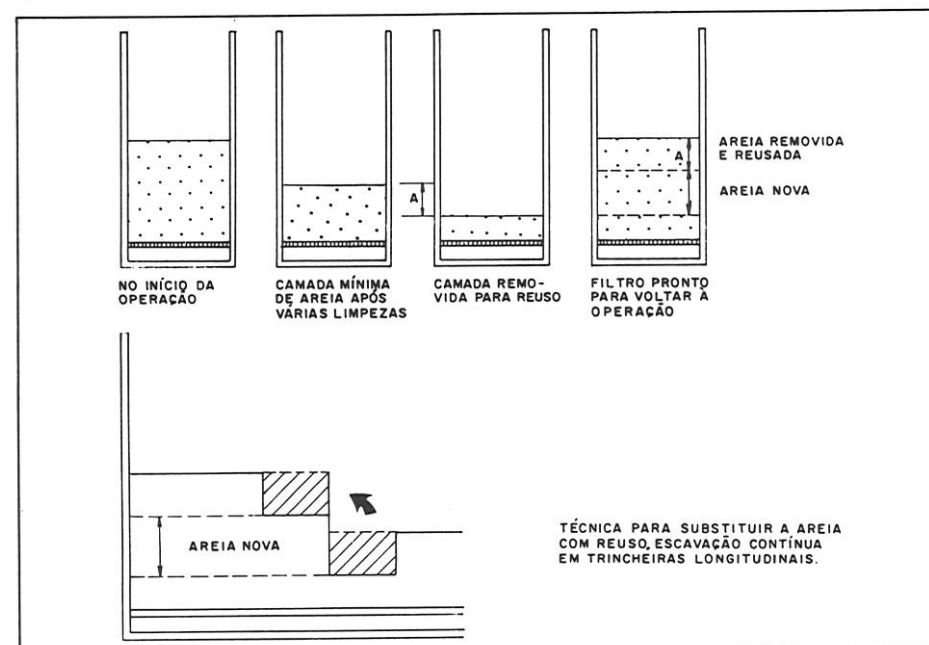
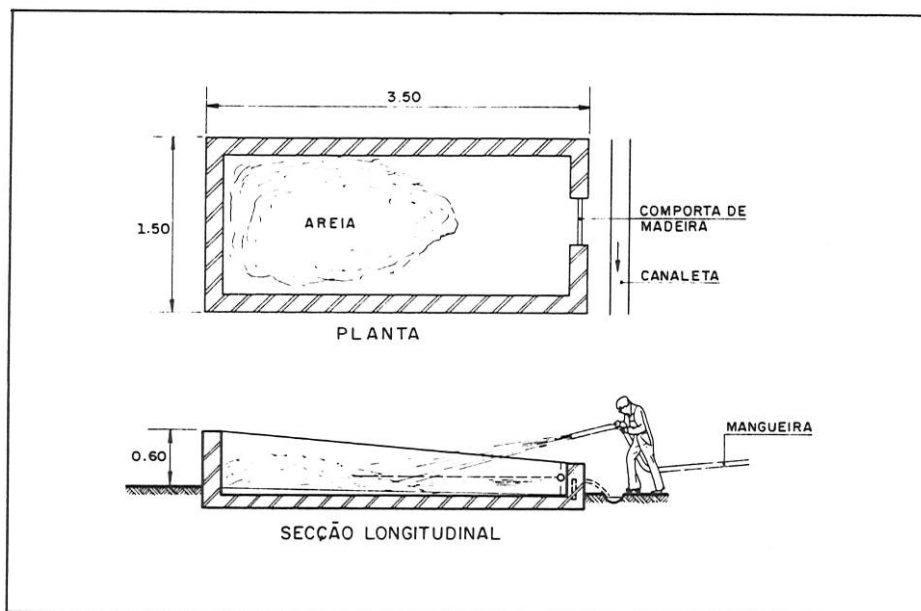
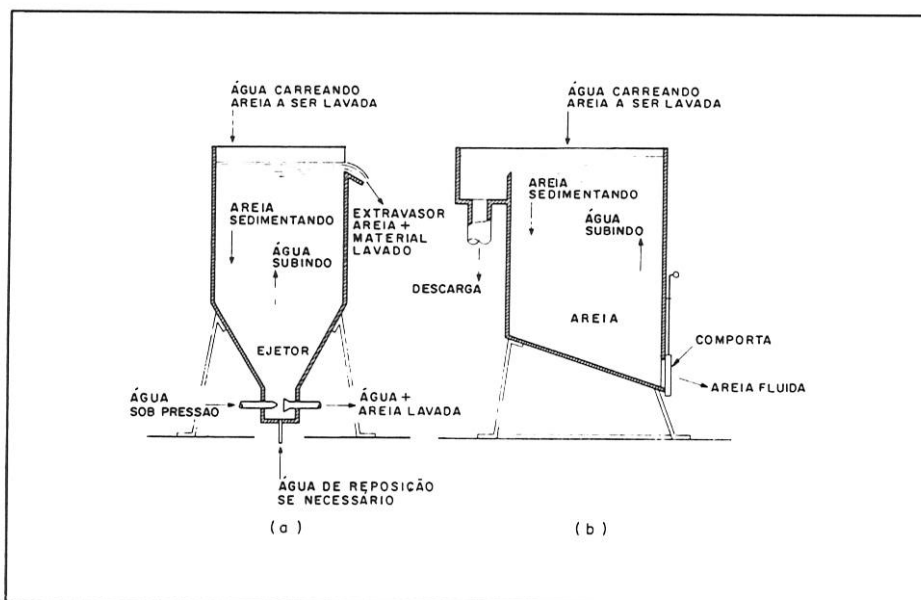


Figura 23.11 — Recomposição do leito filtrante com reuso de areia.⁸

Figura 23.12 – Plataforma para lavagem manual da areia.¹⁴Figura 23.13 – (a) Lavador hidráulico de areia; (b) Separador gravitacional de areia.⁴

PRÉ-TRATAMENTO

Conforme referido no item “Aplicabilidade dos Filtros Lentos” deve-se estudar formas de pré-tratamento, quando a água bruta apresentar valores muito elevados de turbidez.

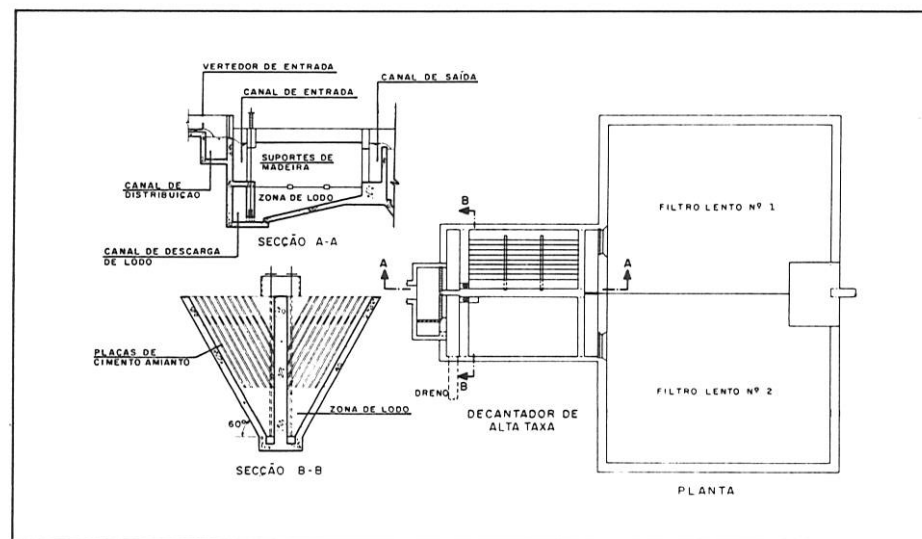
Em alguns casos, esses sistemas preliminares são operados apenas durante períodos chuvosos, quando a turbidez ultrapassa os limites operacionais para filtros lentos. Esse é o caso da estação de tratamento de Bonsucesso, MG, que dispõe de instalações e equipamentos para coagulação-floculação e decantação prévia.

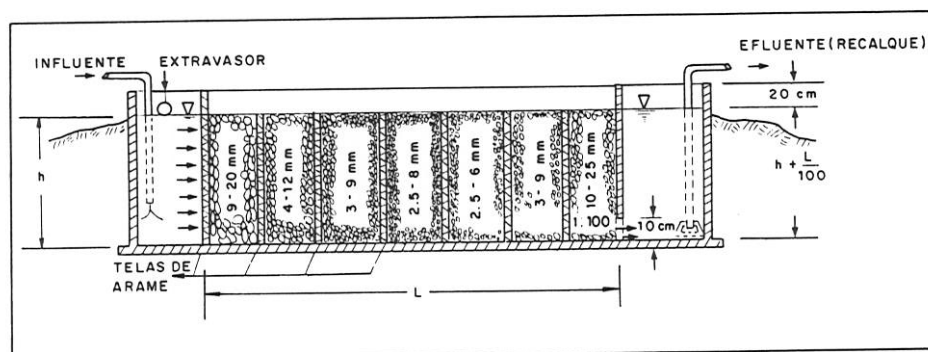
Na maior parte do ano não é efetuada a aplicação de coagulantes e os decantadores operam como sedimentadores simples, embora não apresentem bons resultados.

A Fig. 23.14 mostra um decantador de alta taxa, com placas de cimento amianto inclinadas a um filtro lento de areia, desenvolvido pelo CEPIS em 1982.¹ Projetando com a taxa de escoamento superficial de $60 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$

e tempo de detenção de 25 minutos, pode ser utilizado a montante dos filtros lentos com água de turbidez até 500 UNT, se essa turbidez resultar de partículas com diâmetros superiores a 1μ .

Outro sistema que apresenta bons resultados no pré-tratamento de águas com turbidez elevada são os filtros grosseiros horizontais, desenvolvidos por Thanh e Ovano (1977 e 1978)^{16,17}, no Instituto Asiático de Tecnologia. Constam, como mostra a Fig. 23.15, de um tanque retangular com “camadas” de pedras separadas por telas de arame. A granulometria das camadas de pedra decresce no sentido do escoamento até a parte central, passando a crescer novamente na parte final. À medida que a água escoar através do filtro, ocorrem a filtração e a sedimentação das partículas existentes na água bruta. Simultaneamente, desenvolve-se uma atividade biológica similar à que ocorre nos filtros lentos, contribuindo para a remoção de coliformes e organismos patogênicos.

Figura 23.14 – Decantador de alta taxa com placas inclinadas a montante dos filtros lentos.¹

Figura 23.15 – Filtro grosso horizontal.¹⁷

Os filtros grosseiros de escoamento horizontal podem ser utilizados com sucesso no tratamento de águas com turbidez entre 50 e 150 UNT. A limpeza é necessária somente a cada quatro ou cinco anos.

Na vila de Jedee Thong, na Tailândia, existe em operação contínua há vários anos um sistema composto de filtro grosso horizontal e filtro lento de areia, para suprir de água potável uma população aproximada de 720 habitantes. O desempenho dessas unidades é mostrado na Tab. 23.4 (Vigneswarram et alii,²¹).

Os critérios básicos de projeto dos pré-filtros horizontais são os seguintes:

- **Taxa de filtração:**
0,3 – 1,0 m³/m² . h.
- **Taxas ótimas:**
0,5 m³/m² . h para turbidez entre 15 a 50 UNT
0,3 m³/m² . h para turbidez até 150 UNT
- **Profundidade:**
1 m (0,80 – 1,50 m)
- **Nível de água:**
0,80 m
- **Borda livre:**
0,20 m
- **Comprimento:**
5 m (4 – 10 m)
- **Relação comprimento/largura:**
1:1 a 6:1

Tabela 23.4 – Desempenho de pré-filtro grosso horizontal e filtro lento de areia na Estação de Tratamento de Água de Jedee Thong, Tailândia.

Sistema	Turbidez (UNT)		Coliformes totais (NMP/100 ml)		Perda de carga diária (cm/dia)
	Média		Média		
	influyente	efluente	influyente	efluente	
Pré-filtro horizontal	25	12	5 000	1 000	0,6
Filtro lento	—	3	—	100	0,5

- **Área de cada unidade:**
10 a 100 m²
- **Granulometria das “camadas”** (no sentido do escoamento):
 - 9 – 20 mm
 - 4 – 12 mm
 - 3 – 9 mm
 - 2,5 – 8 mm
 - 2,5 – 6 mm
 - 3 – 9 mm
 - 10 – 25 mm
- **Declividade do fundo:**
1:100 na direção do escoamento
- **Cobertura das partes de entrada e saída:**
necessária para evitar a proliferação de algas.

EM PROL DA FILTRAÇÃO LENTA

Em 1984, Slezak e Sims¹⁵ efetuaram um levantamento, nos Estados Unidos, e encontraram 27 instalações de filtros lentos de areia em perfeitas condições de operação. Entre elas está a ETA de Kassler, em Denver, Colorado, operando há mais de 80 anos (entrou em serviço em 1901) que, atualmente, trata uma vazão aproximada de 2 m³/s (170 325 m³/dia).

Naquele país, onde não existem problemas com pessoal técnico especializado em sistemas de tratamento, nem com aquisição de qualquer tipo de material ou equipamento – mesmo para instalações avançadas de potabilização de água – acredita-se que a presente década trará de volta o prestígio que os filtros lentos de areia possuíram no passado.

A razão que estimula essa tendência, além das facilidades de operação, baixo custo e boa qualidade da água filtrada, firma-se no princípio de que “tecnologia complexa, não produz necessariamente o melhor tratamento”.

Não apenas países em estágio de desenvolvimento, como o Paquistão, a Índia e a Tailândia, mas países ricos como a Holanda e a Inglaterra, continuam a prestigiar os filtros lentos de areia como a melhor solução para pequenas e médias comunidades, ou mesmo para grandes, dependendo das condições locais relativas a custo de terrenos.

No Brasil, onde há grande deficiência de pessoal habilitado, falta de recursos para equipamentos e, principalmente, as condições climáticas favorecem o desenvolvimento de processos biológicos de tratamento, os filtros lentos vêm sendo progressivamente desativados ou deixaram de figurar no elenco de alternativas dos engenheiros projetistas.

A rejeição vincula-se principalmente aos custos das grandes áreas necessárias para os filtros ou, então, associa-se aos limites impostos à turbidez da água bruta. Porém, a área é analisada isoladamente, sem se considerar as áreas adicionais e os custos associados a floculadores, decantadores, canais de interligação, casa de química com vários andares, equipamentos de controle, reservatório para água de lavagem, produtos químicos, energia elétrica e operadores treinados, etc.

É bem provável que, na maioria das pequenas e médias comunidades, estudos econômico-financeiros dos empreendimentos favoreçam a alternativa de filtros lentos.

Em termos dos limites impostos à turbidez da água bruta, a utilização de pré-filtros ou de decantadores acelerados simplificados permite uma maior amplitude para a recomendação de filtros lentos.

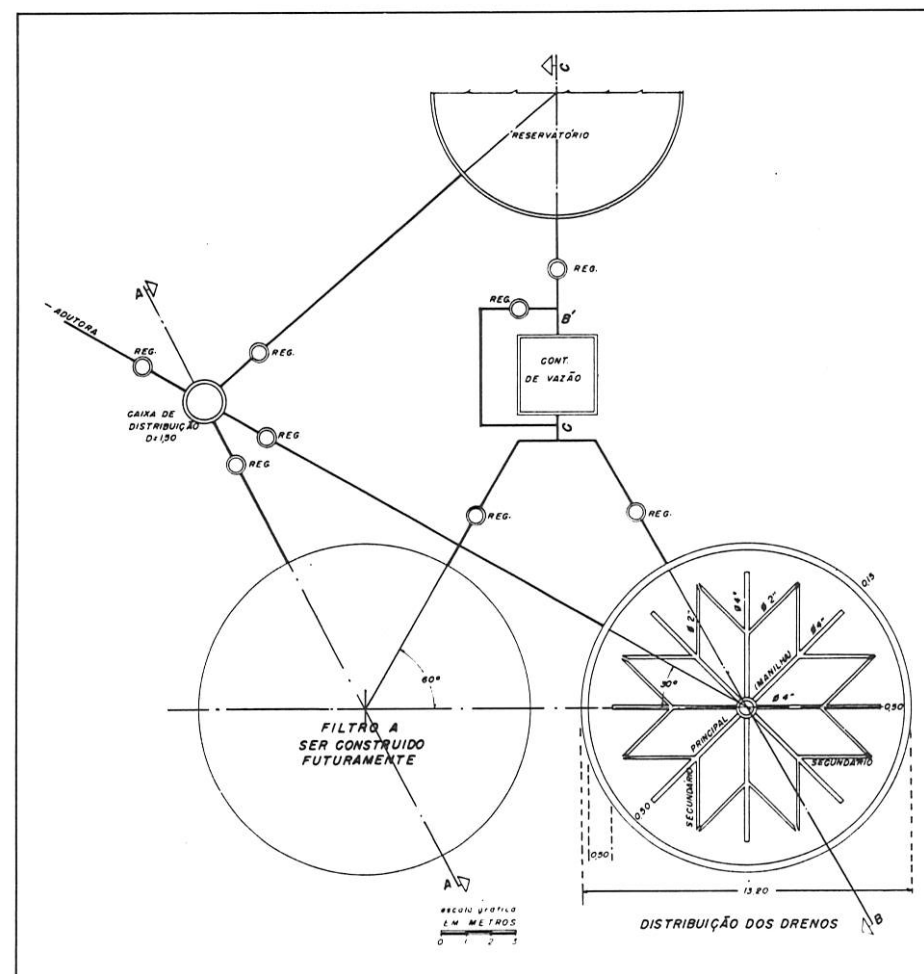
Com este trabalho espera-se estimular os responsáveis pelas companhias estaduais de saneamento e os engenheiros projetistas a voltarem novamente suas atenções para os benefícios da filtração biológica.

Referências Bibliográficas

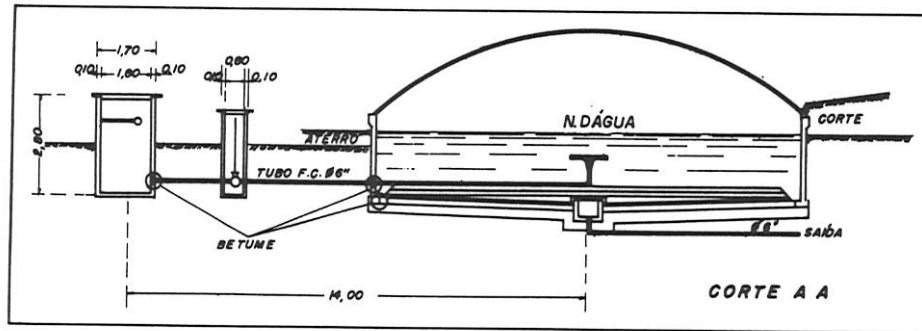
- 1 CEPIS. *Modular plants for water treatment*. Lima, PAHO, 1982.
- 2 CLEASBY, J. L.; HILMOE, D. J. & DIMITRACOPOULOS, C. J. Slow sand and direct in-line filtration of a surface water. *J. A. W. W. A.*, Dec. 1984. 76 (12): 44-55.
- 3 ELLMS, J. W. *Water purification*. 2 ed. London, McGraw-Hill, 1928.
- 4 FAIR, G. M. & GEYER, J. C. *Water supply and wastewater disposal*. John Wiley & Sons, 1954.
- 5 FOX, K. R., et al. Pilot-plant studies of slow-rate filtration. *J. A. W. W. A.*, Dec. 1984 76 (12): 62-8.
- 6 GAINEY, P. L. & LORD, T. *Microbiology of water and wastewater*. New York, Prentice Hall, 1952.
- 7 HESPAHOL, I. *Investigação sobre o comportamento e aplicabilidade de filtros lentos no Brasil*. São Paulo, EDUSP, 1969.
- 8 HUISMAN, L. & WOOD, W. E. *Slow sand filtration*. Geneva, O. M. S., 1974.
- 9 IVES, K. J. New concepts in filtration: Introduction and practical concepts. *Water and Water Engineering*, London, Jul. 1961.
- 10 ———. New concepts in filtration: theoretical concepts. *Water and Water Engineering*, London, Aug. 1961.
- 11 ———. New concepts in filtration: surface force concepts, experimental concepts and conclusions. *Water and Water Engineering*, London, Sep. 1961.
- 12 MARSHALL, C. E. *Microbiology*. 3 ed. Philadelphia, P. Blakiston's & Co., 1921.
- 13 SANKS, G. L. *Water treatment plant design*. Ann Harbor Science, 1982.
- 14 SCHULZ, C. R. & OKUN, D. A. *Surface water treatment for communities in developing countries*. John Wiley & Sons, 1984.
- 15 SLEZAK, L. A. & SIMS, R. C. The application and effectiveness of slow sand filtration in the United States. *J. A. W. W. A.*, Dec. 1984 76 (12): 38-43.
- 16 THANH, N. C. *Functional design of water supply for rural communities*. Bangkok, Asian Institute of Technology, 1978.
- 17 ——— & OVANO, E. A. R. *Horizontal-flow, coarse-material prefiltration*. Bangkok, Asian Institute of Technology, 1977.
- 18 ——— & HETTIARATCHI, J. P. A. *Surface water filtration for rural areas, guidelines for design, construction and maintenance*. Bangkok, Environmental Sanitation Information Center, 1982.
- 19 VANDIJK, J. C. & DOMEN, J. H. C. M. *Slow sand filtration for community water supply in developing countries: a design and construction manual*. O. M. S., 1978.
- 20 VEAL, T. H. P. *The supply of water*. Chapman & Hall, 1931.
- 21 VIGNESWARAN, S. et al. *Water filtration technologies for developing countries*. Bangkok, Environmental Sanitation Information Center, 1983.

Anexo

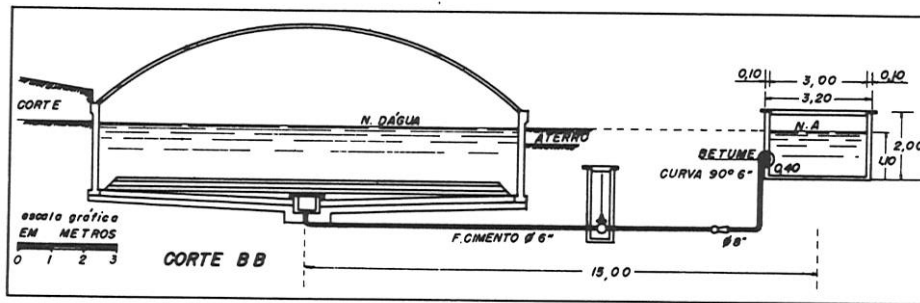
CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE ALGUMAS INSTALAÇÕES BRASILEIRAS DE FILTROS LENTOS DE AREIA



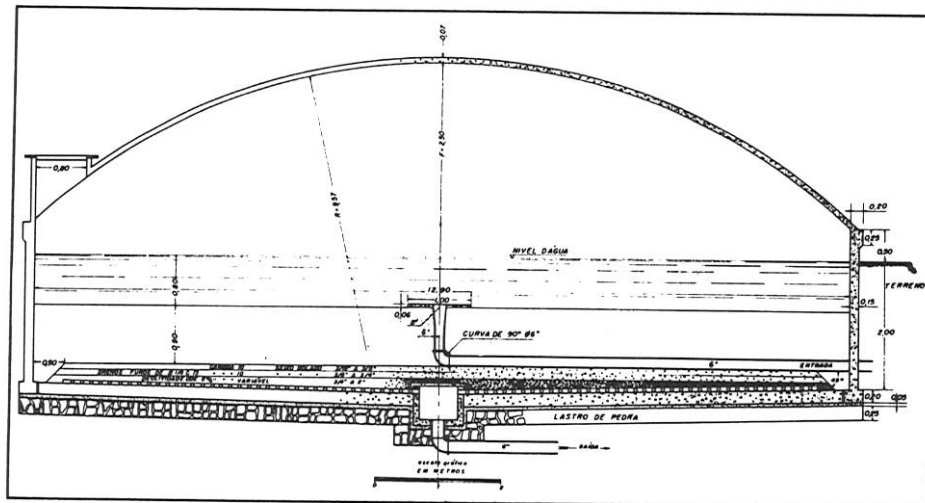
Planta geral da ETA - Ribeirão das Neves, MG.



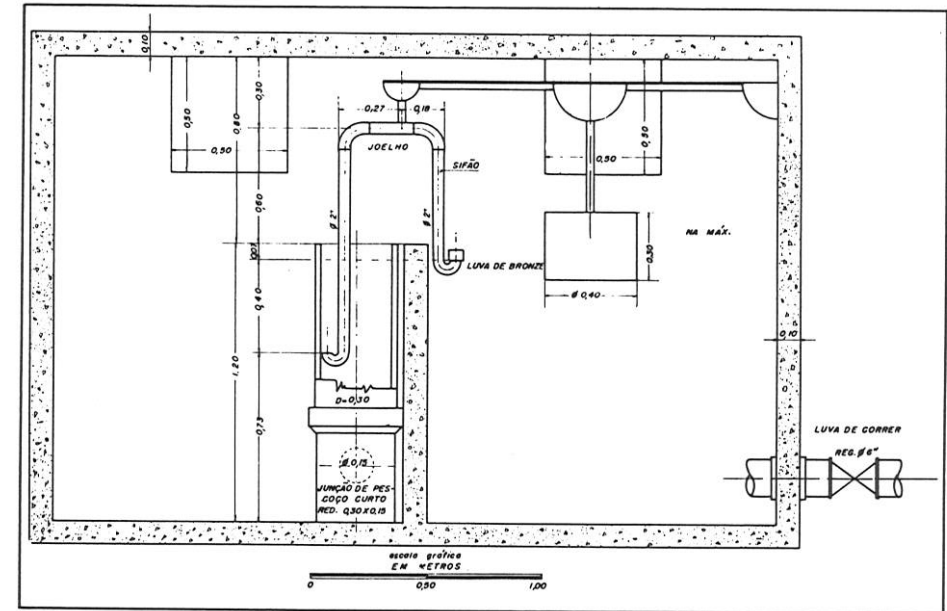
Corte – Ribeirão das Neves, MG.



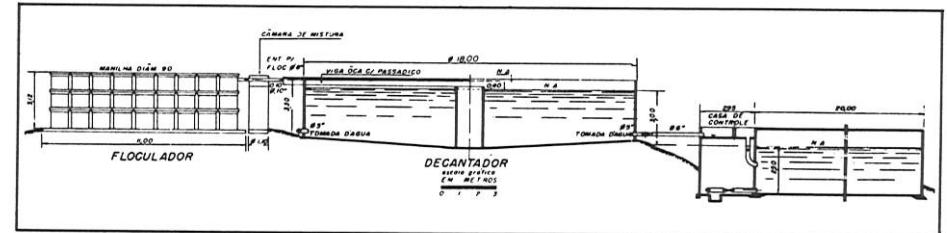
Corte – Ribeirão das Neves, MG.



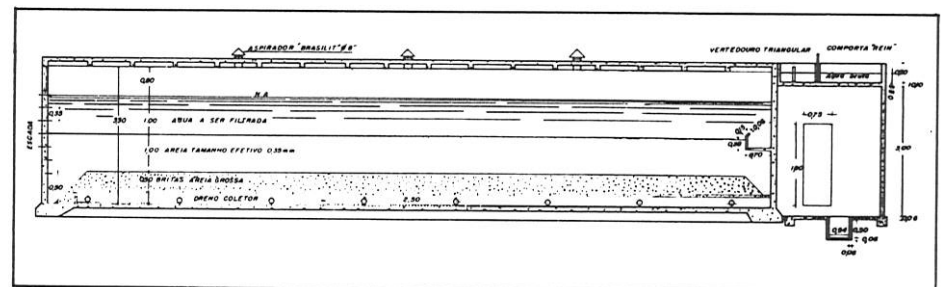
Detalhe da entrada de água, camada filtrante e drenagem – Ribeirão das Neves, MG.



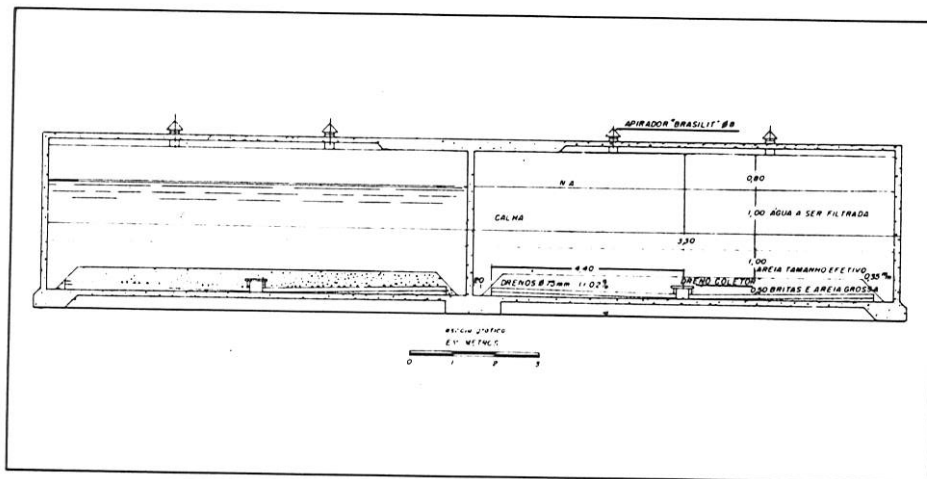
Regulador de vazão tipo Didelon modificado – Ribeirão das Neves, MG.



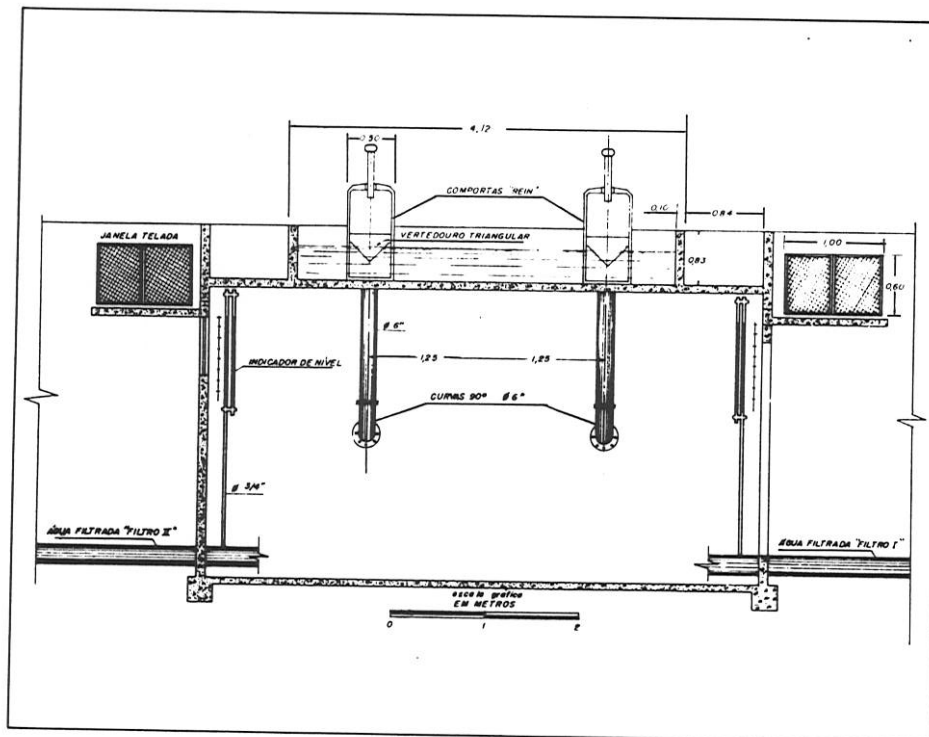
Esquema geral da ETA – Bonsucesso, MG.



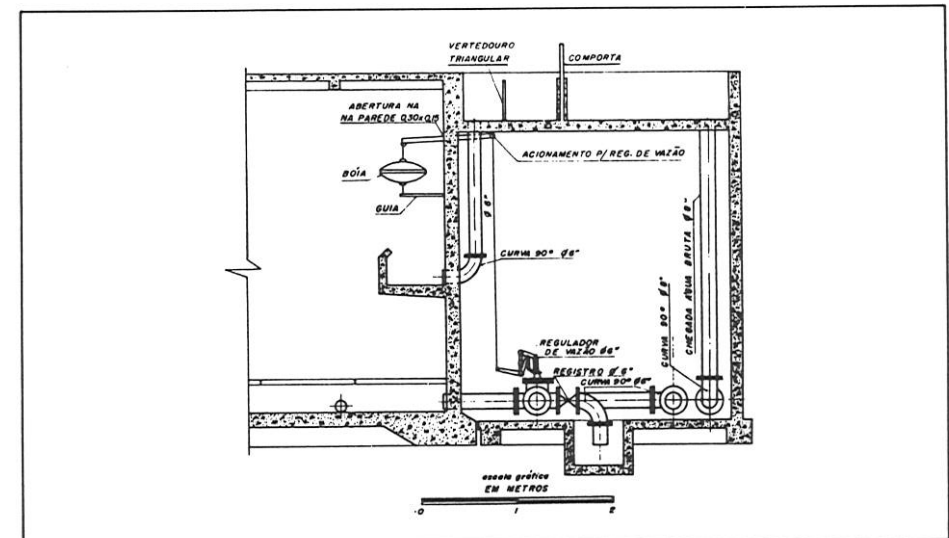
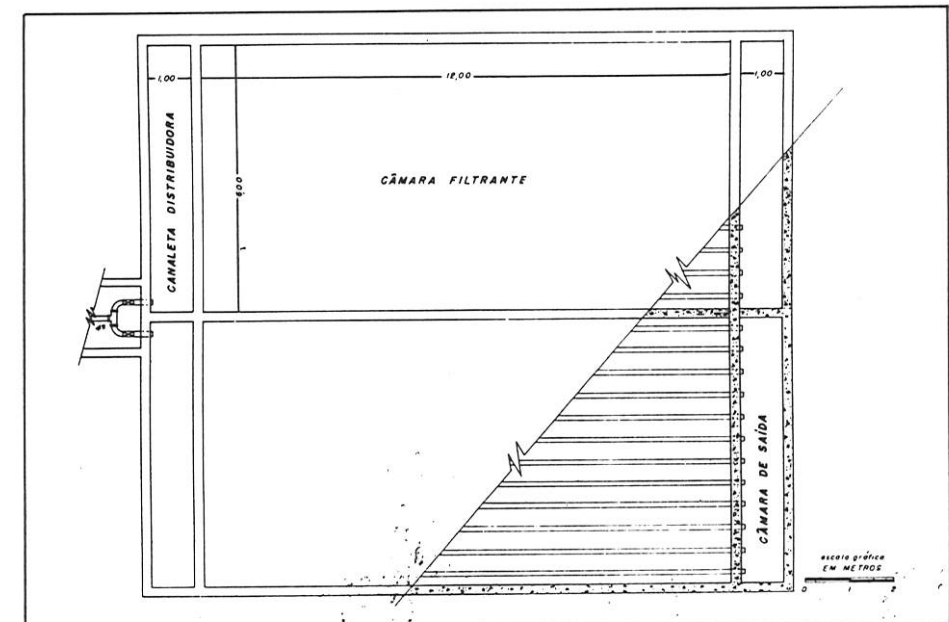
Corte longitudinal dos filtros – Bonsucesso, MG.



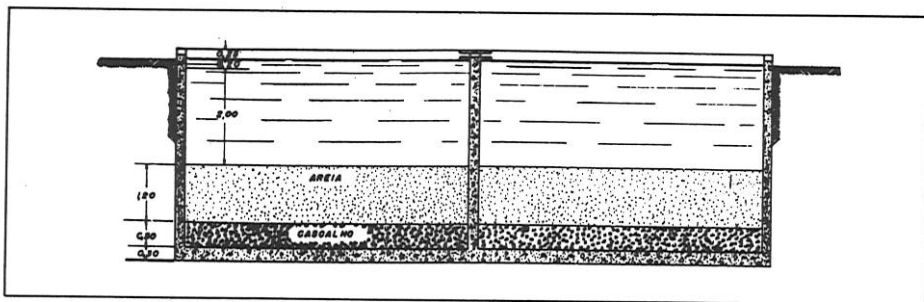
Corte transversal dos filtros – Bonsucesso, MG.



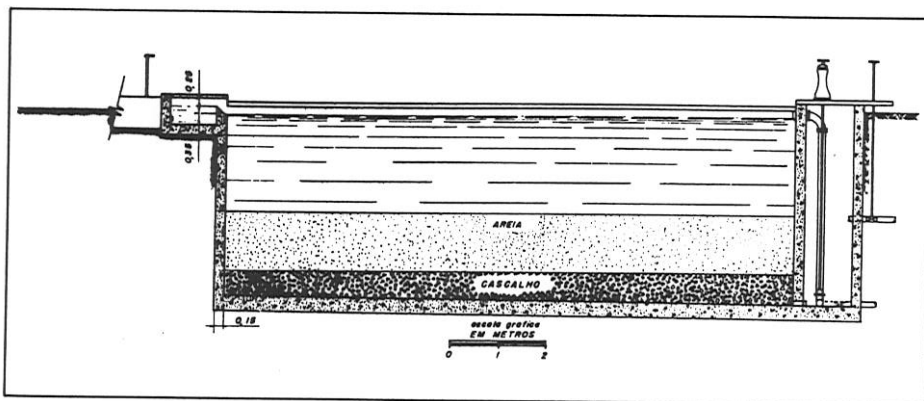
Entrada de água nos filtros – Bonsucesso, MG.

Entrada e saída de água – Bonsucesso, MG.
(O controlador de vazão utilizado foi do tipo telescópico).

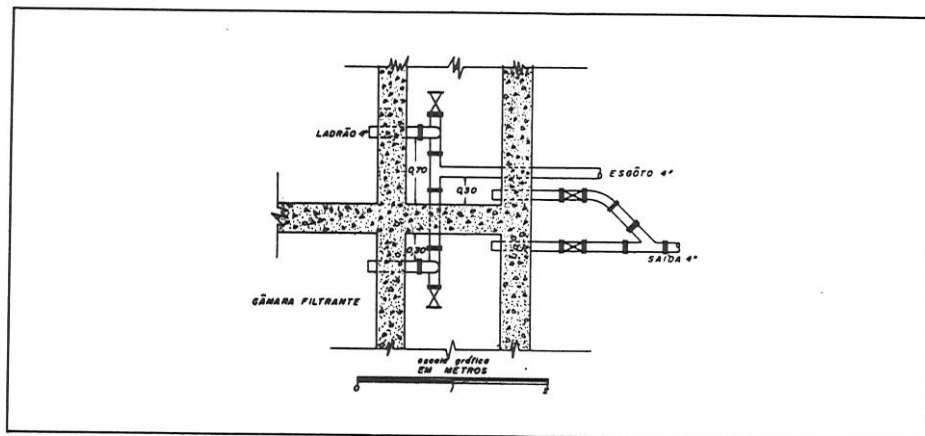
Planta dos filtros e sistema de drenagem, Rio Claro, RJ.



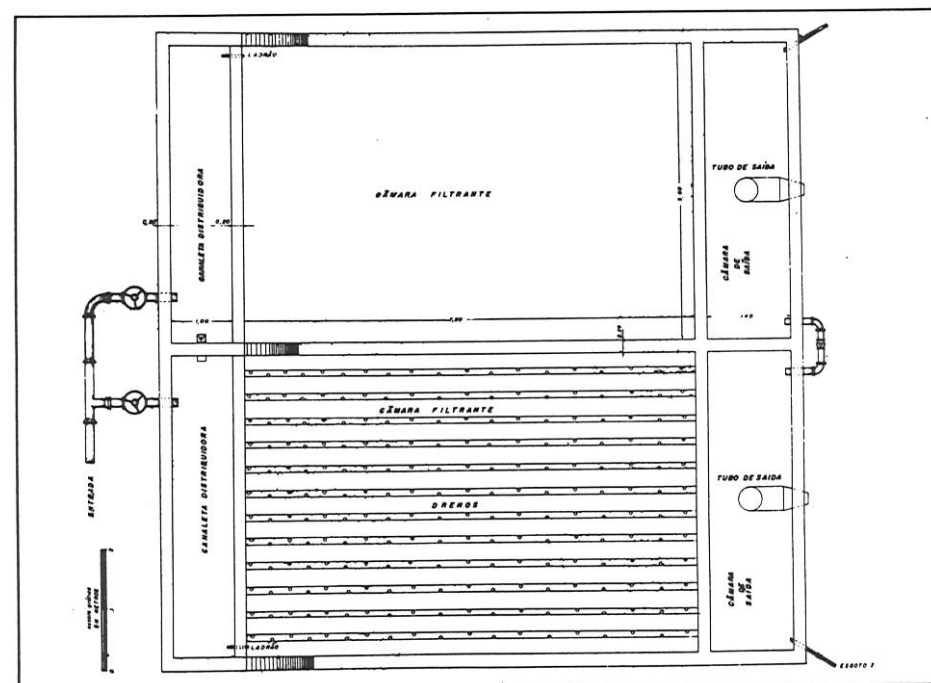
Corte transversal dos filtros - Rio Claro, RJ.



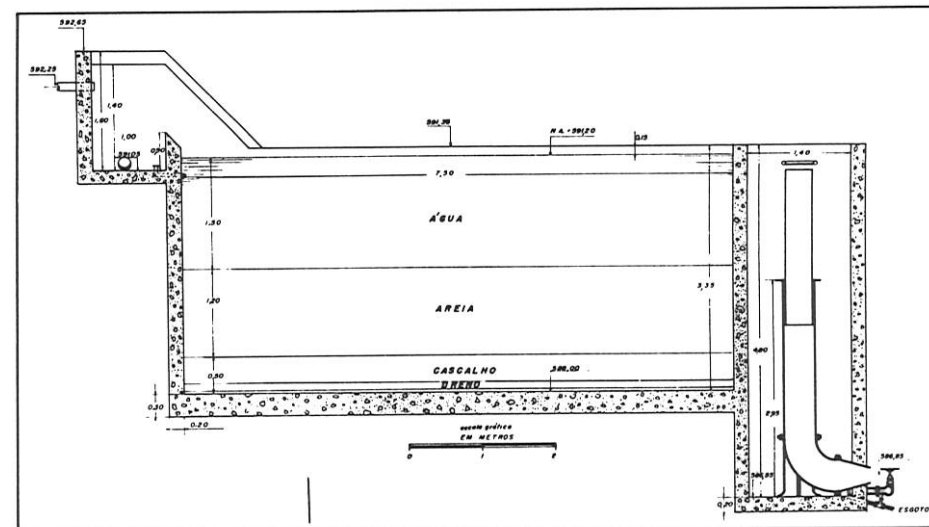
Corte longitudinal dos filtros - Rio Claro, RJ.



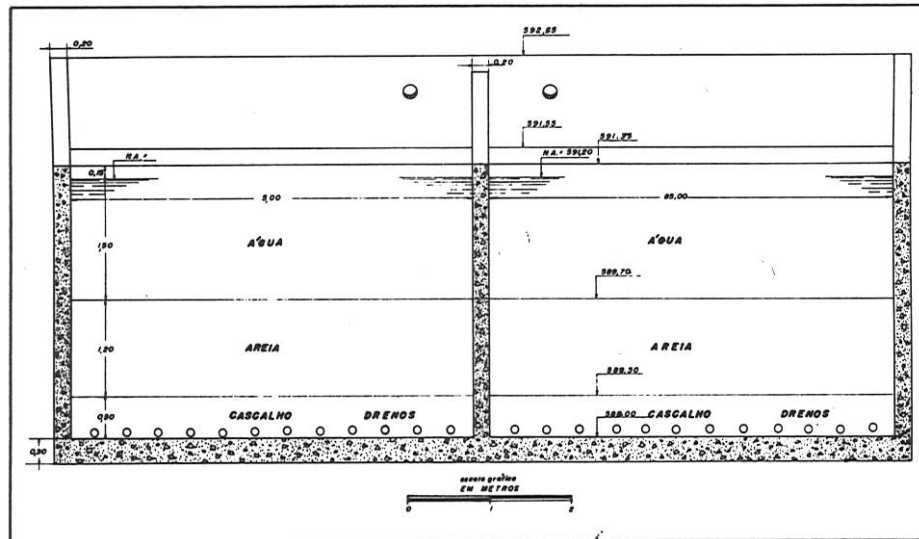
Detalhe da câmara de saída - Rio Claro, RJ.



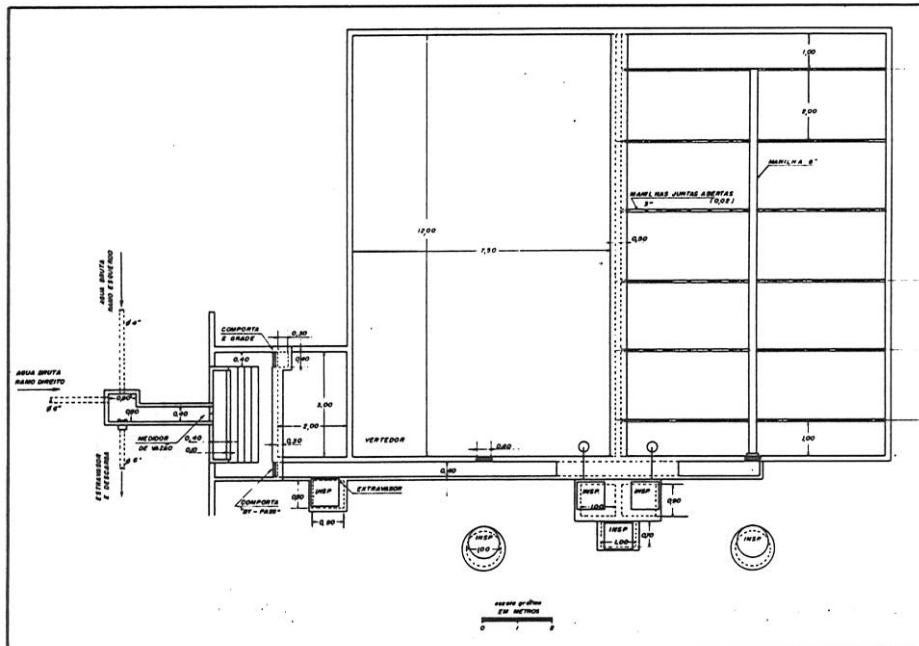
Planta baixa dos filtros - Lídice, RJ.



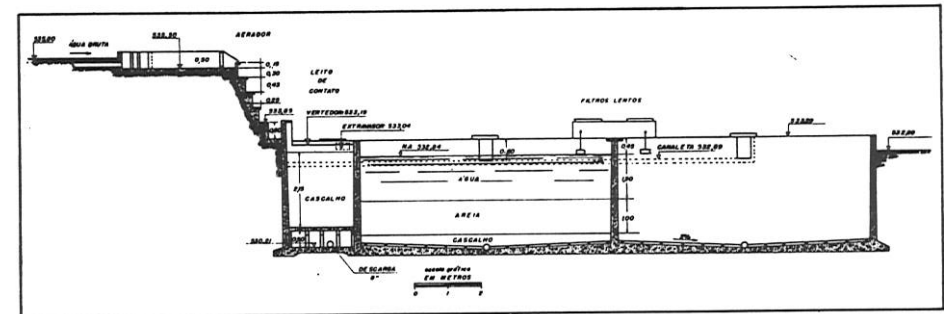
Corte longitudinal dos filtros - Lídice, RJ.



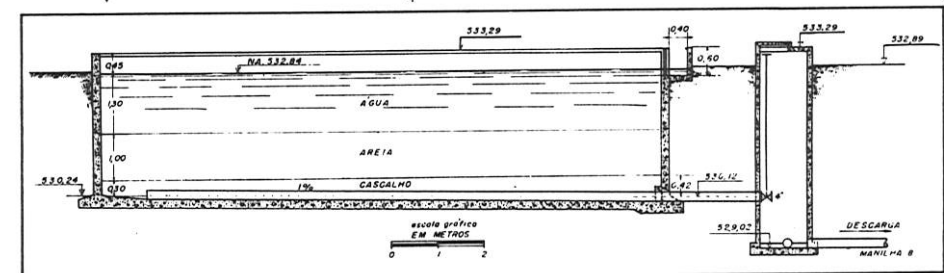
Corte transversal dos filtros – Lídice, RJ.



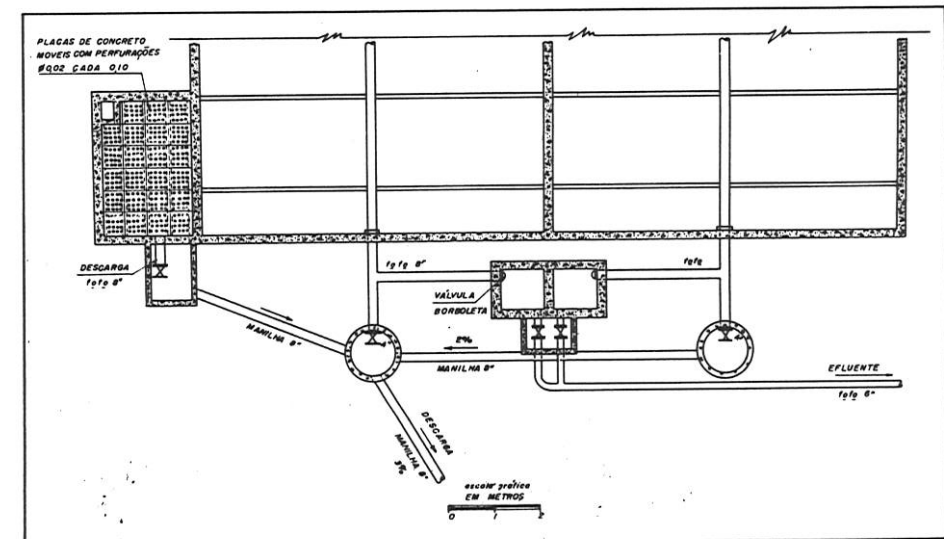
Planta dos filtros – Queluz, SP.



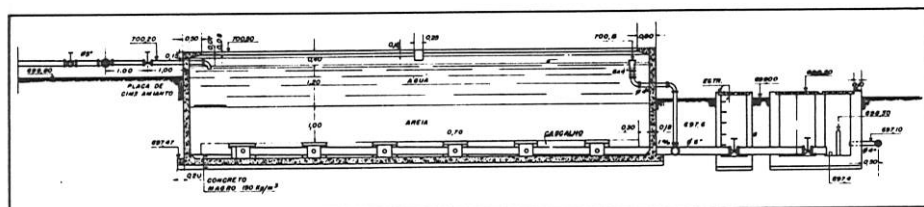
Corte transversal dos filtros – Queluz, SP.



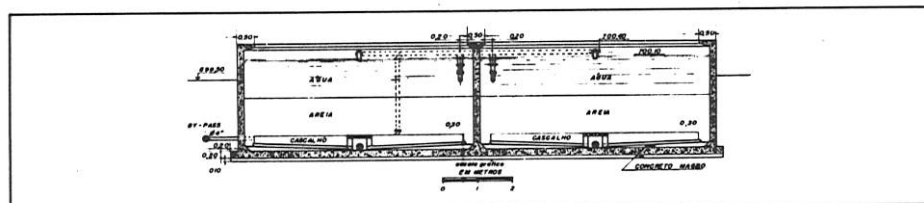
Corte longitudinal dos filtros – Queluz, SP.



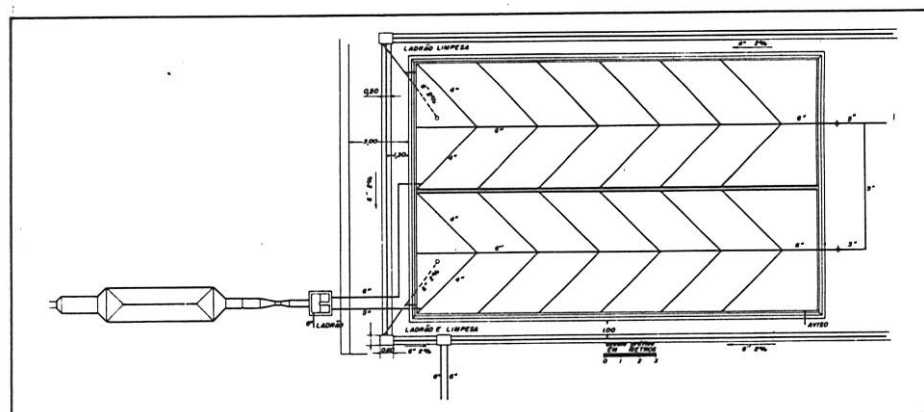
Planta inferior – Queluz, SP.



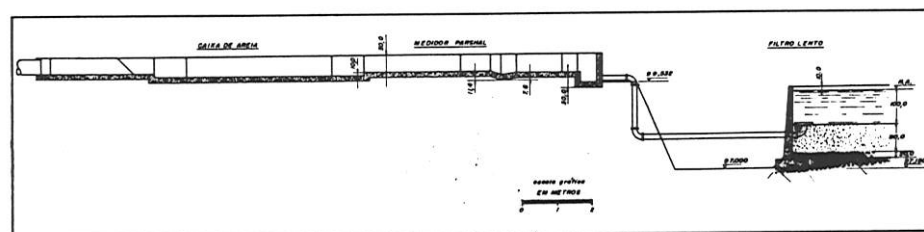
Secção longitudinal dos filtros – Louveira, SP.



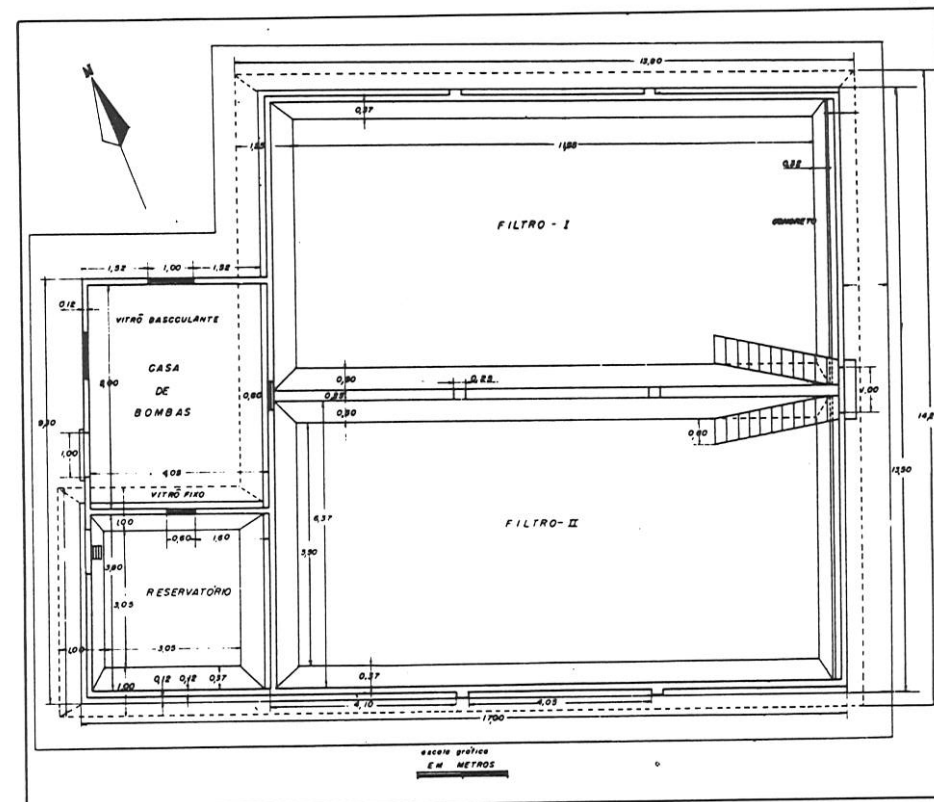
Secção transversal dos filtros – Louveira, SP.



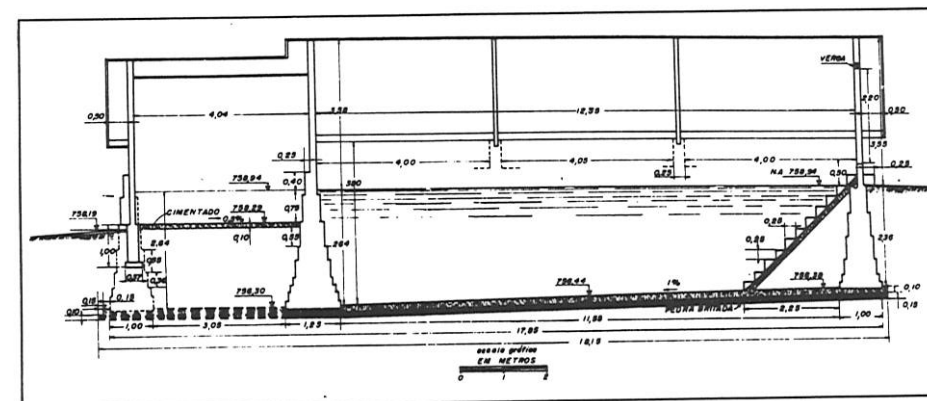
Caixa de areia, repartidor de vazões e planta baixa dos filtros – Taquaritinga, SP.



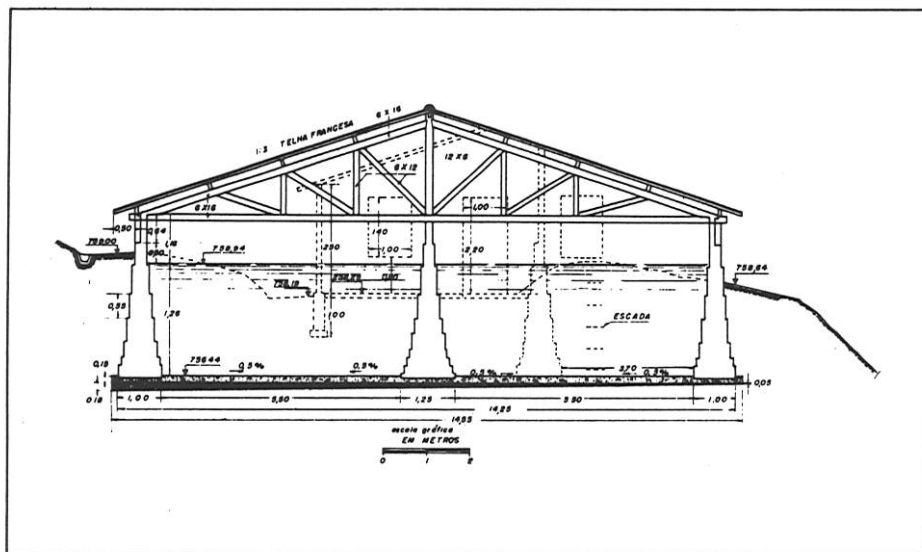
Secção longitudinal da caixa de areia – Repartidor de vazões e filtros – Taquaritinga, SP.



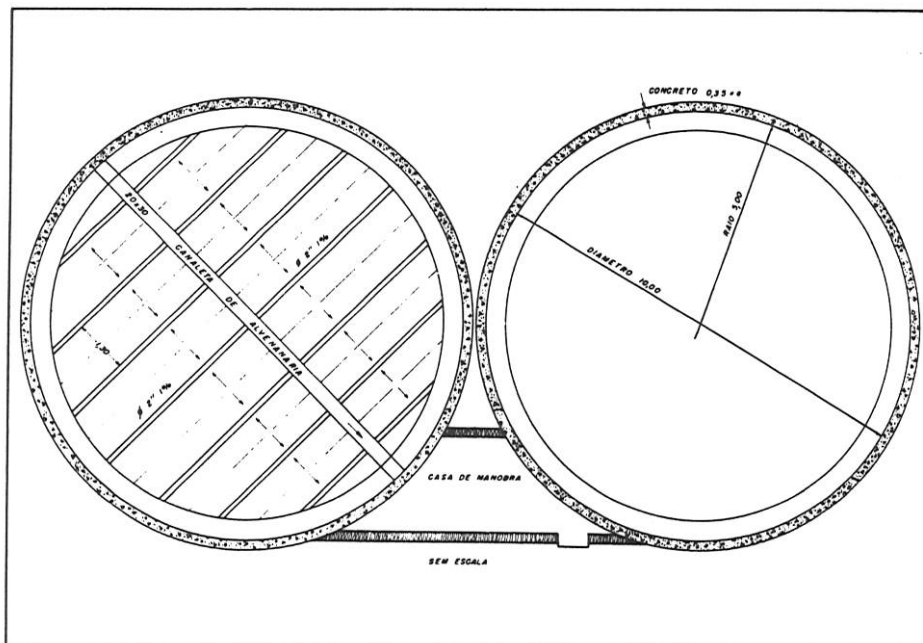
Planta dos filtros – Nuporanga, SP.



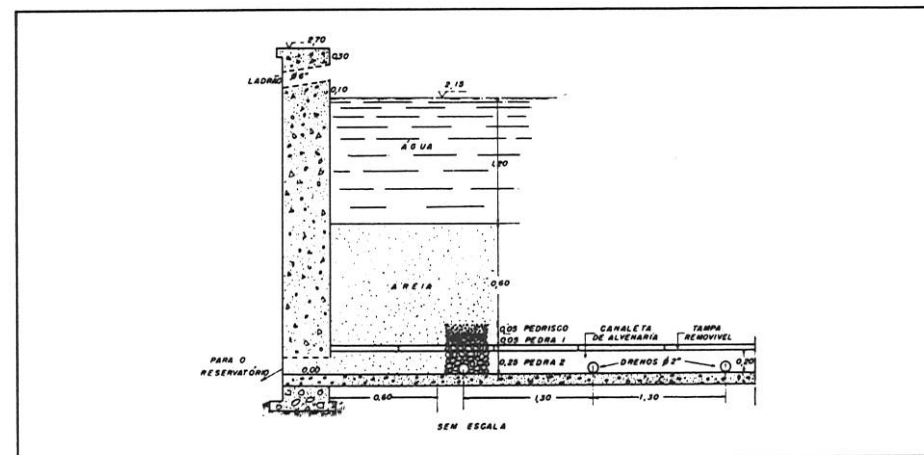
Secção longitudinal dos filtros – Nuporanga, SP.



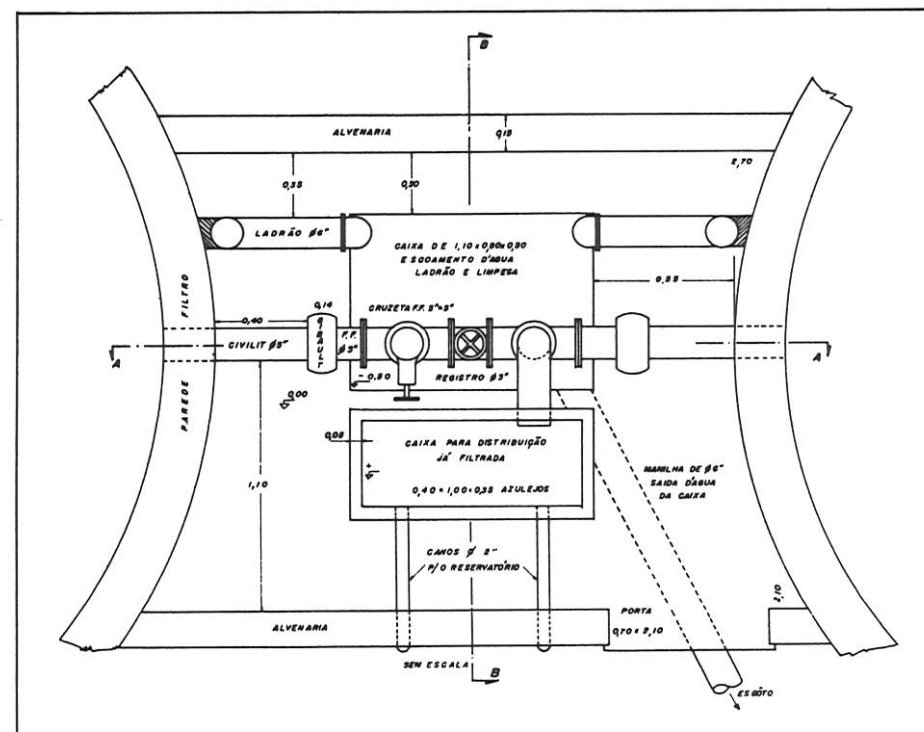
Seção transversal dos filtros – Nuporanga, SP.



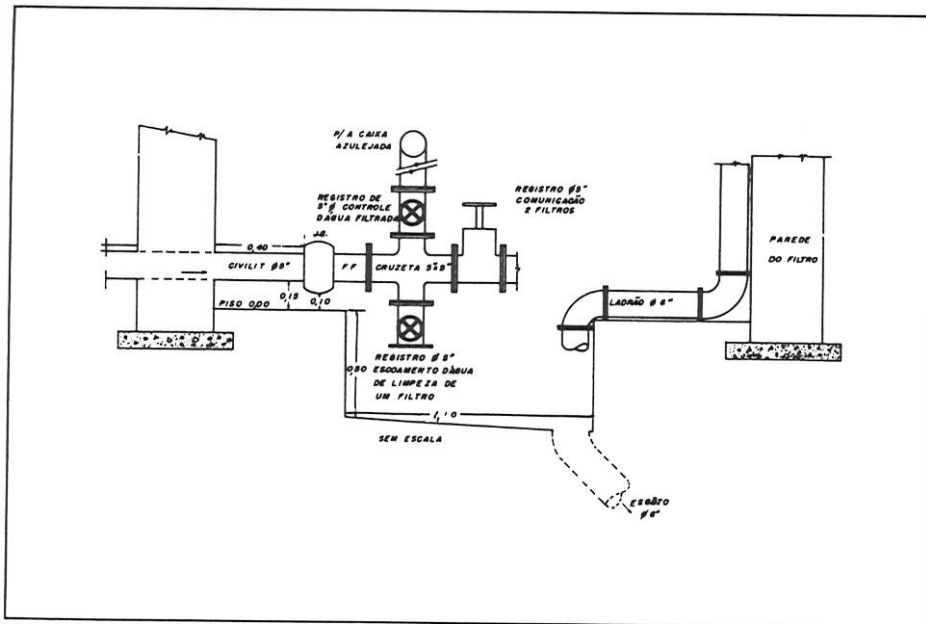
Planta dos filtros e casa de manobra – Santo Antonio da Alegria, SP.



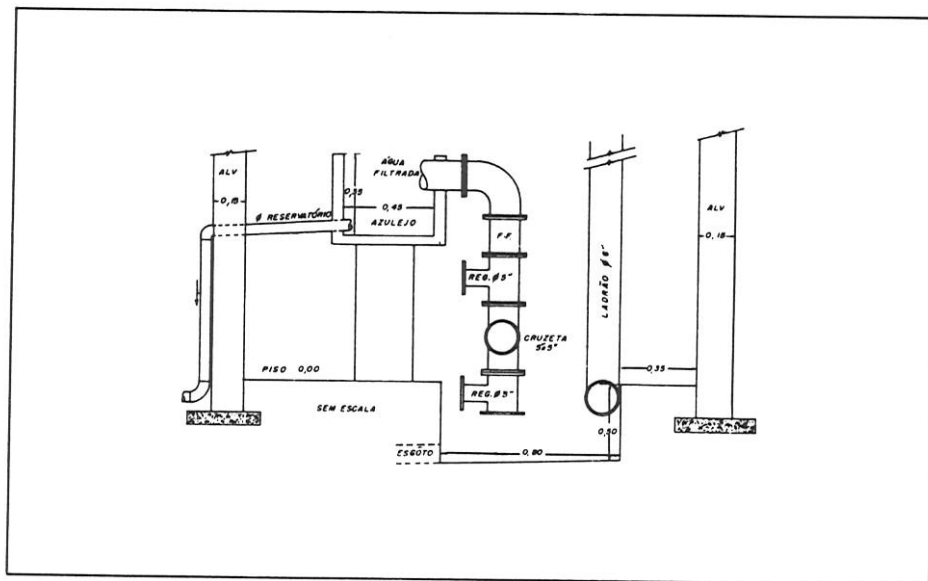
Corte esquemático dos filtros – Santo Antonio da Alegria, SP.



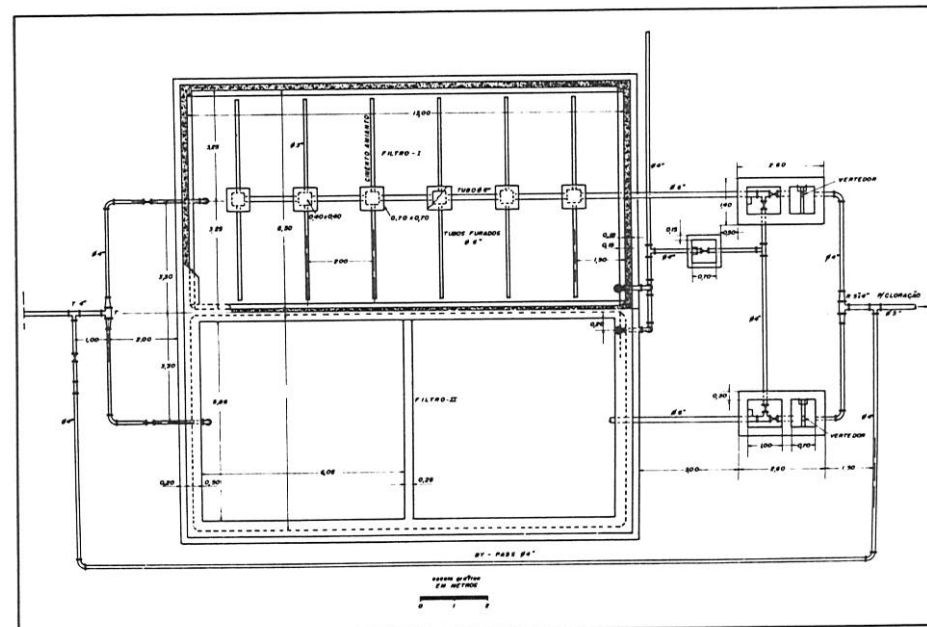
Planta da casa de manobras – Santo Antonio da Alegria, SP.



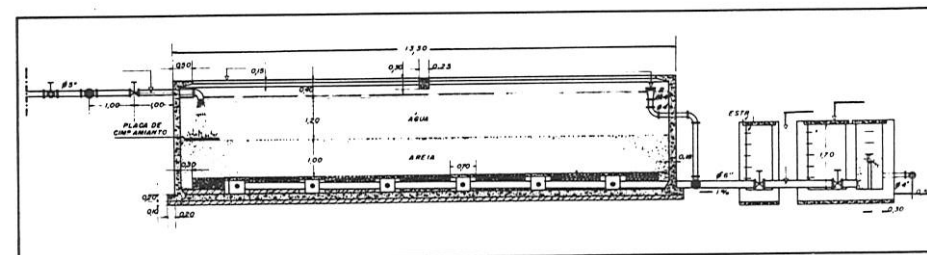
Corte A A da casa de manobras – Santo Antonio da Alegria, SP.



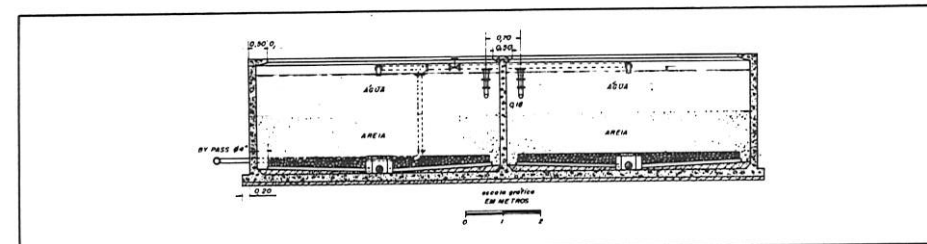
Corte B B da casa de manobras – Santo Antonio da Alegria, SP.



Planta dos filtros – Braúna, SP.



Corte longitudinal dos filtros – Braúna, SP.



Corte transversal dos filtros – Braúna, SP.

DESINFECÇÃO

Antonio Carlos Rossin*

Até que a teoria sobre os microrganismos causadores de doenças fosse estabelecida, em meados de 1880, acreditava-se que os odores eram os meios pelos quais as doenças eram transmitidas. Portanto, na tentativa de se controlar os odores é que surgiu a desinfecção, tanto da água como dos esgotos.

Entende-se por desinfecção a destruição ou inativação de organismos patogênicos, capazes de produzir doenças, ou de outros organismos indesejáveis. Tais organismos podem aparecer na água e sobreviver por várias semanas a temperaturas próximas a 21°C ou, possivelmente, por vários meses à baixa temperatura. Além desse fator, sua sobrevivência depende de vários outros: ecológicos, fisiológicos e morfológicos, incluindo pH, turbidez, oxigênio, nutrientes, competição com outros organismos, resistência a substâncias tóxicas e habilidade na formação de esporos, etc.

Por outro lado, as doenças causadas por microrganismos dependem da virulência, da sua concentração e do modo de contato, e da resistência do hospedeiro. Para ilustrar essa inter-relação, Theobald Smith sugeriu a equação:

$$D = NV/R$$

onde:

D = probabilidade da doença;

N = número de organismos;

V = virulência;

R = resistência do hospedeiro.

Quando o produto NV é maior do que R , advém a doença, o que provavelmente não ocorrerá em caso contrário.

Alguns dos elementos dessa equação não podem ser medidos em termos numéricos; entretanto, no caso de se usar a desinfecção da água, o valor N poderá ser reduzido ou mesmo igualado a zero.

A desinfecção da água implica na destruição de organismos causadores de doenças e de outros de origem fecal, mas não é necessariamente a destruição completa de formas vivas. Este último caso designa-se esterilização, se bem que, muitas vezes, o processo de desinfecção seja levado ao ponto de esterilização.

GENERALIDADES

Eficiência da desinfecção

Entre os fatores que influem na efi-

* Eng. Químico e Sanitarista (M.Sc. Ph.D.) Superintendente de Tecnologia Ambiental da CETESB. Professor da Faculdade de Saúde Pública da USP.

ciência da desinfecção e, conseqüentemente, no tipo de tratamento a ser empregado estão:

- espécie e concentração do organismo a ser destruído;
- espécie e concentração do desinfetante;
- tempo de contato;
- características químicas e físicas da água;
- grau de dispersão do desinfetante na água.

A resistência de algumas espécies de microrganismos a desinfetantes específicos varia consideravelmente. Bactérias não esporulantes são, por exemplo, menos resistentes que bactérias formadoras de esporos. A forma encistada e os vírus, por outro lado, são algumas vezes bastante resistentes.

A concentração dos microrganismos é significativa já que um alto número em dado volume (densidade) apresenta maior demanda de desinfetante. A aglomeração ou amontoado de organismos pode criar uma barreira para a penetração do desinfetante.

A morte de organismos por um certo desinfetante, fixando-se os outros fatores, é proporcional à concentração do desinfetante e ao tempo de reação. Assim sendo, pode-se trabalhar com altas concentrações e curto tempo, ou baixas concentrações e tempo elevado.

A característica da água a ser tratada tem influência marcante no processo de desinfecção. Por exemplo, organismos circundados por material em suspensão podem tornar-se inatingíveis pelo agente desinfetante. Se o agente desinfetante for um oxidante, a presença de material orgânico e outros materiais oxidáveis irá consumir parte da quantidade de desinfetante necessária para destruir os organismos. Além do caráter químico da água, a temperatura influi no processo de desin-

fecção; em geral, temperaturas altas favorecem a ação desinfetante.

Os desinfetantes químicos devem ser uniformemente dispersos na água. A agitação favorece a desinfecção.

Velocidade da desinfecção

A destruição ou inativação de microrganismo não é instantânea. Na maioria das operações de desinfecção, ocorre, como em muitos processos físico-químicos, de maneira gradativa. Provavelmente, a desinfecção envolve uma série de etapas físicas, químicas e bioquímicas. Portanto, a velocidade de desinfecção é a resultante das velocidades das várias etapas.

A razão de destruição de microrganismos pode ser expressa por uma relação de primeira ordem, conhecida por Lei de Chick:

$$-\frac{dN}{dt} = kN$$

onde

$$-\frac{dN}{dt} \text{ é a razão de destruição}$$

K é a constante cinética e depende do tipo de microrganismo, do tipo de desinfetante, do meio em que ocorre a desinfecção.

N é o número de microrganismos por unidade de volume sobrevivente a um tempo dado.

Integrando-se esta relação para os limites indicados

$$\int_{N_0}^N \frac{dN}{N} = -k \int_0^t dt$$

obtem-se

$$\ln \frac{N}{N_0} = -kt \text{ ou } N = N_0 e^{-kt}$$

ou, ainda,

$$t = \frac{2.303}{k} \log \frac{N_0}{N}$$

A Lei de Chick expressa que a velocidade de destruição de bactérias está diretamente relacionada com o número de organismos remanescentes a um determinado tempo. Impõe-se uma série de condições de controle para se deduzir a Lei de Chick: suscetibilidade uniforme de todas as espécies de organismos ao desinfetante em estudo, concentração constante do desinfetante durante todo tempo, compostos interferentes ausentes, condições bem determinadas de temperatura, pH, e de outros fatores. Devido a isto, a Lei de Chick tem suas limitações, para uma aplicação mais prática de desinfecção.

Uma relação entre a concentração de um desinfetante e o tempo requerido para destruir uma porcentagem de organismos pode ser expressa pela equação:

$$C^n \times t = \text{constante}$$

onde

C é a concentração do desinfetante

n é constante e depende do tipo de desinfetante

e t é o tempo requerido para destruir uma determinada porcentagem de organismos.

Esta expressão já se mostra mais prática. Na tabela a seguir, tem-se a constante concentração/tempo para destruição de 99% do *E. Coli* e de vários vírus, usando-se HOCl, à temperatura de 0 a 6°C.

Constante concentração/tempo para HOCl

Organismo	$C^{0.86} t_{99}$
Adenovírus 3	0,098
<i>E. coli</i>	0,24
Vírus poliomielite 1	1,20
Vírus Coxsackie A2	6,30

Agentes desinfetantes

Os agentes desinfetantes são os seguintes:

- tratamento físico: aplicação de calor; irradiação, luz ultravioleta e outros agentes físicos;

- íons metálicos;
- compostos alcalinos;
- tensioativos, tais como os compostos de amônia quaternários;
- oxidantes: halogêneos, ozona e outros compostos orgânicos e inorgânicos.

Atributos para os desinfetantes

Fair, Geyer e Okun⁹ indicam os seguintes atributos para os desinfetantes utilizados no tratamento da água:

- poder destruir, em um tempo razoável, os organismos patogênicos a serem eliminados, na quantidade em que se apresentam e nas condições encontradas nas águas;
- não devem ser tóxicos para o homem e para os animais domésticos e, nas dosagens usuais, nem causar à água cheiro e gosto que prejudiquem o seu consumo;
- estar disponíveis a custo razoável, apresentar facilidade e segurança no transporte, armazenamento, manuseio e aplicação;
- concentração na água tratada fácil e rapidamente determinável, de preferência, automática;
- produzir residuais resistentes na água, de maneira a constituir uma barreira sanitária contra eventual recontaminação antes do uso.

DESINFECÇÃO PELO CLORO

Histórico

Como citado anteriormente, a cloração surgiu com objetivo de desodorização. Assim, o primeiro composto clorado empregado foi o hipoclorito de sódio obtido pela decomposição eletrolítica do sal.

Inicialmente, era usada para a desinfecção das águas somente em casos de epidemias. A partir de 1902 foi adotada de ma-

neira contínua na Bélgica. Em 1903, estudando a destruição de organismos patogênicos pelo cloro, Lieutenant Nesfield da British Indian Army Medical Service sugeriu o uso do cloro guardado em cilindros revestidos com chumbo, o que só se tornou viável em 1909. A desinfecção é o principal objetivo do uso do cloro em tratamento de água; tanto assim, que desinfecção e cloração se confundem.

Os processos de cloração sofreram evolução com o passar do tempo e cada década apresentou etapas bem características.

A década de 1908-1918, marcou o início da cloração das águas quando se praticava a aplicação de uma pequena quantidade de cloro cujo residual não era conhecido.

Na segunda década, 1918-1928, observou-se acentuada expansão no uso do cloro líquido, embora a quantidade de cloro residual ainda não fosse conhecida.

A terceira década, 1928-1938, caracterizou-se pelo emprego das cloraminas. O processo cloro-amina* foi introduzido em 1928 e, com a adoção do mesmo, tornou-se prática a adição de amônia juntamente com cloro e numa razão de aplicação de maneira a obter-se um residual em cloraminas. Durante essa década, entretanto, nenhum teste específico foi utilizado para determinar os residuais do cloro.

A quarta década, 1938-1948, foi a da cloração ao *break point* (ponto de inflexão). Neste período observou-se a existência de uma outra forma de cloro residual, conhecida como *cloro residual livre* ou, simplesmente, cloro livre. Durante essa década, foram usados testes para identificação e controle dos residuais de cloro.

A quinta década, 1948-1958, foi a do refinamento da cloração. A prática da cloração que apresenta os dois tipos de cloro (cloro combinado e cloro livre)

desenvolveu-se baseada em controles bacteriológicos.

Apesar de quase um século de utilização, somente nos dois últimos decênios é que a cloração se apresentou com técnica avançada, dando, portanto, ao usuário, a segurança necessária em se tratando de um desinfetante a ser utilizado em água de abastecimento.

Fundamento da cloração da água

a) Finalidades do uso do cloro

O cloro é usado no tratamento de água como:

Desinfetante — para destruir ou dificultar o desenvolvimento de microrganismos de significado sanitário como, por exemplo, a ação contra microrganismos patogênicos, algas e bactérias ferro-redutoras.

É bastante conhecido que o fornecimento de água potável a uma comunidade reduz a mortalidade infantil² e melhora as condições de saúde da população, incrementando, inclusive, hábitos higiênicos. Entretanto, um sistema de abastecimento de água vindo a distribuir água contaminada, poderá tornar-se veículo de transmissão de doenças de origem hídrica com efeitos desastrosos e de grande alcance. Assim sendo, toda água distribuída deve ser desinfetada e apresentar residual do desinfetante nos pontos de consumo. Logicamente, a concentração residual irá depender da qualidade da água *in natura* e/ou tratada, do sistema de distribuição e reservação. Com residual de desinfetante nos vários pontos do sistema de abastecimento tem-se condições de destruir pequenas concentrações de microrganismos que porventura venham a penetrar no sistema. Se a contaminação for elevada, o residual do desinfetante servirá indireta-

mente de indicador, porque sua ausência será facilmente verificada.

A desinfecção deverá ser intensificada em situações de calamidade pública, principalmente onde o sistema de abastecimento sofrer avarias pondo em risco a qualidade da água distribuída. Além disso, durante reparos de tubulações e na colocação em funcionamento de novos sistemas, sempre deverá se prever a desinfecção do sistema antes de ser entregue ao uso público.

Oxidante — com a finalidade de modificar a característica química da água na qual é aplicado como, por exemplo, na remoção de:

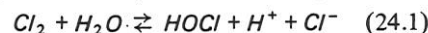
- amônia e seus compostos;
- compostos orgânicos diversos;
- compostos inorgânicos oxidáveis.

Nunca deverá ser esquecida a ação oxidante (oxidante enérgico) do cloro, quando se pretender utilizá-lo como desinfetante. Deve-se lembrar que, em determinadas águas, parte do cloro será consumida na ação oxidante e parte na ação desinfetante.

As reações do cloro com sulfetos, sulfetos, íons ferro II e nitritos são, geralmente, bastante rápidas. Algumas substâncias orgânicas solúveis reagem rapidamente com o cloro; entretanto, a maior parte dos compostos orgânicos leva horas para reagir.

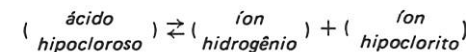
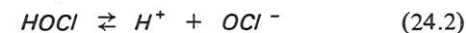
b) Reações do cloro com várias substâncias

Quando o cloro é adicionado em água quimicamente pura, tem-se a reação:



Em temperatura normal, essa reação é completada em poucos segundos. Observa-se que, com o abaixamento do pH, o equilíbrio da reação desloca-se na formação de cloro; isso, entretanto, não acontece para solução diluída e pH acima de quatro. Neste caso, o equilíbrio se desloca para a direita, portanto, pouco cloro existe³³.

A ação desinfetante e oxidante do cloro é controlada pelo ácido hipocloroso que se dissocia instantaneamente segundo a reação:



O ácido hipocloroso formado é fraco e fracamente dissociado em pH abaixo de seis. A 20°C, a constante de equilíbrio para essa dissociação é a seguinte:

$$\frac{[\text{H}^+][\text{OCl}^-]}{[\text{HOCl}]} = 2,7 \times 10^{-8}$$

Nota-se que a reação é reversível e que o grau de dissociação depende do pH e da temperatura.

A Fig. 24.1 indica esse equilíbrio.

O pH das águas de abastecimento normalmente está na faixa em que há existência tanto de ácido hipocloroso como de íon hipoclorito.

Por exemplo, para uma água de pH = 8 a 20°C tem-se 72% de íon hipoclorito e 28% de ácido hipocloroso.

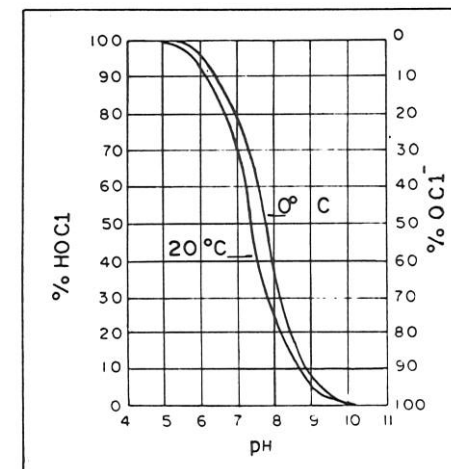
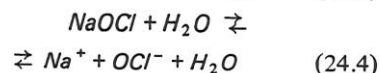
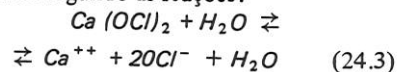


Figura 24.1 — Distribuição do ácido hipocloroso e íon hipoclorito na água para vários valores de pH e temperatura¹⁰.

* Cloro-amina ou cloramina são dois termos que definem a mesma coisa; aqui se usa este último para uniformidade no trabalho.

O cloro na forma de hipoclorito de cálcio (cujo nome comercial é percloron, HTH, cal clorada) e de hipoclorito de sódio, quando em contato com a água, ioniza-se segundo as reações:



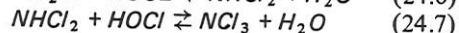
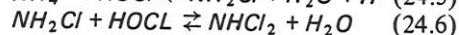
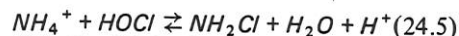
O íon hipoclorito também estabelece um equilíbrio com íons de hidrogênio, dependendo do pH, ou seja, da concentração de íons de hidrogênio na água, conforme mostra a equação (24.2).

Observa-se, então, que parte do cloro disponível reage com água para formar ácido hipocloroso, íons hipoclorito e ácido clorídrico. O ácido clorídrico formado combina-se com a alcalinidade natural da água ou com a alcalinidade introduzida para fins de tratamento, reduzindo-as e alterando dessa forma o pH o qual, por sua vez, influi no grau de dissociação do ácido hipocloroso, conforme demonstrado. O cloro existente na água na forma de ácido hipocloroso e de íon hipoclorito é definido como cloro residual livre.

O cloro combina-se com a amônia e com compostos amoniacais presentes na água, formando compostos clorados ativos denominados cloraminas. O cloro apresentado sob essa forma é denominado de cloro residual combinado.

A. T. Palin investigou, em 1950, a ação do cloro em água quimicamente pura, na qual foi adicionado cloreto de amônia (NH_4Cl). Suas conclusões foram, em resumo, as seguintes:

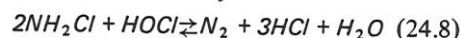
O cloro sob a forma de ácido hipocloroso combina-se com a amônia presente na água, formando monoclaramina (NH_2Cl), dicloramina (NHCl_2) e tricloramina ou tricloreto de nitrogênio (NCl_3) de acordo com as reações:



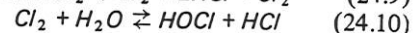
Essas reações podem ocorrer simultaneamente, sendo que o aumento de acidez e da relação cloro/nitrogênio favorece a formação dos derivados mais clorados.

As reações ocorrem mais rapidamente em valores de pH mais baixos, onde é elevada a concentração de ácido hipocloroso não dissociado.

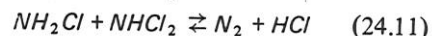
A monoclaramina, que é razoavelmente estável perante o excesso de amônia, decompõe-se na presença de excesso de cloro, segundo a reação:



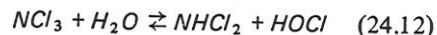
Quando existe somente dicloramina, esta tende a se decompor formando ácido hipocloroso, segundo as seguintes reações:



Quando existem mono e dicloramina, ocorre também uma decomposição razoavelmente rápida, com tendência ao desaparecimento de uma ou outra dessas formas, dependendo da concentração relativa inicial, segundo a reação:



Quando, em solução, existem quantidades apreciáveis de monoclaramina, não se encontra na mesma tricloreto de hidrogênio; este provavelmente passa para monoclaramina, segundo a reação:



A amônia presente pode ser totalmente destruída pelo cloro, como se ocorresse a seguinte reação simplificada:



Também foi observado que, para uma mesma dosagem de cloro e mesma relação cloro/nitrogênio, o aumento de pH leva a uma redução do teor de dicloramina e do

tricloreto de nitrogênio, com o aumento do teor de monoclaramina.

Verifica-se, portanto, que a adição de cloro em águas com teor de nitrogênio amoniacal poderá produzir uma série de reações que irá depender da relação entre cloro dosado e nitrogênio amoniacal presentes, do pH, da temperatura e do tempo de reação. Observa-se, entretanto, que o cloro residual inicialmente aumenta com o aumento do cloro dosado, passando por um máximo, e, a seguir, diminui até um mínimo, a partir do qual passa novamente a aumentar. Nesse ponto, para cada aumento de cloro dosado corresponde igual aumento do cloro residual livre. Tal fenômeno acha-se representado na Fig. 24.2. O ponto de inflexão encontrado é comumente chamado de *break point*.

Analisando a natureza do residual de cloro verifica-se que, no ramo ascendente e descendente da curva, ou seja, antes do

ponto de inflexão, o cloro residual é combinado. Após o ponto de inflexão o cloro residual é livre.

O ponto máximo da curva é atingido quando toda a amônia disponível se combinou com o cloro para formação das cloraminas.

Como são quimicamente instáveis, quando a curva atinge o máximo, caso se adicione mais cloro à água, as cloraminas são oxidadas e destruídas, formando produtos inertes, tais como N_2 , HCl , etc. A estas reações corresponde o ramo descendente da curva.

O ponto mínimo de inflexão é atingido depois da destruição total das cloraminas.

Novas adições de cloro aparecerão inteiramente como cloro residual livre, visto ter sido satisfeita toda a demanda de cloro pela água. Uma aplicação prática deste fenômeno é apresentada a seguir.

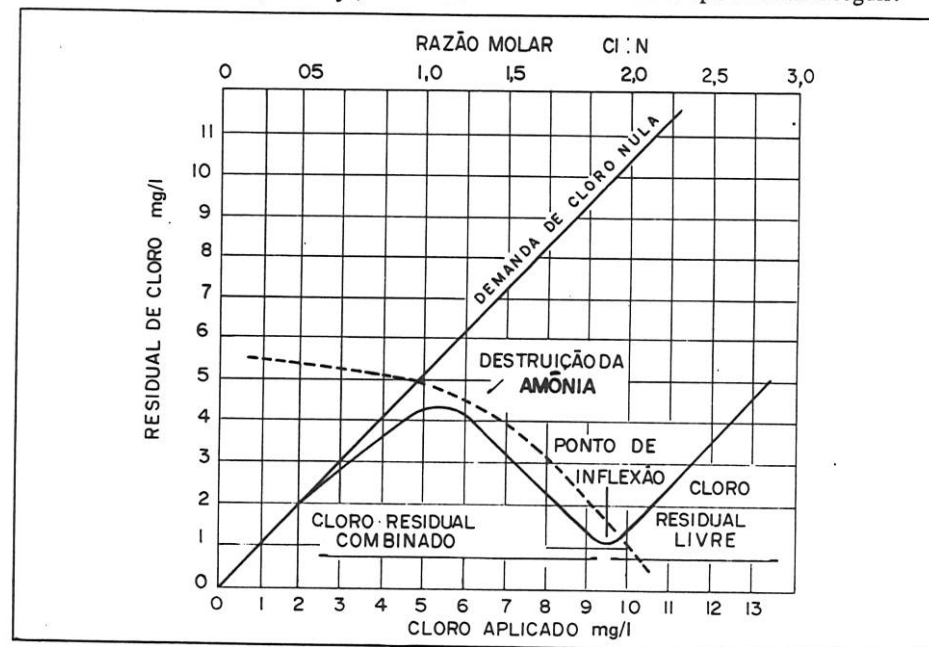
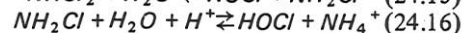
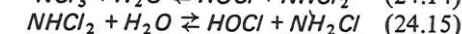


Figura 24.2 – Curva representativa do ponto de inflexão (*break point*) $N = 1 \text{ mg/l}$.

Em águas poluídas, em que se tem amônia e outros compostos nitrogenados capazes de produzir cloraminas, quando a cloração feita permite um residual de cloro anterior ao ponto de inflexão, é comum a produção de gosto e cheiro na água tratada. Convém, pois, que o residual do cloro se encontre depois do ponto de inflexão.

Em águas limpas e quando se deseja a cloração com cloro combinado pela aplicação de amônia e cloro, o residual de cloro deve permanecer na primeira parte da curva (parte ascendente) antes do ponto de inflexão. Dada a reversibilidade da reação do cloro com amônia (reações 20.5, 20.6 e 20.7), observa-se que um consumo de ácido hipocloroso forçará a decomposição das cloraminas como segue:



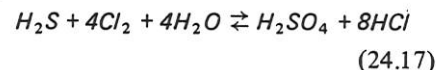
Desta maneira, aproveita-se esta propriedade e introduz-se na água clorada compostos de amônia, formando-se as cloraminas. Durante a distribuição, as cloraminas funcionarão como uma fonte de cloro frente a qualquer substância oxidável que surgir na rede, como talvez uma recontaminação.

O pH da solução também controla as quantidades relativas das cloraminas. Em pH 8,5, a monocloramina encontra-se em maior quantidade. Em pH 4,4, virtualmente, toda a cloramina se encontra na forma de tricloramina, cuja presença é responsável, em parte, pelo mau odor e gosto na água. Na faixa de 4,5 a 9,0 as mono e dicloraminas coexistem em proporções variadas. Por exemplo, entre 4,5 e 5,5, existe praticamente apenas dicloramina.

As dicloraminas têm maior efeito bactericida, seguidas das monocloraminas, sendo que as tricloraminas não apresentam virtualmente qualquer efeito desinfetante.

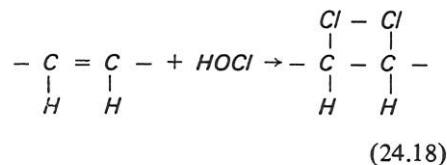
O cloro combina-se com grande variedade de substâncias, particularmente os agentes redutores. Muitas dessas reações são bastante rápidas dificultando o uso do cloro como desinfetante em determinados casos. Deve-se, portanto, prever tais reações, pois haverá uma demanda de cloro antes que o mesmo exerça a ação desinfetante.

A reação entre o ácido sulfídrico e o cloro serve para ilustrar o tipo de reação que ocorre com o agente redutor.



São exemplos de outros agentes redutores inorgânicos: Íons Ferro II, Íons Manganês II e nitritos.

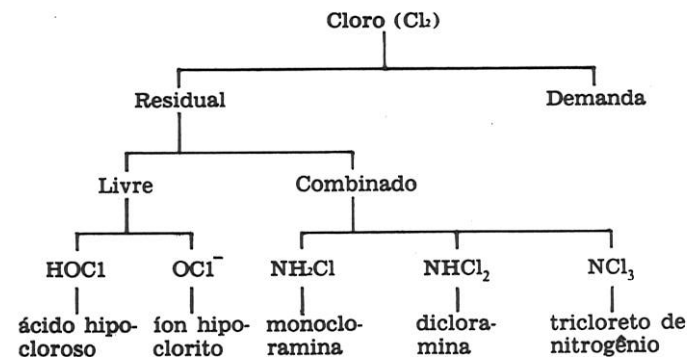
Como compostos orgânicos redutores pode-se citar os que apresentam dupla ligação, reagindo com cloro na forma de ácido hipocloroso, como segue:



O cloro também reage com fenol, produzindo os *mono*, *di* e *triclorofenol* que têm significativa importância, já que produzem gosto e odor nas águas.

Como foi visto anteriormente, em águas onde, além dos compostos orgânicos amoniacais, existem substâncias que reagem com cloro, tem-se que, parte do cloro irá reagir com tais substâncias para oxidação dos ditos compostos e a quantidade de cloro empregada para tanto chama-se demanda de cloro. O restante do cloro existente sobre a forma de ácido hipocloroso ou cloraminas é chamado de cloro residual.

Esquemáticamente tem-se:



Mecanismo da desinfecção

A desinfecção pelo cloro envolve uma série de fatores (vide reação 24.2). Experiências comprovaram que pequenas concentrações de ácido hipocloroso destroem bactérias. Formulou-se¹⁴, então, a hipótese de que a morte da célula bacteriana era resultado da reação química do ácido hipocloroso com uma enzima, triosefosfato dihidrogenase, essencial na oxidação da glucose e, portanto, na atividade do metabolismo celular. Por outro lado, tal enzima, quando isolada, era oxidada por outros agentes que não o cloro, o que não ocorria com a enzima de células intactas. Concluiu-se, então, que a facilidade de penetração do desinfetante na célula é um fator importante. Por não apresentar ação bactericida, presume-se que a entrada do íon hipoclorito na célula seja impedida devido à carga iônica que possui. A resistência dos esporos ficou explicada pela maior resistência à penetração na célula por parte do desinfetante.

A ação desinfetante se faz sentir com maior intensidade na forma de cloro livre e nesse caso o ácido hipocloroso é mais ativo que o íon hipoclorito como mostra a Fig. 24.3¹⁵.

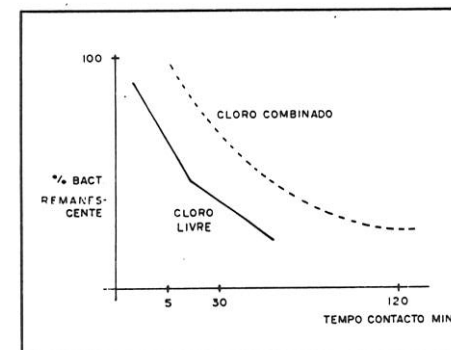


Figura 24.3 — Eficiência da desinfecção de uma água contendo *E. coli* com cloro livre e combinado (Dose = 1 mg/l).

Dados práticos para cloração das águas de abastecimento

Passa-se a descrever alguns dados práticos que possibilitam determinar as dosagens a serem empregadas na desinfecção das águas de abastecimento.

O cloro e alguns compostos clorados têm poder desinfetante. Essa ação não foi totalmente estudada, porém, os resultados obtidos e alguns fatores que têm influência sobre ela são conhecidos.

A ação do cloro depende:

- da sua concentração: quanto maior, mais efetiva a ação;
- da forma como se apresenta: ácido hipocloroso ou íon hipoclorito (cloro livre) ou cloraminas (cloro combinado);
- do tempo de contato: quanto maior, mais efetiva a ação;
- da temperatura da água: o aumento da temperatura favorece a desinfecção. Esse é um fator a que não se dá muita importância no Brasil, porque a temperatura das águas de abastecimento não sofre grandes variações;
- do pH: que influi na dissociação do ácido hipocloroso ou agente desinfetante;
- do tipo de microrganismo a ser destruído: alguns são resistentes à ação do cloro;
- da turbidez: organismos envoltos por determinados materiais que dão turbidez à água poderão proteger-se contra a ação do desinfetante;
- diretamente da relação entre o grau de mistura e o tempo que se tem.²⁴

A ação desinfetante, como foi visto, é uma ação de superfície; portanto, há necessidade de se favorecer o encontro entre o desinfetante e o agente que se pretende destruir e isso só será feito através de uma boa mistura. Primeiramente, o cloro adicionado deverá sofrer uma mistura uniforme na água a desinfetar, o mais rápido possível. Schmelkes, Horming e Campbell²⁴ para bactérias, e Olivieri, Donovan e Kawata²⁶, para vírus, têm mostrado que há um acréscimo substancial na destruição de microrganismos – 90% em sistema dinâmico, onde a mistura foi feita rapidamente, antes que o cloro reagisse com composto nitrogenado presente. Uma mistura imperfeita permite a formação de cloraminas menos ativas do que o cloro livre.

Ao se projetar um ponto de aplicação de cloro, deve-se levar em conta que um curto-circuito na câmara de mistura é nocivo para a eficiência da cloração. Experiências recentes em desinfecção de esgotos⁷ têm mostrado isso, o que, por analogia, poderá ser transportado para o campo do tratamento da água.

Como foi visto, o tempo de contato e o grau de mistura do desinfetante com a água a ser desinfetada são fatores importantes, dos quais depende a eficiência da desinfecção. Dessa maneira, o cálculo de um tanque de contato, o número de chicanas necessárias para a boa agitação, e a localização e maneira de aplicação do desinfetante, devem ser cuidadosamente estudados pelos projetistas.

É possível obter-se uma boa dispersão colocando-se na saída do canal de água filtrada, um difusor feito de tubo de plástico perfurado (Fig. 24.4).

Aplica-se inicialmente o desinfetante, já que as águas apresentam um pH após a filtração em torno de 7 e, dessa maneira, o cloro terá maior ação, pois, durante a correção de pH, esse valor é geralmente elevado para 8 a 9. Após um tempo de contato de 15 a 20 minutos, então, aplica-se a cal de correção ou outro alcalinizante. No caso de se empregar cal, deve-se sempre utilizar um decantador a fim de se diminuir o material em suspensão que vem junto com a cal.

Calcula-se o volume do tanque de mistura, sabendo-se o tempo de retenção desejado e a vazão que irá ser tratada.

Levando-se em consideração as perdas de carga impostas pelas chicanas, calcula-se as dimensões do tanque de contato. Um erro cometido comumente é a construção inadequada da entrada de inspeção neste tipo de tanque, o que permite contaminação da água tratada final.

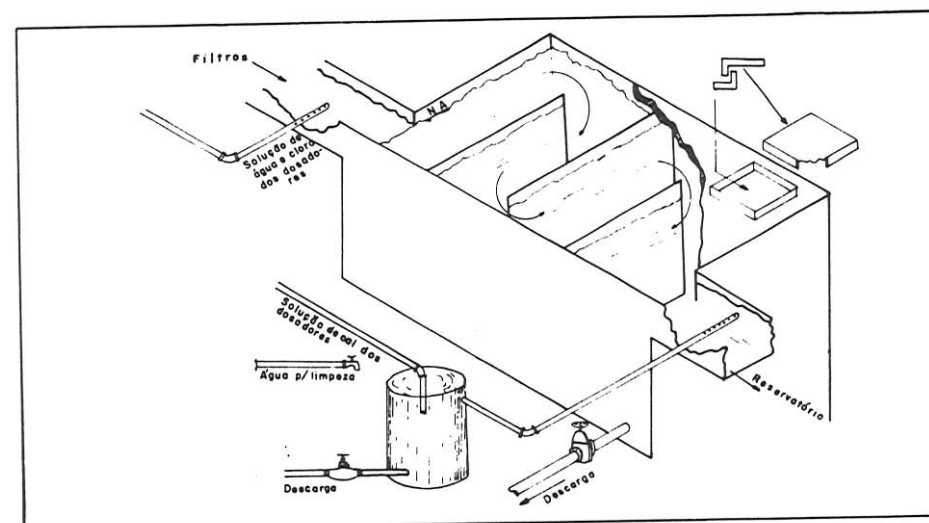


Figura 24.4 – Esquema com os pontos de aplicação de cloro e cal de correção.

Dosagens para água de abastecimento público

Não se dispondo de dados sobre a demanda de cloro de uma determinada água, recomenda-se iniciar com a dosagem de 1 mg/l de cloro.

Iniciada a desinfecção, deverá conhecer-se o pH da água. Este será obtido através de amostras coletadas nos extremos da rede de distribuição. De posse deste parâmetro e utilizando-se o gráfico da Fig. 24.5, determina-se qual a concentração recomendada de cloro residual livre, ou cloro residual combinado a ser encontrada na água, após o tempo indicado. Assim sendo, caso o residual seja diferente, deverá ser aumentada ou diminuída a dosagem aplicada. Os exames bacteriológicos subsequentes indicarão os efeitos da desinfecção processada.

EXEMPLO: (utilização da Figura 24.5)

Na água de abastecimento de uma cidade, cujo pH é 8,3, deverá ser encontrada a concentração de 0,4 mg/l de cloro residual livre ou 1,9 mg/l de cloro residual

combinado nas pontas de rede, a fim de se garantir a desinfecção. A dosagem aplicada irá depender da demanda de cloro, que só será determinada através de testes de laboratório, porque depende do tipo de água a ser desinfetada.

Robeck³⁰ recomenda, em geral, para águas de baixa turbidez e com pH menor que 8,5, uma dosagem igual ou maior que 0,3 mg/l de cloro residual livre para a destruição total dos coliformes.

Gubar¹⁵ sugere uma dosagem de 0,5 mg/l de cloro residual livre ou 1 mg/l de cloro residual combinado, como uma concentração máxima permissível para um tempo de contato de 30 minutos e para águas com uma concentração média de coliformes menor ou igual a 10^4 coliformes por litro. A desinfecção de águas com alta contaminação original de coliformes requer condições mais intensas de cloração.

Levando-se em consideração os efeitos do cloro em água usada como potável, Gubar et al.¹⁶ recomendam que a concentração de cloro residual não seja superior a 2,5 mg/l.

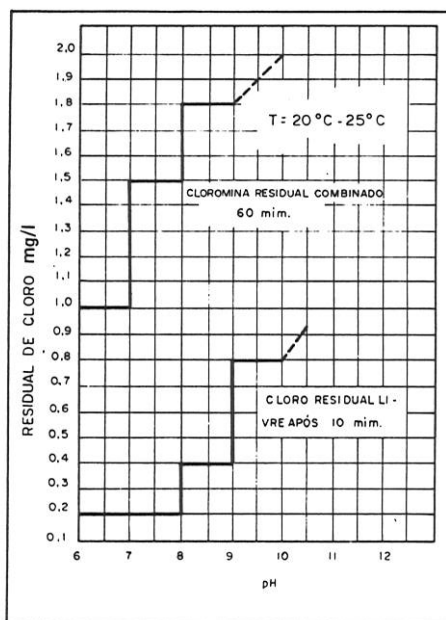


Figura 24.5 – Residual mínimo de cloro livre e combinado para ação bactericida (38 e 1).

No caso de se suspeitar da existência de cistos, então deve-se utilizar as dosagens apresentadas por Snow³⁵, conforme Fig. 24.6.

Na ação contra vírus, Clarke e Chang⁶, estudando o problema de hepatite em voluntários humanos e a ação do cloro sobre os vírus da doença, indicam a pré-cloração, mantendo-se um cloro residual livre disponível de 0,3 a 0,4 mg/l durante o processo de tratamento e um residual livre de 0,2 a 0,3 mg/l no efluente da estação de tratamento. Esses pesquisadores consideram bastante remota a possibilidade de sobrevivência de qualquer um desses vírus, em tal tratamento, especialmente quando bem efetuado.

Tem-se observado que os nematóides resistem à ação do cloro residual na con-

centração de 2,5 a 3 mg/l, após duas horas de contato ou 15 a 45 mg/l, após 1 minuto. Tais organismos ingerem bactérias que poderão ser devolvidas ao seio líquido subexistindo, assim, à ação dos desinfetantes. No caso de água infestada por tais organismos, recomenda-se a pré-cloração com duração de 6 horas e um residual livre de 0,4 a 0,5 mg/l. Tal tratamento poderá não destruir os nematóides mas, imobilizando-os, favorece a sua decantação durante o tratamento⁵.

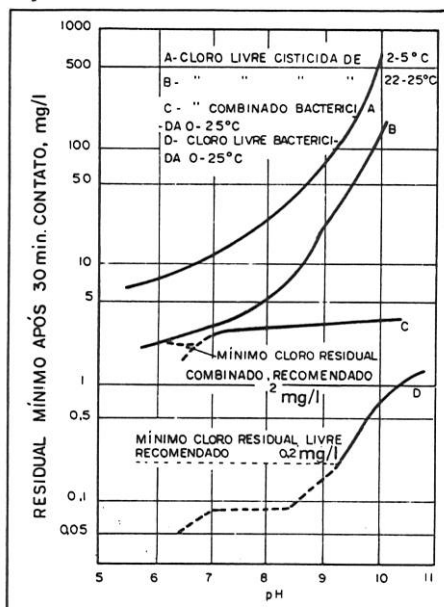


Figura 24.6 – Residual mínimo de cloro livre e combinado para destruição de bactérias e cistos.

Tipos de cloração

a) Com cloro residual combinado

Esta prática, após a filtração, adapta-se essencialmente ao controle de crescimento de bactérias, reduzindo assim, os problemas de tuberculização e *red-water** nos sistemas

de distribuição, mantendo um residual de cloro até o consumidor. Também foram observados os seguintes benefícios: eliminação de gosto e odor em águas contendo fenóis ou certos tipos de compostos orgânicos, redução de gosto e odor de mofo ou bolor.

Quando se deseja este tipo de cloração, deve-se levar em consideração:

- se a água contém amônia suficiente para produzir com o cloro adicionado, o cloro combinado desejado;
- se a água não contém ou contém muito pouca amônia (nesses casos torna-se necessária a adição de cloro e amônia);
- se a água possui cloro residual livre (a adição de amônia converterá o cloro livre em cloro combinado).

b) Com cloro residual livre

Esta prática é utilizada para pré, pós ou recloração. É indicada para diminuir o crescimento de algas e bactérias no sistema de tratamento (decantadores e filtros), destruir os microrganismos patogênicos que, porventura, não foram retidos durante o processo de tratamento e, também, controlar o crescimento de microrganismos no sistema de distribuição. Deve-se levar em consideração se a água possui ou não compostos nitrogenados. Em caso afirmativo, haverá a formação de cloraminas e, portanto, deverá ser aplicado um excesso de cloro para a destruição destes compostos. Neste caso, deverá ser determinado o ponto de inflexão ou "break point" da água e dosar-se o cloro acima da concentração encontrada para o ponto de inflexão.

Outros propósitos da cloração

a) Desinfecção de redes novas de abastecimento público

No interesse de se manter a água de distribuição dentro de níveis seguros,

todas as tubulações novas ou reparadas deverão ser desinfetadas.

Nenhum sistema deve ser entregue para uso público sem antes sofrer a desinfecção. A desinfecção de uma rede baseia-se no contato do agente desinfetante com o interior do tubo, com uma concentração suficiente e por período bastante longo para surtir o efeito desejado.

Antes da colocação da rede em operação, a mesma deverá ser testada e em seguida lavada com água tratada. A velocidade mínima recomendada é de 0,75 m/seg. A rede estará pronta para ser desinfetada, ao se observar nas suas pontas ou nos hidratantes a saída de água limpa.

A dosagem de cloro é 50 mg/l num período de contato de 24 horas. Esse período poderá ser reduzido para 4 horas, aumentando-se a dosagem de cloro para 100 mg/l, ou ainda 200 mg/l em um tempo de 2 horas.

Para redes extensas é recomendada a desinfecção por anéis ou trechos.

Pode-se usar cloro-gás ou compostos clorados. No caso de cloro-gás, o mesmo é aplicado através de equipamentos dosadores portáteis. Quando as linhas estão com pressões inferiores a 10 mca, a aplicação de cloro pode ser feita diretamente do cilindro mediante injetor.

No caso de hipoclorito de sódio, o mesmo poderá ser adicionado diretamente ao reservatório que irá alimentar a rede ou à tubulação, através de bombas dosadoras.

Pode-se utilizar, também, pastilhas de compostos clorados sólidos que são adicionadas periodicamente durante o enchimento da rede, ou presas na parede interna do tubo que irá alimentá-la. Durante a operação de enchimento da rede deverá ser testado o cloro residual em pontos próximos à aplicação do desinfetante, salvo no caso de pastilhas, onde, devido ao tempo de solubilização, o local deverá ser mais distante.

* Red-water – termo usado para indicar o fenômeno de saída de um resíduo vermelho pelas torneiras.

Quando a água com o desinfetante preencher toda a tubulação que se deseja desinfetar, a admissão de água e desinfetante é paralisada aguardando-se o prazo prescrito.

Vencido o período de contato, deve existir na água um residual mínimo de 25 mg/l de cloro*, caso contrário a operação deverá ser repetida.

Após a desinfecção, a rede será lavada com água do abastecimento e só entrará em serviço quando o cloro residual for equivalente ao normalmente empregado. Se esse residual for menor de que 1 mg/l, por medida de precaução durante as primeiras 24 horas depois de terminada a desinfecção, deverá ser mantido um residual em torno de 1,5 a 2,0 mg/l de cloro residual livre.

A água só será liberada para uso público se os exames bacteriológicos realizados após desinfecção forem negativos.

b) Desinfecção de rede já reparada

Os tubos novos, antes de serem colocados, deverão sofrer desinfecção com uma solução que contenha no mínimo 500 mg/l de cloro. É preciso tomar precauções para evitar a penetração de lodo na rede em reparo.

Deve-se proceder como no caso anterior, desde que os usuários sejam avisados a não utilizar a água durante esta operação.

c) Desinfecção de pequenos reservatórios

Capacidade inferior ou igual a 5 m³ — lavar cuidadosamente o interior do reservatório, tendo-se o cuidado de obstruir as saídas para a distribuição, a fim de não introduzir lodo nas canalizações.

Deve-se calcular a capacidade do reservatório e enchê-lo, adicionando antes água

clorada ou compostos clorados, de maneira a obter-se uma solução final contendo 100 mg/l de cloro disponível.

Manter assim por 4 horas, tendo-se o cuidado de preencher também as canalizações com a solução desinfetante. Findo esse tempo, o residual de cloro deverá ser 25 mg/l; caso contrário, repete-se a operação.

Para desinfecção em 2 horas usar 200 mg/l de cloro.

Para desinfecção em 24 horas usar 50 mg/l de cloro.

d) Desinfecção de reservatórios maiores

Capacidade superior a 5 m³ — essa desinfecção sempre deverá ser feita após o término da construção, depois de qualquer reparo interno, durante a limpeza periódica e quando se suspeitar de poluição. Estas condições também são válidas para os pequenos reservatórios.

Deve-se limpar as paredes internas com a utilização de escovas de fibras, aplicar uma solução de cloro contendo 200 mg/l e manter as paredes molhadas com o desinfetante durante duas horas. O excesso de solução no fundo do reservatório deverá ser retirado e as paredes enxaguadas com água limpa que será descarregada a seguir.

O resultado bacteriológico negativo irá garantir a desinfecção.

Dosagem de cloro e capacidade dos dosadores

A quantidade de cloro necessária é aquela capaz de manter uma dosagem de cloro residual livre ou combinado nas pontas de rede. Esta dosagem foi apresentada no item "Dosagem para água de abastecimento público". Como, geralmente, as águas tratadas apresentam certa demanda de cloro, então a dosagem a ser aplicada é sempre maior que a dosagem a ser mantida.

Praticamente, deve-se admitir a dosagem de aplicação de 1 mg/l para água proveniente de mananciais com baixa poluição. Para mananciais altamente poluídos, deverão ser feitos testes de laboratório onde se determina a demanda de cloro. Dessa maneira, calcula-se a razão de aplicação de cloro como segue:

$$Q = \frac{g \text{ Cl}}{24 \text{ horas}} = \frac{1 \text{ g Cl}}{m^3 \text{ água}} \times Vm^3 / 24 \text{ horas}$$

Q = razão de aplicação
dado prático (= 1 mg/l)
V = vazão diária

Deve-se observar o seguinte:

Se a quantidade de cloro a ser aplicada em um dia for igual a 10 kg, mas se essa quantidade for aplicada durante um período de 4 horas, então a razão de aplicação será 2,5 kg por hora ou 60 kg por 24 horas.

O equipamento dosador deverá possuir uma capacidade máxima 2,5 vezes a razão de aplicação determinada teoricamente.

Fontes de cloro disponível

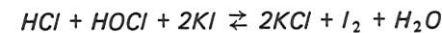
O cloro para desinfecção é usado em três formas:

- gasoso, apresentado na forma de cloro líquido, sofrendo uma evaporação antes da aplicação. Tem uma pureza, por norma, de 99,5%;
- compostos sólidos ou líquidos que contenham cloro;
- gasoso, na forma de dióxido de cloro.

A fim de comparar as fontes de cloro, estabeleceu-se o termo *conteúdo em cloro disponível*, com base na comparação entre o poder de desinfecção do cloro elementar e dos compostos clorados. O conteúdo em cloro disponível de uma solução é determinado, titulando-se o iodo desalojado pelo cloro de uma solução ácida de iodeto.



↘ Conteúdo em cloro



↘ Iodo titulável

Tomando-se como 100% o conteúdo em cloro disponível do cloro gasoso tem-se:

Material	Cloro disponível %
Cloro — Cl ₂	100
Cal clorada — Ca OCl ₂	35-37
Hipoclorito de cálcio — Ca(OCl) ₂	99,2
Hipoclorito de cálcio — Preparação Comercial — Ca(OCl) ₂	70-74
Hipoclorito de sódio — NaOCl	95,2
Hipoclorito de sódio — Preparação Comercial — NaOCl	12-15
Água de lavadeira	3-5
Dióxido de cloro — ClO ₂	263,0
Monocloramina — NH ₂ Cl	137,9
Dicloramina — NHCl ₂	165,0
Tricloramina — NCL ₃	176,7
Halazone — HOCCl ₆ H ₄ SO ₂ NCl ₂	52,4

a) Cloro gasoso

Possui peso atômico 35,457, peso molecular 70,914, peso de um litro de gás nas condições ambientes 3,214 g, peso de um litro de líquido 1 468 gramas. Densidade relativa ao ar 2,486 a 0°C e 2,491 a 20°C e 2,461 a 100°C. Essa propriedade é importante, pois, durante vazamentos, o cloro sempre permanece nas camadas inferiores, junto ao piso. Sua temperatura de ebulição é — 34°C. Calor de evaporação: 67 calorias por grama.

O cloro seco não ataca o ferro, cobre, chumbo e outros metais. Quando úmido, porém, ataca quase todos.

O cloro não é explosivo. Apresenta-se comercialmente em cilindros verticais de 27 e 68 kg e horizontais de 860, 940 e 1 080 kg com as seguintes taras, respectivamente: 27, 52, 700, 710 e 800 kg, com válvulas de saída e de segurança constituídas de um plug fusível à temperatura de 70 a 75°C.

Sob condições normais de temperatura

* AWWA Standards (601-68).

e circulação de ar nos compartimentos dos cilindros, pode-se retirar uma vazão média e contínua de 1 a 3 kg de cloro gasoso por hora, quando fornecido em cilindros de 27 kg e 68 kg e ao redor de 10 kg por hora quando em cilindros de 1 080 quilos. Descargas de cloro gasoso superiores a estes valores poderão ser obtidas por um curto período de tempo, mas isso acarretaria uma queda de pressão no interior do cilindro, diminuindo a vazão, podendo, em certos casos, chegar a congelar o cilindro e à paralisação total da descarga.

b) Hipoclorito de sódio (NaOCl)

Encontra-se sob a forma de solução a 10% de cloro ativo, embalado em bombonas plásticas com 50 kg de capacidade. É estável durante algumas semanas até um mês. Decompõe-se pela luz e calor e por esta razão deve ser estocado em locais frios e ao abrigo da luz.

c) Hipoclorito de cálcio $\text{Ca}(\text{OCl})_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$

Também chamado de HTH, Percloron, é um pó branco com cerca de 70% de cloro ativo. Possui alta solubilidade em água e boa estabilidade (até um ano), quando protegido da umidade. É fornecido em latas de 1,5 kg e em tambores de 45 e 360 kg.

d) Cal clorada ($\text{CaO} \cdot \text{Cl}_2$)

Também chamada cloreto de cal, é um pó branco com cerca de 30% de cloro ativo, solúvel em água, deixando resíduos calcáreos. Bastante utilizado no tratamento de água de piscinas. Possui fraca estabilidade, perdendo cerca de 10% do cloro disponível ao mês. É encontrado em embalagem de 1 a 50 kg.

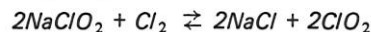
e) Água de lavadeira ou água sanitária

Solução de hipoclorito de sódio, 2,5 a

5% de cloro ativo, encontrada em litros no comércio. É um produto bastante difundido em todo o país.

f) Dióxido de cloro

Gás vermelho amarelado, instável, formado pela reação do cloro numa solução de clorito de sódio em um pH igual ou menor que 4,0.



A alta ação oxidante do dióxido de cloro faz com que reaja com várias substâncias mais rapidamente que o cloro. Mais significativo, talvez, seja o fato de o dióxido de cloro não reagir com algumas substâncias com as quais o cloro reage. A mais importante delas é a amônia.

Assim, o poder oxidante e bactericida do dióxido de cloro não é diminuído pela presença da amônia e dos compostos amoniacais. Essa propriedade oxidante tem sido usada para controle de cor e odor.

Reage com compostos de ferro e manganês e também com compostos fenólicos, mais rapidamente que o cloro. Reage da mesma forma com o clorofenol e outros compostos responsáveis por gosto e odor.

A dosagem de dióxido de cloro pode ser expressa em gramas de clorito de sódio utilizado, ou em mg/l de dióxido de cloro. Como ação bactericida é usada a dosagem equivalente à do cloro na forma livre.

Na remoção de odor e gosto produzidos por fenóis e clorofenóis, a dosagem de clorito de sódio varia de 0,2 a 0,8 mg/l.

A remoção de manganês com dióxido de cloro requer 4 mg/l de clorito de sódio (80% de pureza) para cada mg/l de manganês. Serão necessários 2 mg/l de clorito de sódio (80% de pureza) para cada mg/l de ferro.

A preparação do dióxido de cloro é feita como mencionado. A solução de clorito de sódio é misturada como uma solução de cloro e água dentro de um

reator preenchido com anéis de Rasching para aumentar o contato entre as duas substâncias. A fim de apresentar pH 4, ou menor, a concentração da solução de cloro usada deverá ser, no mínimo, 500 mg/l. É recomendada a razão de 1:1 entre clorito de sódio e cloro.

Apresenta as seguintes vantagens:

Tem a capacidade de oxidação 2,5 vezes maior que o cloro. Sua ação bactericida não é influenciada pelo pH quando dosado na faixa de pH de 6 a 10.

Não reage com amônia e seus compostos, sendo, portanto, vantajoso seu uso em água contendo alta concentração de amônia, onde o cloro necessitará de grandes dosagens.

Por oxidar compostos fenólicos e clorofenólicos é indicado em águas que apresentam tais compostos, já que o uso do cloro aumentaria o gosto e o odor. Apresenta como desvantagem, por ser instável, a preparação no local de aplicação. Economicamente não concorre com o cloro, pelo seu alto preço no mercado. Não destrói compostos amoniacais.

Equipamentos utilizados para aplicação de cloro

Na escolha do desinfetante e do equipamento para aplicação, os seguintes elementos deverão ser conhecidos:

- tipo de instalação — tratamento clássico, filtro lento, simples desinfecção, etc.
- qualidade bacteriológica da água a ser desinfetada;
- máxima vazão de água a ser tratada;
- dosagem de cloro necessária em mg/l.

No caso de projetos, deverá ser estimada essa dosagem com base em dados levantados em instalações-piloto. Com esses dados, e tendo em vista o custo do desinfetante, as despesas com transporte e o custo de

depreciação de instalações, determina-se o tipo de desinfetante a ser usado (cloro-gás, hipoclorito de sódio, etc.).

Para grandes instalações o cloro-gás é o mais empregado. Para pequenas instalações, o uso de hipoclorito de sódio é o mais aceito, dadas as facilidades de operação. Entretanto, deverão ser feitos estudos econômicos para a escolha do desinfetante. Por outro lado, não se deve esquecer da classe de operador que se dispõe. Em determinados casos, o fator econômico é colocado em segundo plano na escolha do desinfetante que ofereça maior facilidade de controle e operação.

Além desses elementos, deve-se conhecer, no caso de um sistema de recalque:

- número de bombas;
- operação manual ou automática;
- vazão máxima das bombas;
- total de água recalcada por dia;
- corrente elétrica existente no local;
- altura manométrica das bombas;
- pressão de sucção das bombas;
- diâmetro de tubulação de recalque e sucção.

Se o sistema for por gravidade deve-se considerar:

- fonte de abastecimento;
- total de água aduzida por dia;
- características da corrente elétrica existente no local;
- máxima pressão no ponto de aplicação;
- tempo de contato disponível.

a) Aplicação de cloro-gás

Cloradores para cloro-gás — tipo direto

O tipo direto é recomendado para locais onde não haja água sob pressão para operar o injetor ou eletricidade para funcionar uma bomba que permita a utilização de injetores.

O funcionamento do clorador tipo direto é dos mais simples. A pressão do gás

cloro proveniente do cilindro é reduzida, a quantidade de cloro é medida e o mesmo é enviado ao ponto de aplicação sob pressão. A aplicação é feita através de um difusor colocado junto à massa líquida a ser desinfetada.

Este tipo de clorador apresenta algumas deficiências e limitações:

- limitação da capacidade de dosagem sob pressão em 34 kg/dia;
- limitação da capacidade de dosagem para tanque aberto em 135 kg/dia;
- máxima pressão no ponto de aplicação — 1,41 kg/cm²;
- perdas acentuadas de cloro, devido ao clorador trabalhar sob pressão;
- mistura do gás cloro com água feita por difusão no ponto de aplicação;
- dosadores construídos com peças e estrutura metálicas, facilitando a corrosão no caso de escape do gás;
- operação semi-automática, com interrupção da vazão de cloro antes da entrada no equipamento.

Cloradores para cloro-gás — tipo a vácuo com solução

O clorador a vácuo com solução é baseado na sucção do gás cloro por intermédio do vácuo produzido no injetor. Há grande variedade de aparelhos que utilizam este processo, dependendo do tipo de controle utilizado. Os três métodos de controle existentes com os cloradores aplicáveis em cada caso, são apresentados a seguir.

Controle manual — o clorador com controle manual requer um operador que ajuste a capacidade em função da vazão de água a ser tratada e da demanda de cloro necessária para manter o residual desejado. O controle manual deverá ser utilizado apenas para vazões constantes. Vazões intermitentes requisitarão assistência contínua do operador e dificultarão sobremaneira o controle do cloro residual desejado.

Controle semi-automático — o clorador de controle semi-automático, funciona de acordo com a vazão da água a ser tratada, a qual é controlada por uma chave de bóia com contatos elétricos que aciona a bomba que alimenta o injetor, produzindo vácuo. Nos casos em que o injetor é alimentado por gravidade, uma chave de pressão controla a vazão de água. Com a interrupção da água de alimentação, a válvula redutora de pressão fecha a entrada do cloro. O clorador utilizado com controle semi-automático é o mesmo usado com controle manual, adicionando-se apenas um controlador de vazão da água a ser tratada.

Controle automático — o clorador de controle automático é recomendado quando existe variação no volume da água a ser tratada. O clorador aumenta ou diminui automaticamente a vazão de cloro, de acordo com o volume de água medida. Os modernos cloradores a vácuo com solução podem ser adaptados para receber três tipos de sinais de operação: diferencial, pneumático e elétrico. O sinal diferencial é produzido por um tubo Venturi, diafragma ou medidor Parshall, regulando a capacidade do clorador de acordo com a vazão de água. O sinal produzido pelo transmissor pneumático aciona um posicionador que aumenta ou diminui o diferencial de pressão entre a válvula reguladora de pressão e a válvula reguladora de vácuo, controlando a capacidade do clorador.

Instalações para aplicação de cloro-gás

As pequenas instalações geralmente compreendem um único compartimento onde ficam os aparelhos cloradores, os cilindros de cloro e acessórios.

Nas instalações maiores, convém separar as unidades, colocando-se os cilindros à parte, facilitando a carga e a descarga. Esta separação é obrigatória, no caso do uso de cilindros de tonelada.

Os cloradores devem ser colocados o

mais próximo possível do ponto de cloração. A sala dos cloradores não deverá comunicar-se diretamente com os demais compartimentos da estação de tratamento. Dessa maneira, qualquer vazamento não prejudicará o funcionamento das outras partes da instalação. A porta do compartimento dos cloradores deverá abrir para fora e junto desta, na parte externa, deverão estar à disposição máscaras contra gás.

Os compartimentos deverão possuir ventilação forçada através de exaustores localizados junto ao piso. Os interruptores dos exaustores deverão localizar-se na parte externa do compartimento e ser acionados sempre que se pretender entrar no compartimento.

A tubulação de condução do cloro ao aparelho deve ser resistente à pressão e ao cloro seco — tubos de aço, de ferro, de cobre. Para transferência do cloro em solução até o ponto de aplicação deverão ser utilizados tubos de plásticos e nunca tubos metálicos.

A Fig. 24.7 mostra um modelo de instalação para pequenas e médias estações,

observando-se que sempre é interessante a existência de um aparelho de reserva.

Evaporadores

Quando o consumo de cloro por dia é elevado, recomenda-se o uso de cilindros de 1 080 kg, acoplados a evaporadores. No evaporador, o líquido é evaporado em um banho de água quente controlado por limitadores de temperatura.

Analísadores

Para grandes instalações são recomendados os equipamentos automáticos: analisador de cloro residual e analisador detector de cloro.

O analisador de cloro residual recebe amostra proveniente de jusante do ponto de aplicação de cloro, por intermédio de uma bomba de pequena vazão. Por sistema eletrolítico determina o residual de cloro existente, transmitindo um sinal elétrico que é registrado. Um sistema de alarme indica ao operador do equipamento se o residual de cloro encontra-se abaixo ou acima da faixa estipulada. O ajuste da

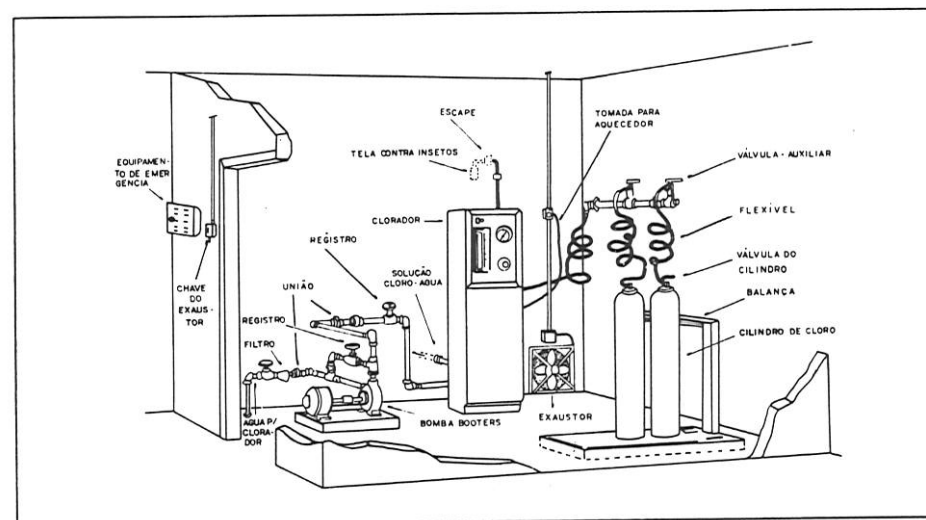


Figura 24.7 — Modelo para pequenas ou médias instalações.

dosagem poderá ser feito manual ou automaticamente, dependendo do equipamento instalado.

Os analisadores detectores de cloro, localizados nas salas dos cloradores e na dos cilindros de cloro, verificam por um sistema elétrico (diferença de potencial de oxidação) se existe no ambiente um teor de cloro pré-determinado. Caso isto aconteça, o sistema de alarme alerta o operador, devendo o mesmo interromper imediatamente a cloração e localizar a procedência do vazamento.

b) Aplicação de solução aquosa de produtos desinfetantes clorados

Os compostos clorados, quer líquidos ou sólidos, podem ser dosados e aplicados utilizando-se equipamentos existentes no mercado, ou então através de equipamentos improvisados. Recomenda-se que a solução a ser empregada tenha uma concentração de 1% em cloro ativo. Caso se empregue produtos sólidos há necessidade de decantação prévia porque deixam alto resíduo quando em solução.

Os equipamentos utilizados são:

Bombas dosadoras

Apresentam as seguintes vantagens: dosagem à gravidade ou em contrapressão; possibilidade de regulagem precisa, constante e reprodutível; eliminação de causas de entupimento ou paralisação de operação; e facilidade de operação.

A capacidade de dosagem de tais bombas é ampla, podendo atingir mais de 1 000 l/24 h de desinfetante, o que corresponde à possibilidade de clorar até 10 000 m³/dia com uma solução a 1% de cloro ativo.

As Figs. 24.8 e 24.9, indicam duas formas de montagem de tais bombas.

Hidroejetores

Este equipamento, de largo emprego em tratamento de águas de piscinas, pode ser

utilizado em sistema público de pequenas cidades. Tem capacidade de dosagem de 10 a 25 l/h de solução desinfetante, é de fácil operação e manutenção e de baixo custo.

A instalação indicada na Fig. 24.10 é recomendada para aplicação de até 5 l/h de solução desinfetante.

Recomenda-se a instalação apresentada na Fig. 24.11 quando se pretende aplicar quantidades acima de 5 l/h.

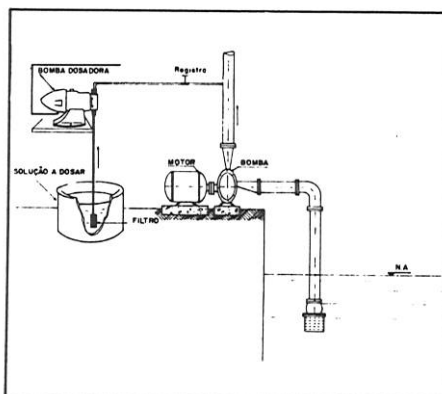


Figura 24.8 – Esquema de montagem para pressões de recalque dentro dos valores especificados para as bombas dosadoras.

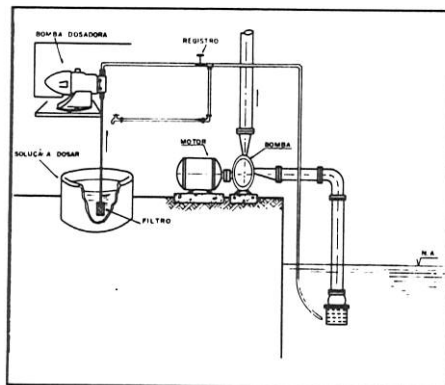


Figura 24.9 – Esquema de montagem para pressões de recalque acima dos valores indicados para as bombas dosadoras.

Dosadores de emergência³¹

Em situações de emergência, onde se faz necessária uma rápida desinfecção de água de abastecimento, poderão ser utilizados os seguintes dispositivos, conforme a Fig. 24.12.

As torneiras poderão ser substituídas por tubos de vidro onde se acopla um tubo de borracha e uma pinça ou dispositivo similar.

Um frasco usado na aplicação de soro em hospitais poderá ser empregado em situações de emergência. Neste caso, pode ser utilizada a solução de hipoclorito de sódio concentrada.

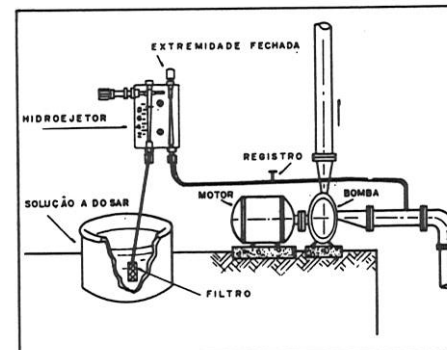


Figura 24.10 – Instalação do hidroejetor para dosagem de até 5 l/h de solução desinfetante.

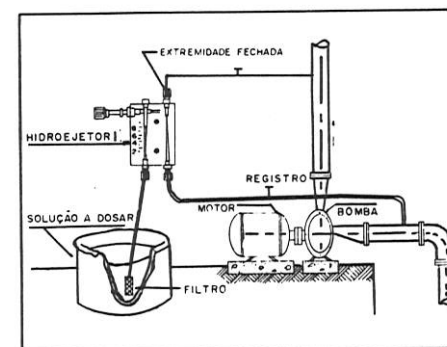


Figura 24.11 – Instalação do hidroejetor para dosagem acima de 5 l/h de solução desinfetante.

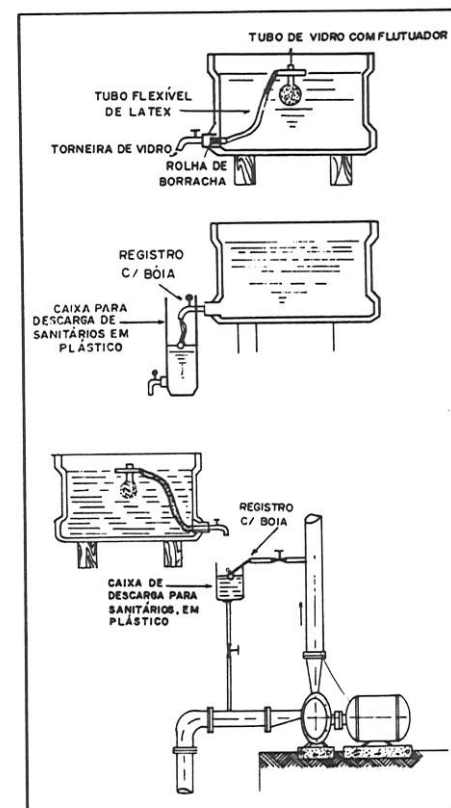


Figura 24.12 – Sistemas emergenciais para dosagem de desinfetante.

Aparelhos comparadores para cloro residual

Além dos equipamentos usados em laboratório para a determinação do cloro residual como o titulador amperométrico e o espectrofotômetro, num controle prático em campo empregam-se os comparadores colorimétricos que usam a ortotolidina como indicador.

Para o controle operacional de desinfecção podem ser usados os comparadores de

disco e os utilizados para o controle da água de piscinas.

Pode-se empregar um sistema comparador constituído de cubetas de vidro preenchidas com soluções coloridas e montadas em suporte de plástico. A Fig. 24.13 apresenta um equipamento de baixo custo. As cubetas devem ser trocadas quando a solução ficar turva. As soluções utilizadas são padronizadas pelo Standard Methods For the Examination of Water and Wastewater 13 Ed 1971, AWWA, APHA, WPCF, no caso de se empregar a ortotolidina como indicador.

Outros reativos podem ser empregados na determinação do cloro residual. O método DPD²⁷ (N, N - dietil-p-fenilendiamina) é adequado para o caso. Esse método possibilita a análise de mistura de cloro residual com dióxido de cloro, cloritos, bromo e ozona. Também há citações do uso de testes com Springaldazine⁸ para determinação de cloro residual livre.

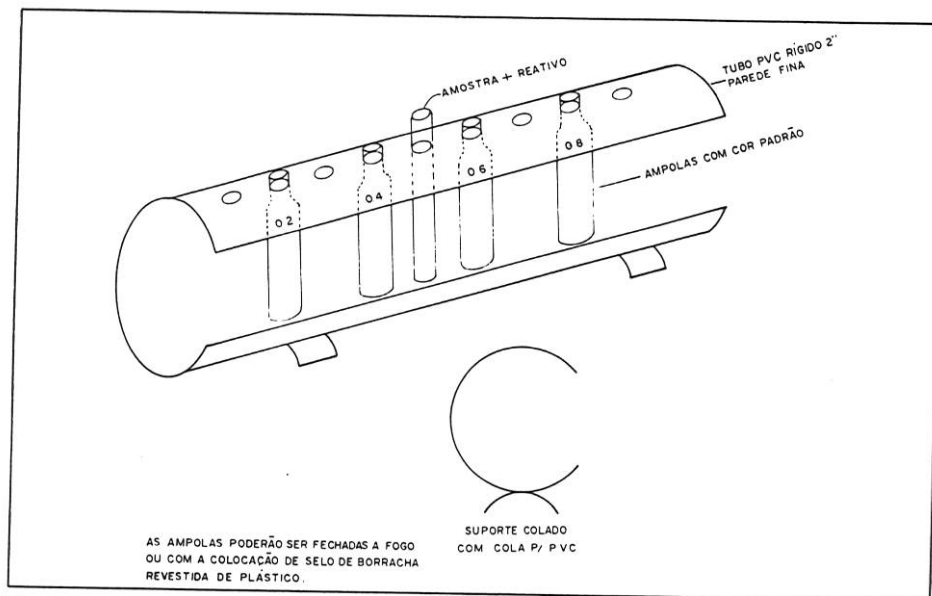


Figura 24.13 – Comparador para cloro residual.

Controle da desinfecção

Toda desinfecção deverá ser controlada pelo exame bacteriológico. A frequência destes exames depende de uma série de fatores e, em determinadas situações, pode ser parcialmente substituída pela determinação de cloro residual.

A técnica da membrana filtrante é recomendada para o controle bacteriológico de águas desinfetadas. Existe equipamento desenvolvido para ação em campo usando esta técnica. Poderá ser usada também a técnica dos tubos múltiplos.

Para o controle da qualidade da água de cidades pequenas e médias, a amostra coletada é transportada até os grandes centros onde existem os laboratórios. Tendo em vista as distâncias a serem vencidas e a frequência com que esses exames devem ser feitos, opta-se, muitas vezes, pelo controle de cloro residual, em substituição ao controle bacteriológico. O controle do cloro residual poderá ser

24. Desinfecção

feito por elemento treinado no próprio Serviço de Água.

Este controle, sugerido por Robeck³⁰, recomenda uma certa frequência na determinação do cloro residual. Assim, para uma comunidade de 2000 consumidores, onde é requerido um mínimo de 24 exames bacteriológicos por ano, pode ser substituído por duas determinações diárias de cloro residual e deverá ser mantido um valor mínimo 0,3 mg/l de cloro residual livre nos pontos de consumo.

A comunidade³²

Na desinfecção de água de abastecimento, principalmente quando iniciada em uma comunidade que vinha empregando água *in natura*, a população deverá ser esclarecida sobre o fato. A percepção de cloro por uma comunidade não esclarecida fará com que muitos procurem outras fontes de abastecimento, como poços e nascentes, muitas vezes contaminados.

Neste caso será útil a comunicação de massa através de rádio ou jornal. Também a comunicação pessoa a pessoa poderá ser empregada com sucesso desde que os líderes formais e informais da comunidade sejam esclarecidos sobre as razões pelas quais aplicou-se cloro na água de abastecimento.

DESINFECÇÃO PELO OZONA^{36,18,13}

Propriedades e generalidades

É um gás azul, de cheiro acre. Ozona é uma forma alotrópica de oxigênio, onde três átomos do elemento oxigênio combinam-se, formando ozona (O_3). É um composto instável e, portanto, deverá ser produzido no local do uso.

Foi utilizado pela primeira vez, no tratamento de água, em 1840. Desde 1898, em Paris, a água vem sendo tratada com

ozona e data de 1924 o registro do uso de ozona em várias cidades da França e da Alemanha. Na Rússia é um processo bastante empregado.

O ozona é muito instável, pouco solúvel em água, muito volátil e se decompõe com rapidez, principalmente em temperaturas relativamente elevadas. Mantém-se na água apenas durante alguns minutos. Na sua aplicação perde-se cerca de 10% por volatilização.

Além da ação desinfetante, o ozona também é um redutor de odor, gosto, ferro e manganês; destrói fenóis, detergentes e pigmentos coloridos.

Poder desinfetante

A ação do ozona como desinfetante se faz sentir com 0,3 mg/l e atua mais rapidamente sobre a *E. Histolítica* que o cloro. Testes feitos em diluições de vírus da poliomielite²¹ tratadas com residual de 0,45 mg/l de ozona e 1,0 mg/l de cloro, mostraram que os vírus eram inativados pelo ozona em 2 minutos, comparados com 1,5 a 3 horas quando se usou o cloro.

Na destruição da cercária do *Schistosoma Manzoni*²², foi necessária uma concentração igual a 0,3 mg/l de ozona em 3 minutos, em relação a 1 mg/l de cloro residual em 4 minutos.

Tem-se sugerido um residual de 0,1 – 0,2 mg/l para destruição de bactérias e 0,4 mg/l para destruição de vírus.

Para desinfecção de água, tem-se como guia a seguinte concentração de ozona:

- Águas de poços profundos, baixa turbidez e baixa concentração mineral 0,25 a 0,5 mg/l
- Águas de superfície com características bacteriológicas boas e uso de ozona após filtração 2 a 3 mg/l
- Águas de superfície com más qualidades bacteriológicas e uso de ozona após filtração 2,5 a 5 mg/l

Devido à rápida ação desinfetante do ozona, o tempo de contato suficiente para desinfecção vai de 5 a 10 minutos.

Em um sistema de abastecimento de água, a ozonização pode ser aplicada em conjunto com outros desinfetantes. A ozonização combinada com a pós-cloração elimina muitos problemas organolépticos decorrentes da existência de material orgânico produtor de gosto e odor.

Ozono apresenta as seguintes vantagens:

- redução de odor, gosto e cor;
- poderoso oxidante;
- ação desinfetante para uma ampla gama de pH;
- ação bactericida 300 a 3 000 vezes mais rápida que o cloro, para o mesmo tempo de contato;
- não há perigo quando numa superdosagem,

e as seguintes desvantagens:

- não tem ação residual;
- gasto com energia elétrica, de 10 a 15 vezes maior que o gasto com cloro.

DESINFECÇÃO PELO CALOR E OUTROS AGENTES FÍSICOS

A maioria das doenças de veiculação hídrica não é causada por bactérias esporulantes ou resistentes ao calor. O calor é um meio de desinfecção da água. Assim sendo, em casos de emergência aconselha-se ferver a água durante 5 a 10 minutos e esfriá-la em recipiente fechado. A água, durante a ebulição, perde os gases dissolvidos e torna-se pouco agradável ao paladar. Este inconveniente é removido, procedendo-se ao arejamento do líquido, fazendo-se passar a água de uma vasilha para outra ou agitando-se em liquidificador.

Para grandes quantidades de água torna-se difícil a fervura. Métodos atuais introduziram a pasteurização da água aos moldes do que se faz com o leite¹². É indicada

para cisternas e outras fontes de água potável domiciliares.

Tem como vantagem a facilidade de obtenção no mercado e como desvantagens a falta de ação residual e o alto custo.

Ondas de frequência ou as ondas ultrassônicas têm ação desinfetante já comprovada²⁰. Entretanto, o custo é alto e não há interesse imediato de aplicação.

DESINFECÇÃO POR IRRADIAÇÕES

O método de desinfecção por ultravioleta envolve a exposição de um filme de água (120 a 300 mm) à luz ultravioleta produzida por lâmpadas de vapores de mercúrio com bulbo de quartzo. Tais lâmpadas produzem luz ultravioleta com 25 a 30% de energia dentro da região espectral de 2537 Å numa tensão de 100 V (corrente alternada). Sabe-se que comprimentos de onda de 900 a 3800 Å têm ação bactericida e que a zona mais letal está próxima a 2800 Å.

O uso de tal processo no tratamento de água teve início na França, em 1903, e nos EUA, em 1916, mas foi abandonado em 1939 devido ao grande custo de operação e manutenção comparado a outros processos.

Trabalhos de Gilcreas¹¹ citam uma experiência em escala semi-industrial que demonstrou a ação do desinfetante para água com características de cor e turbidez elevadas (125 ppm turbidez e 75 ppm de cor) e uma exposição a um filme de água de 3/8". Estudos feitos na Inglaterra por Stander e Fuller³⁷ narram a ação dos raios ultravioleta sobre as cercárias do *Schistosoma Mansoni*: após exposição de 4 a 8 seg., inibiram completamente seu desenvolvimento para a fase adulta.

Atualmente o emprego desse agente resume-se a pequenas instalações de uso

domiciliar ou comunitário, ao uso industrial durante o engarrafamento de águas minerais em sacos plásticos e a piscinas — juntamente com outros agentes.

Na desinfecção de 454 l/h usa-se 3/8 kW para alimentação das lâmpadas.

Vantagens da desinfecção por irradiação:

- não se introduz material na água, portanto, suas características físico-químicas não se alteram;
- período de contato ou tempo de exposição pequeno;
- a superdosagem não possui efeito nocivo.

Desvantagens:

- esporos, cistos e vírus, são menos suscetíveis que as bactérias;
- não há ação residual;
- material e energia de custo elevado;
- problemas de manutenção;
- não se determina rapidamente a eficiência do processo.

Sobre radiações ionizantes dispõe-se de poucas informações. Mas sabe-se que, com o desenvolvimento da energia nuclear, o uso de radiações como agente desinfetante poderá ter interesse. Existem publicações sobre os efeitos das radiações ionizantes na destruição de organismos da água e dos esgotos^{29,23,19}.

AÇÃO OLIGODINÂMICA DOS METAIS

É bastante conhecida a ação bactericida e algicida de certos metais como a prata e o cobre.

A ação oligodinâmica da prata foi descrita por Raulin²⁸, em 1869. Em 1893, Nageli e Swiss²⁵ observaram o desaparecimento de *Spirogyra* (algas) em águas contendo pequeníssimas quantidades de prata finamente reduzidas.

A prata é ionizada facilmente pela eletrólise e essa propriedade é básica para a utilização desse desinfetante. As dosagens indicadas estão na ordem de 25 a 75 ppb (partes por bilhão).

Uma outra maneira de aplicação é o revestimento por prata dos grãos de areia ou outro suporte qualquer como velas de filtros, recipientes, carvão. A quantidade máxima permitida nos Estados Unidos é de 0,05 ppm ou de 50 ppb. O uso da prata como desinfetante restringe-se, atualmente, a pequenas instalações e a piscinas.

As principais vantagens são:

- baixa concentração empregada;
- residual persistente;
- ação não influenciada pela luz;
- inibição do crescimento de algas e fungos;
- ausência de gosto na água.

Desvantagens:

- tanto a água como os reservatórios não devem apresentar material que consuma a prata;
- certos organismos anaeróbios, cistos e esporos são resistentes e muitas vezes habitam-se ao íon Ag⁺;
- fosfatos, cloretos, sulfetos, sulfatos inibem a ação;
- dificuldade na determinação de quantidade mínima;
- custo alto, 200 vezes maior que o do cloro.

ALCALIS E ÁCIDOS COMO DESINFETANTES

Bactérias patogênicas normalmente não sobrevivem em águas fortemente ácidas ou alcalinas. Assim, muitas vezes, uma correção de pH ou uso de cal para evitar corrosão, ou ainda, um processo de abrandamento também têm certa ação desinfetante.

TENSIOATIVOS COMO DESINFETANTES

Os detergentes catiônicos são altamente desinfetantes, enquanto os aniônicos são mais fracos. Os neutros ocupam posição intermediária. Os compostos quaternários de amônia (QAC) incluem uma série grande de detergentes catiônicos. São fornecidos na fórmula sólida e líquida e usados bem diluídos devido a sua tensioatividade. Têm ação bactericida bastante pronunciada em pH de 7,0 a 9,0 e são influenciados pela sua formulação e por certos materiais encontrados na água. Usa-se em piscinas, para limpeza, e em torres de resfriamento.

Suas desvantagens são:

- alto custo (70 vezes maior do que o cloro);
- possibilidade de toxidez e de dar gosto à água.

AÇÃO DESINFETANTE DOS OXIDANTES QUÍMICOS

Os mais usados são os halogênios — cloro, bromo e iodo.

Bromo

Na forma natural é líquido, marrom avermelhado, com ponto de ebulição 58,7°C. Produz fumos irritantes e na forma líquida produz queimaduras quando em contato com a pele. É bastante solúvel na água, sendo um bom germicida. Como o cloro, apresenta residual na água e também se combina com amônia apresentando *break point* ou ponto de inflexão.

Não se tem conhecimento do uso do bromo em desinfecção de água de abastecimento. Seu emprego se restringe a águas de piscina e águas industriais.

Vantagens em piscinas:

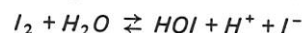
- apresenta manuseio mais fácil e menos perigoso que o cloro;

- a eficiência das bromoaminas é superior à das cloraminas.

A necessidade de maiores informações quanto ao seu uso justifica a razão de não se empregar o bromo em tratamento de água.

Iodo

Sólido cristalino, corrosivo e sublimável nas condições normais; quando aquecido produz vapores violetas, tóxicos. Baixa solubilidade em água (0,03%) que é aumentada com adição de iodeto de potássio. Quando em água ocorre a hidrólise:



Tanto o iodo como o iodo titulável são germicidas. Influi neste equilíbrio o pH, conforme o gráfico da Fig. 24.14.

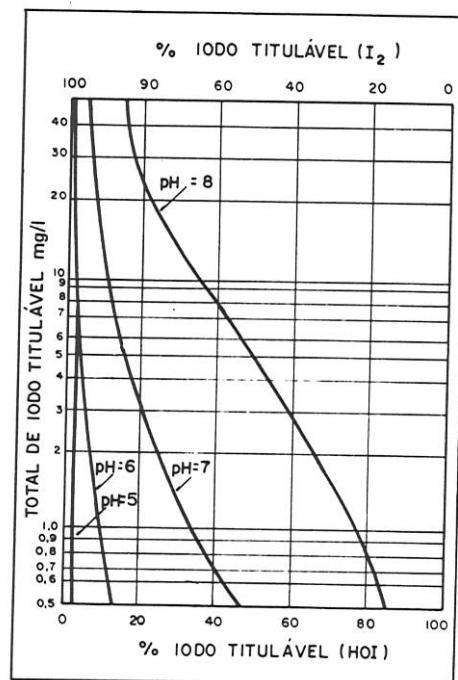


Figura 24.14 — Distribuição de iodo e iodo titulável em água a 25°C e a vários níveis de pH.

Na tentativa de combater o bócio, iniciou-se o uso do iodo, em 1920. Em 1941, o método desenvolvido pela Universidade de Harvard para a desinfecção de água de cantil era o da utilização de iodo na forma de globalina (hidroperíodato de tetraglicina), que tinha ação contra cistos de amebas, bactérias e entéricas e cercária de *Schistosoma*. Mais tarde, Chambers³ e colaboradores investigaram os efeitos de outros fatores sob a ação bactericida de iodo.

Comparado com o cloro, há necessidade de maiores concentrações de iodo para o mesmo efeito bactericida e a mudança de pH apresenta pequena interferência no seu uso, com exceção das temperaturas baixas.

A partir de 1950, tem-se publicado sobre as ações do iodo como germicida. Assim, Chang⁴ investigou que o iodo tem maiores ações sobre cistos que a forma iodo titulável; e que o iodo titulável tem maiores ações sobre vírus que o iodo.

Devido à pequena interferência do pH na ação do iodo, o mesmo vem sendo utilizado como desinfetante em piscinas. Nestes casos, é aplicado na forma de sais de sódio, potássio, compostos orgânicos ou iodo elementar. Muitas vezes, são usados sais de iodo acrescidos de cloro para redução a iodo elementar.

Referências Bibliográficas

- 1 BUTTERFIELD, C. T. & WATTIE, E. Influence of pH and temperature on survival of coliforms and enteric pathogens when exposed to chloramine. *Public Health Rep.*, 1946. 61: 157.
- 2 CARACTERÍSTICAS DE LA MORTALIDAD EN LA NIÑEZ. Washington D. C., OPS, 1973.
- 3 CHAMBERS, Cecil W. et al. Iodine as a bactericide. *Soap Sanit. Chem.* 1952. 28: 149.
- 4 CHANG, S. L. The use of active iodine as a water disinfection. *J. Am. Pharm. Assoc.*, 1958. 48: 417.
- 5 —; BERG, G. & CLARK, N. A. Survival

Em situações de emergência, ou de calamidade pública, aconselha-se a dosagem de 7 mg/l para a desinfecção da água. Assim, de uma solução de iodo a 7% são suficientes duas gotas (0,1 ml) em um litro de água: agitar e dar um tempo de contato de 30 minutos.

Vantagens:

- ação bactericida não influenciada por variações de pH;
- pequena interferência da amônia e dos compostos orgânicos nitrogenados na eficiência germicida do iodo;
- ação contra organismos patogênicos, incluindo esporos, cistos e vírus.

Desvantagens:

- maiores concentrações que as do cloro são necessárias para os mesmos efeitos;
- interferência dos materiais redutores sobre a ação bactericida;
- custo 20 vezes maior que o do cloro;
- efeitos fisiológicos após uso prolongado, principalmente em crianças.

Permanganato de potássio

Oxidante enérgico pouco usado como desinfetante para o tratamento de água. Recomenda-se concentração de 2 mg/l e 24 h de contato. Pode ser empregado na desinfecção de redes e adutoras¹⁷.

and protection against chlorination of human enteric pathogens in free-living nematodes isolated from water supplies. *J. Trop. Med. Hyg.*, 1960. 9: 136.

- 6 — & CLARK, N. A. Enteric viruses in water. *J. A. W. W. A.*, Oct. 1959. 51 (10): 1299-317.
- 7 COLLINS, H. F.; SELLECK, R. E. & WHYTE, G. C. Problems in obtaining adequate sewage disinfection. *ASCE*. Jul. 1970.
- 8 COOPER, W. J.; SORBER, C. A. & MEIER, E. P. A rapid specific free available chlorine test with syringaldazine. *J. A. W. W. A.*, Jan. 1975. 67 (1): 34-9.
- 9 FAIR, G. M.; GEYER, J. C. & OKUN, D. A. *Water and wastewater engineering*. New York, John Wiley & Sons, 1954.

- 10 —; MORRIS, J. C.; CHANG, S. L.; WEIL, Ira & BURDEN, R. P. The behavior of chlorine as a water disinfectant. *J. A. W. W. A.*, 1948. 40: 1051.
- 11 GILCREAS, F. W. & DE LALLA, Louis. Application of ultraviolet ray sterilization to water treatment. *J. New Engl. Water Wks. Assoc.*, 1953. 67: 130.
- 12 GOLDSTEIN, M.; McCABE JR., L. J. & WOODWARD, R. L. Continuous-flow water pasteurizer for small supplies. *J. A. W. W. A.*, Feb. 1960. 52 (2): 247-54.
- 13 GOMELLA, C. Ozone practices in France. *J. A. W. W. A.*, 1972. 64 (1): 39-45.
- 14 GREEN, D. C. & STUMPF, P. K. The mode of action of chlorine. *J. A. W. W. A.*, Nov. 1946. 38 (11): 1301.
- 15 GUBAR, M. A. & KOZLOVA, N. D. Hygienic assessment of the disinfection of drinking water with free and combined active chlorine. *Gigiena i Sanitariya*, Jun. 1967. 165 (32): 4-6.
- 16 — et al. The effect of active chlorine ingested in drinking water. *Gigiena i Sanitariya*, set. 1970. 188 (37): 7-9.
- 17 HAMILTON, J. J. Potassium permanganate as a main disinfectant. *J. A. W. W. A.*, Dec. 1974. 66 (12): 734-5.
- 18 HARRIS, C. W. Ozone disinfection. *J. A. W. W. A.*, 1972. 64 (3): 182-3.
- 19 HERRNHUT, H. & BOSSHARD, E. Primeira instalação de higienização das lamas de depuração, por raios gama. *Revista Técnica Sulzer*, 1974. p. 70-4.
- 20 HORWOOD, M. P. & HORTON, J. P. Minch-factors influencing bactericidal action of ultrasonic waves. *J. A. W. W. A.*, 1959. p. 153.
- 21 KESSEL, J. F. et al. Comparison of chlorine and ozone as viricidal agents of poliovirus. *Proc. Soc. Exp. Biol. Med.*
- 22 LAGRANGE, E. & RAYET, R. *One aspect of the battle against bilharzia. Soc. D'Epuratation D'Enterprises*, 1952.
- 23 LOWE, H. N. et al. Destruction of microorganisms in water, sewage and sewage sludge by ionizing radiations. *J. A. W. W. A.*, 1956. 48: 1363.
- 24 MORRIS, J. C. Chlorination and disinfections. *J. A. W. W. A.*, Dec., 1971. 63: 769.
- 25 NAGELI, C. V. Über oligodynamischer erscheinungen in lebenden sellen. Schweiz. Natr. Ges., 1893. 3 (1).
- 26 OLIVIERI, V. P. et al. *Inactivation of virus in sewage*. ASCE, jul. 1970. p. 365.
- 27 PALIN, A. T. Current DPD methods for residual halogen compounds and ozone in water. *J. A. W. W. A.*, jan. 1975. 67: 32-3.
- 28 RAULIN, J. Chemistry of vegetation. *Sci. Nat.*, 1869. 11: 93.
- 29 RIDENOUR, G. M. & ARMBRUSTER, E. H. Effects of high level gamma radiation on disinfection of water and sewage. *J. A. W. W. A.*, 1956. 48: 671.
- 30 ROBECK, E. G. *Substitution of residual measurement for distribution bacteriological sampling*. Peru, CEPIS.
- 31 ROSSIN, A. C. et al. *Soluções práticas de emergência em saneamento básico: desinfecção de água*. São Paulo, CETESB, 1971. (Apresentado ao 6º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, São Paulo, 1971).
- 32 — et al. *Cloração de água de abastecimento público: problema de educação sanitária*. AIDIS. Paraguai, 1972.
- 33 SAWYER, C. N. & McCARTY, P. L. *Chemistry for sanitary engineers*, 2.ed. New York, McGraw-Hill, 1967. p. 366.
- 34 SCHMELKEES, F. C. et al. Electrochemical properties of chlorinated water. *J. A. W. W. A.*, Sep. 1939. 31 (9): 1524.
- 35 SNOW, W. B. Recommended chlorine residual for military water supplies. *J. A. W. W. A.*, 1956. 48: 1510.
- 36 SOM MERVILLE, R. G. & REMPEL, G. Ozone for supplementary water treatment. *J. A. W. W. A.*, 1972. 64 (6): 377-82.
- 37 STANDER, O. D. & FULLER, K. A. *Ultraviolet irradiation of the cercariae of schistosoma mansoni: inhibition of development to the adult stage*. 1959. 53: 372.
- 38 SYNAN, J. F. et al. Chlorine dioxide: a new development in the treatment of water. *J. New Engl. Water Wks. Assoc.*, 1944.
- 39 WEBER JR., W. J. *Physicochemical processes for water quality control*. Wiley-Interscience, 1972.

Bibliografia Recomendada

- ASCE-AWWA-CASE. *Water treatment plant designs*. 1971.
- AWWA *Water quality and treatment*. 3.ed. New York, McGraw-Hill, 1971.
- COELHO, Sergio Luiz. *Cloradores*. mimeo CETESB, 1974.
- USP-FSP-OMS. *Desinfecção de águas*. OPS/CETESB, 1970.

Capítulo 25

ALCALINIDADE E DUREZA DAS ÁGUAS

Controle da Corrosão

José M. de Azevedo Netto*

ALCALINIDADE DAS ÁGUAS

Quase todas as substâncias se dissolvem na água; umas mais, outras menos, de maneira que, na natureza, a água nunca é encontrada em estado de absoluta pureza.

Entre as impurezas minerais que se encontram nas águas, existem aquelas que são capazes de reagir com ácidos, podendo neutralizar uma certa quantidade desses reagentes. Essas impurezas conferem às águas as características de *alcalinidade*. Por definição, alcalinidade de uma água é sua capacidade quantitativa de neutralizar um ácido forte, até um determinado pH. Para medir alcalinidade em laboratório, usa-se ácido sulfúrico.

A alcalinidade das águas naturais é devida, principalmente, à presença de carbonatos, bicarbonatos e hidróxidos. Os compostos mais comuns são os seguintes:

- hidróxidos de cálcio ou de magnésio;
- carbonatos de cálcio ou de magnésio;
- bicarbonatos de cálcio ou de magnésio;
- bicarbonatos de sódio ou de potássio

Mesmo as águas com pH inferior a 7,0 (5,5 por exemplo), podem, e em geral,

apresentam alcalinidade, pois normalmente contêm bicarbonatos.

Dependendo do pH das águas, podem ser encontrados os seguintes compostos:

- | | |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> — pH acima de 9,4: — pH entre 8,3 e 9,4: — pH entre 4,4 e 8,3: | <p>hidróxidos e carbonatos (alcalinidade cáustica),
carbonatos e bicarbonatos,
apenas bicarbonato.</p> |
|--|--|

O gás carbônico somente ocorre nas águas com pH até 8,3. A alcalinidade, o pH e o teor de gás carbônico das águas estão relacionados conforme mostra a Fig. 25.1.

Na prática, a determinação de alcalinidade e verificação da sua forma se fazem com ácido sulfúrico, como citado, e usando-se dois indicadores, fenolftaleína e metilorange, cujos pontos de viragem correspondem aos pHs 8,3 e 4,9 respectivamente. O ensaio permite conhecer os valores P e T que correspondem às alcalinidades, à fenolftaleína e ao metilorange, respectivamente, este último chamado também de alcalinidade total. Em função dos valores P e T, o quadro a seguir permite calcular os três tipos de alcalinidade (de hidróxidos, de carbonatos e de bicarbonatos) em cada caso.

* Catedrático da Universidade de São Paulo e Engenheiro Consultor.

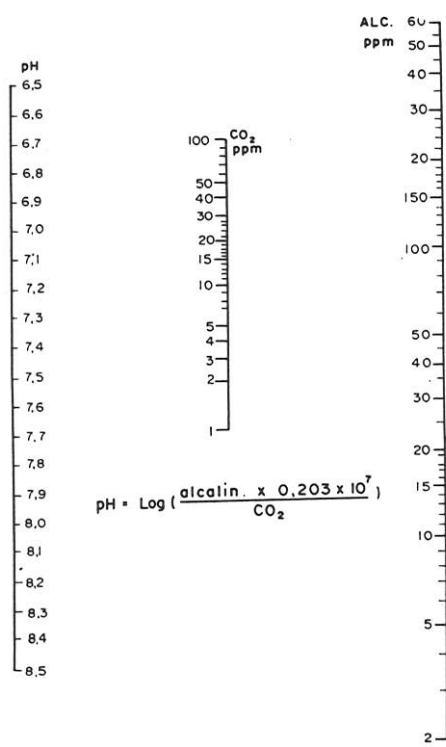


Figura 25.1 — Relações entre pH, CO₂ e alcalinidade (Fórmula de Tillman).

Alcalinidades (expressas em CaCO₃)

Resultado da titulação	de hidróxido	de carbonato	de bicarbonato
P = 0	0	0	T
P < 1/2 T	0	2 P	T - 2P
P = 1/2 T	0	2 P	0
P > 1/2 T	2P - T	2 (T - P)	0
P = T	T	0	0

DUREZA DAS ÁGUAS

Um dos usos mais importantes das águas se faz nas operações de lavagem e limpeza, tanto no lar como em estabelecimentos comerciais e industriais.

O sabão e os detergentes são utilizados em quantidade para facilitar e melhorar o trabalho de limpeza e grandes somas são gastas diariamente pelas comunidades com essas substâncias.

Entre as impurezas que se encontram nas águas, existem algumas que reagem com o sabão, e com isso causam precipitados, impedem a formação de espuma e prejudicam as operações de limpeza. As águas com tais características são conhecidas como *duras*. Originariamente, a dureza de uma água era considerada como uma medida de sua capacidade para precipitar o sabão. Segundo a definição atual, dureza de uma água é a soma das concentrações de todos os cátions, com exceção do sódio e do potássio. Todas as concentrações devem ser expressas em termos de carbonato de cálcio.

Esta definição difere daquela mais popularmente divulgada, segundo a qual a dureza seria causada pelos sais de cálcio e magnésio presentes na água. O que acontece é que, em sua grande maioria, os cátions presentes na água, predominantemente são cálcio e magnésio, principalmente nas seguintes formas:

- bicarbonatos de cálcio e de magnésio,
- sulfatos de cálcio e de magnésio.

Todavia, ferro, manganês, zinco e outros, contribuem, embora de forma muito modesta, para constituir a dureza de uma água.

Os bicarbonatos de cálcio e de magnésio, que também são responsáveis pela alcalinidade, causam a dureza chamada temporária, que é removida por simples ebulição da água. Os sulfatos e outros compostos menos importantes (cloretos, por exemplo), dão à água a dureza permanente, que, não sendo removida pelo aquecimento, provoca as incrustações nas caldeiras.

Existem, pois, impurezas responsáveis ao mesmo tempo pela alcalinidade e pela dureza. As substâncias que produzem dureza reagem com o sabão, formando compostos insolúveis. A espuma só aparece depois de se gastar inutilmente uma certa qualidade de sabão que se neutraliza, para precipitar os cátions causadores de dureza.

A dureza das águas era determinada e medida antigamente, por ensaio padronizado, em que se empregava sabão. Atualmente utiliza-se o método denominado EDTA (Ethylenediamine tetraacetic acid).

O Serviço Geológico Norte-Americano classifica as águas, sob o ponto de vista de dureza, da seguinte maneira:

- águas moles até 55 mg/l
- águas levemente duras 56 a 100 mg/l
- águas moderadamente duras 101 a 200 mg/l

- águas muito duras acima de 200 mg/l

As águas muito duras deverão, sempre que possível, sofrer tratamento especial de redução de dureza para evitar os seus inconvenientes.

As águas excessivamente duras causam prejuízos à economia. Além de provocar o desperdício de sabão, elas são nocivas em muitas atividades industriais, especialmente no caso de alimentação de caldeiras, devido às incrustações, à perda de combustível e ao perigo de explosão.

Nas lavagens de roupas, o precipitado formado com o sabão adere aos tecidos, tornando difícil a sua remoção; as substâncias podem combinar com a gordura dos pratos e utensílios, dificultando a sua limpeza; os grumos formados poderão aderir às paredes das banheiras, tanques e pias, constituindo depósitos de efeito desagradável. As águas moles lavam melhor.

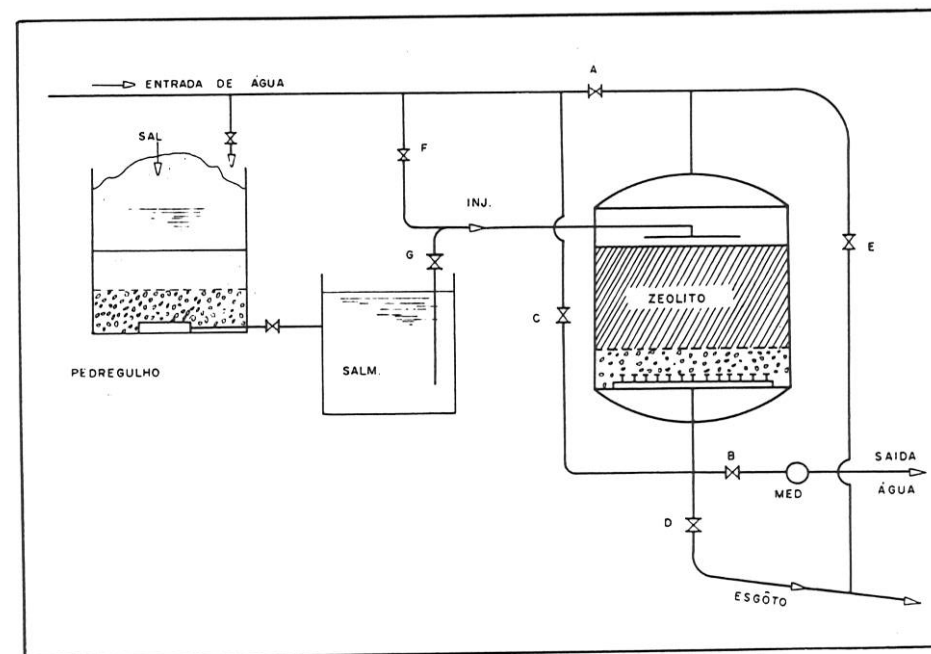


Figura 25.2 — Esquema de instalação com zeólito.

REDUÇÃO DE DUREZA

A redução da dureza é conseguida através de tratamento especial que consiste na remoção dos compostos de cálcio e de magnésio. Denomina-se freqüentemente como desendurecimento, amolecimento ou abrandamento. Existem dois processos: o químico de cal e soda e o iônico dos zeólitos ou permutitas.

Processo químico de cal e soda

Consiste na aplicação de substâncias (cal e carbonato de sódio), que reagem com os compostos de cálcio e de magnésio, precipitando-os. A química do método é indicada pelas reações abaixo.

As instalações para esse fim compreendem câmaras de agitação, decantação e tanques de recarbonatação onde se adiciona gás carbônico na fase final, antes da filtração rápida que se segue ao processo.

As unidades de agitação e sedimentação, do tipo de contato com sólidos e de escoamento vertical, são muito indicadas para realizar a precipitação química com águas duras. Com esse processo geralmente se reduz a dureza a 80 mg/litro. A desvantagem é exigir a presença permanente de um

técnico capaz de manter as dosagens em condições ótimas.

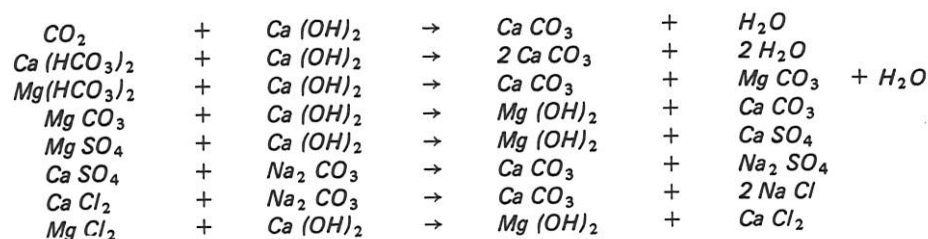
Processo iônico dos zeólitos ou permutitas

Os zeólitos ou permutitas são silicatos complexos de sódio e alumínio, que têm a propriedade de trocar o sódio de sua composição por outros íons, como os de cálcio e magnésio, retendo estes elementos que causam a dureza. São, pois, trocadores iônicos.

Uma instalação de amolecimento deste tipo compreende leitos de zeólitos, semelhantes aos filtros rápidos, através dos quais passa a água dura a ser tratada.

Em resumo, a redução da dureza pelos zeólitos consiste em trocar os íons de cálcio e de magnésio, responsáveis pela dureza de uma água, por íons de sódio fornecidos pelos permutadores. Depois de terem os zeólitos cedido todos os seus íons de sódio à água, deve-se inverter o processo, submetendo-se o leito de permutadores ao contato com uma solução concentrada de sal comum, para a sua regeneração.

Em contato com a salmoura, os zeólitos fazem nova troca iônica, retendo nova-



mente o sódio e libertando cloretos de cálcio e de magnésio na água de lavagem, que é posta fora.

A aplicação deste processo exige que a água a ser tratada seja relativamente limpa.

O efluente, ao sair das unidades de zeólitos, apresenta uma dureza praticamente nula. Como não é conveniente distribuir água com ausência completa de dureza, tendo em vista a economia e o controle da corrosão, geralmente se mistura a água tratada com uma parte de água não tratada, de maneira a se obter um grau de dureza aceitável.

CONTROLE DA CORROSÃO

A corrosão é um processo de ataque e destruição contínua de corpos sólidos, especialmente metais, que envolve alterações de composição química.

A corrosão de canalizações, válvulas e equipamentos metálicos representa um grande prejuízo anual para os serviços de abastecimento de água. As tubulações corroídas, além de terem a sua vida útil reduzida, apresentam menor capacidade de condução de água.

Há várias modalidades de corrosão, sendo muito importante a chamada autocorrosão. O fenômeno da autocorrosão se deve ao fato de que todos os metais, em contato com a água, apresentam uma tendência para entrar em solução, sob a forma iônica.

Após o tratamento químico (coagulação — decantação e filtração), as águas ficam agressivas e geralmente mais corrosivas do que as águas naturais. As águas superficiais não tratadas, geralmente apresentam matéria orgânica e substâncias inibidoras sendo, por isso, menos agressivas.

Algumas impurezas presentes nas águas podem favorecer e acelerar a corrosão, tais como, gás carbônico, ácidos diluídos, cloretos, etc.

As águas tratadas, antes de serem distri-

buídas, deverão ser alcalinizadas, isto é, deverão receber uma certa quantidade de cal para elevação do pH (correção do pH). Não basta elevar o pH até 7,0 ou pouco mais; é necessário adicionar quantidade de cal suficiente para que seja eliminado o gás carbônico, reduzindo a agressividade das águas.

Se for aplicada uma quantidade de cal adequada, forma-se, na superfície interna dos tubos, uma fina camada de carbonato que protege a tubulação contra ataques.

A cal em solução ou em suspensão é aplicada às águas, de preferência após a cloração.

Um método simplista para estimar a quantidade de álcali, que se deve aplicar, consiste em determinar quantidade de cal capaz de eliminar o gás carbônico da água (pH aproximadamente 8,3); quantidade essa que se determina experimentalmente.

Existem processos mais perfeitos para determinar a dosagem correta de cal para controle da corrosão. São os ensaios de laboratório.

A Fig. 25.3 dá uma primeira idéia das condições de corrosividade para as águas, através do diagrama da alcalinidade em função do pH.

Outra forma de proceder é controlar o Índice de Langelier para que se mantenha levemente positivo. Este índice se define como a diferença entre o pH da água e o pH de saturação

$$I. L. = \text{pH} - \text{pH}_s$$

Este último valor, pH_s , corresponde ao pH que uma amostra de água atinge; quando tratada com carbonato de cálcio este começa a precipitar-se, porque a água fica saturada.

Porém, este procedimento, bastante usado nas estações de tratamento, vem sendo gradualmente substituído por outros métodos, uma vez que a experiência prova que, em alguns casos, os resultados práticos são desfavoráveis.

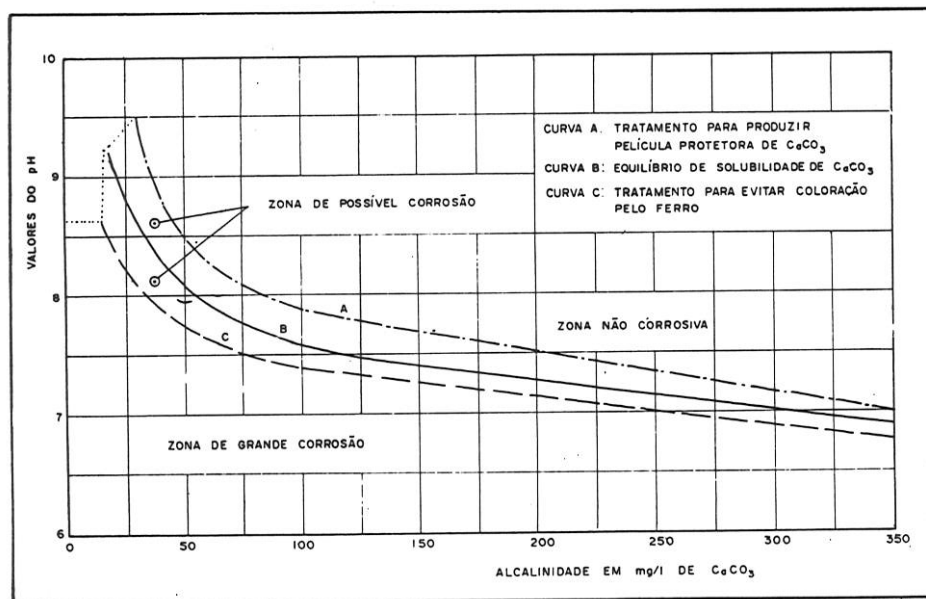


Figura 25.3 – Diagrama das condições de corrosividade, para as águas em função de pH e alcalinidade.

CONTROLE DE EQUILÍBRIO QUÍMICO DA ÁGUA A DISTRIBUIR

As águas tratadas ou não apresentam em solução diversas substâncias cujo equilíbrio químico é necessário para a estabilização do sistema.

As noções simplificadas do passado e os métodos empíricos de controle estão sendo substituídos por técnicas aperfeiçoadas, apoiadas em conhecimentos mais recentes da Química Sanitária.

Para assegurar a estabilização da água, procura-se atingir o equilíbrio químico do

sistema cálcio, magnésio e compostos de carbonos.

Uma boa análise do problema encontra-se no livro dos professores R. L. Lowenthal e G. V. Marais, *Carbonate Chemistry of Aquatic Systems, Theory & Applications*, Ann Arbor Science, Ann Arbor, 1976.

Atualmente, utilizam-se, também, meios de controle mais diretos como o *Coupon-Test* ou alguma modificação do mesmo. Esse método consiste em comprovar o efeito direto do pH e da alcalinidade sobre amostras de matérias introduzidas no fluxo da água tratada. Após 90 dias, verifica-se se houve corrosão ou incrustação.

Capítulo 26

FLUORETAÇÃO DAS ÁGUAS DE ABASTECIMENTO

Shiro Yaguinuma*

INTRODUÇÃO

Fluoretação é um processo utilizado para a aplicação de produtos de flúor na água de abastecimento público, consistindo em uma simples adição, de maneira controlada. O flúor traz efeitos benéficos quando a criança o ingere regularmente, desde o seu nascimento até a formação dos dentes. As estatísticas, incluindo as efetuadas em algumas cidades brasileiras, têm comprovado sua eficiência na redução de 50 a 70% da incidência de cáries. A fluoretação sendo um processo simples, seguro, barato e de grande alcance social vem tendo gradativa aceitação em nosso país.

Dos diversos estudos e pesquisas realizados em diversos países sobre o efeito do flúor, não se conhecem danos causados à saúde desde que o produto seja aplicado nos limites recomendados. Concentrações inferiores ou superiores às preconizadas devem ser evitadas. Níveis inferiores reduzem a eficiência no controle às cáries e os superiores, além de onerarem o custo, podem provocar o aparecimento de manchas nos dentes (fluorose).

A fluoretação é um tratamento de baixo custo e grande benefício. Nesse sentido, o

Serviço de Saúde Pública dos Estados Unidos estima que, para cada dólar dispendido na fluoretação da água de abastecimento há uma economia de 36 dólares no tratamento corretivo das cáries.

HISTÓRICO

Em 1916, o odontólogo Frederick McKay observou que muitos de seus clientes de Colorado Springs, Colorado, apresentavam manchas nos dentes. Após várias pesquisas concluiu que a causa era devida à presença de uma substância desconhecida na água ingerida. A convicção quanto a essa hipótese era tal que McKay sugeriu a troca do manancial abastecedor de água da cidade de Oakley, Idaho, onde as crianças apresentavam manchas, sendo efetivada a mudança para um manancial próximo utilizado por outras crianças que não sofriam deste mal. A partir de então, vários pesquisadores começaram a estudar mais profundamente a ação da água com relação à presença dessas manchas. Mais tarde, descobriu-se que a causa do esmalte mosqueado devia-se à presença de fluoretos, fenômeno que ficou conhecido

* Engenheiro da SABESP – Cia. de Saneamento Básico do Estado de São Paulo.

como fluorose dentária. Em 1931, Churchill concluiu que as águas das regiões endêmicas apresentavam 2 ou mais mg/l de fluoretos, enquanto que nas outras regiões as concentrações eram inferiores a 1 mg/l. Este fato foi confirmado por Smith, em Arizona, onde se verificou que concentrações inferiores a 0,72 mg/l não causavam manchas. McKay concluiu, após a análise de vários dados referentes à ação dos fluoretos, que:

- o esmalte mosqueado pode ser provocado quando a criança ingere água fluoretada durante a fase de calcificação dos dentes, até, aproximadamente, 12 anos. A partir dessa idade, não mais ocorrem problemas de manchas, independentemente do teor de fluoreto presente na água;
- o flúor parece ser o único elemento responsável pela alteração do esmalte;
- uma vez adquirida a resistência pela ação do flúor, o esmalte do dente não sofre alteração, mesmo que haja variação na dieta.

Por outro lado, Dean formulou o *índice de esmalte mosqueado* que permitiu a

determinação do limite mínimo de 1,0 mg/l de fluoreto, a partir do qual não se verificava a fluorose. Muitos pesquisadores, incluindo McKay, observaram que as crianças com problemas de fluorose apresentavam menor quantidade de cáries. Baseado nesse fato, Dean (Fig. 26.1) analisou os dados recolhidos do exame de 1 257 crianças de 21 cidades dos Estados Unidos, em que procurou relacionar fatores como a presença de fluoretos, à fluorose e à incidência de cáries. Verificou-se então que:

- à medida que se aumentava o teor de fluoreto, a partir de 1,5 mg/l, diminuía significativamente a incidência de cáries, aumentando a ocorrência de fluorose;
- para um teor em torno de 1,0 mg/l, a redução de cáries foi máxima, da ordem de 60% e praticamente nula a ocorrência de fluorose;
- à medida que se diminuía a concentração de fluoreto a partir de 1,0 mg/l, aumentava a incidência de cáries.

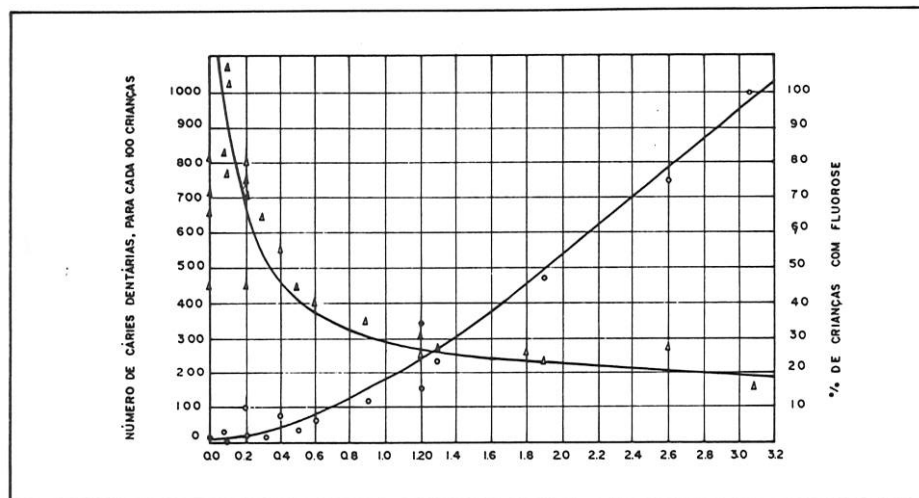


Figura 26.1 — Relação entre a fluorose, incidência de cáries dentárias e o conteúdo de flúor em mg/l.

Após o conhecimento da eficiência do flúor na redução da incidência de cáries, Dean, em 1938 e Cox, em 1939, sugeriram a fluoretação artificial das águas de abastecimento carentes de flúor.

Assim, em 1945, teve início, na cidade de Grand Rapids, Michigan, a fluoretação na concentração de 1,0 mg/l de fluoreto; a seguir, outras cidades como Newburgh e Brantford tiveram suas águas fluoretadas. Para efeito de comparação dos resultados destas cidades com aqueles obtidos por Dean no seu estudo das 21 cidades, foram estabelecidos os seguintes critérios:

- todas as crianças examinadas deviam ser naturais do local em estudo e, durante todo esse tempo, ter consumido água do sistema de abastecimento, sendo permitida a ausência do local de até 30 dias por ano;
- para cada criança foi efetuado um levantamento dos dentes cariados, perdidos e obturados, denominado índice *cpo*. Os resultados obtidos foram plenamente satisfatórios, sendo a redução da incidência de cáries superior a 50%. A Fig. 26.2, apre-

senta a eficiência conseguida nas cidades de Grand Rapids e Aurora, após 10 e 15 anos de aplicação. Vale aqui salientar que a água de abastecimento de Aurora já continha flúor natural na concentração de 1,2 mg/l.

Na Inglaterra, a prática de fluoretação teve início em 1955; as primeiras cidades foram Anglesey, Watford e Kilmarnock. Os ingleses, em 1944, haviam confirmado o benefício do flúor ao notarem que as crianças de South Shields apresentavam menor incidência de cáries do que as de North Shields. Essas cidades são separadas pelo rio Tyne e com mananciais distintos; o de South Shields apresentava 1,4 mg/l de fluoreto enquanto o de North Shields, continha 0,25 mg/l.

FLUORETAÇÃO DAS ÁGUAS

Até 1965, cerca de 1700 cidades norte-americanas contavam com a fluoretação e com uma população total estimada em 60 milhões de habitantes.

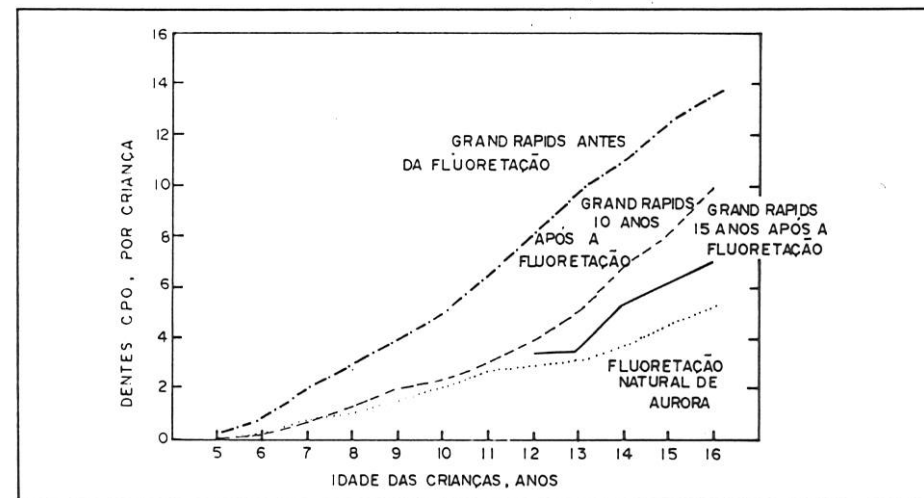


Figura 26.2 — Redução de dentes *cpo* em Grand Rapids e Aurora, após 10 e 15 anos de fluoretação.

Muitas entidades da área de saúde são plenamente favoráveis à fluoretação. Em julho de 1969, a Assembléia Geral da Organização Mundial da Saúde decidiu favoravelmente à aplicação de flúor nas águas de abastecimento, como medida prática, em cidades cuja concentração fosse inferior ao nível ótimo.

É um processo simples, de fácil operação e controle, além de seguro e barato. A redução da incidência de cáries é da ordem de 60 a 70% em crianças de 7 a 14 anos que ingerirem água fluoretada desde o nascimento. A medida proporciona ao indivíduo dentes saudáveis, resistentes e duradouros.

FLUORETAÇÃO NO BRASIL

A primeira cidade brasileira a receber água fluoretada foi a de Baixo Guandu, ES, em outubro de 1953.

Até janeiro de 1972, nada menos que dez Estados, com um total de 40 comunidades, estavam fluoretando suas águas de abastecimento público. Hoje esses números são bem superiores, pois as autoridades vêm se conscientizando cada vez mais da importância de sua prática no controle das cáries. No Brasil, a cárie dentária constitui-se em um dos grandes desafios no campo da saúde pública. Assim, o governo federal apresentou a lei nº 6050 de 24 de maio de 1974, regulamentada pelo decreto federal nº 76 872, de 22 de dezembro de 1975 e pela Portaria Ministerial da Saúde 635 Bsb, de 26 de dezembro de 1975, através da qual determina a necessidade de incluir previsões e planos relativos à fluoretação da água de abastecimento onde haja estação de tratamento.

No Estado de São Paulo, particularmente, houve um significativo avanço a partir do ano de 1979, passando de uma população beneficiada de pouco mais de

1 300 000 consumidores para mais de 7 600 000 em 1984, em 190 diferentes comunidades. Nesta população não está incluída a participação da área metropolitana onde a implantação paulatina do processo verificou-se no período 1984/85. As comunidades vêm sendo beneficiadas com o apoio do governo estadual independentemente do tipo de manancial, do tratamento que a água recebe, do porte da comunidade e da sua localização geográfica. Uma certa prioridade é dada conforme o interesse despertado pela autoridade local.

CONCENTRAÇÃO DESEJÁVEL

Na definição de manancial de abastecimento há necessidade de determinar, entre outros parâmetros, o flúor natural nele existente. Nas águas de superfície, ou mesmo de lençol freático, é muito rara a ocorrência de flúor natural, podendo eventualmente, ser encontrado em águas provenientes de manancial profundo. Essa ocorrência se dá em diversos teores, havendo casos de necessidade de abandonar o manancial, quando a concentração de flúor estiver muito acima da recomendável. No Estado de São Paulo há registro de 11 cidades, com cerca de 180 000 habitantes, onde o manancial aproveitado contém flúor em concentrações próximas dos limites recomendados.

A origem do flúor na água se deve à dissolução parcial do minério, quando da sua passagem nos depósitos que o contém. O flúor não é encontrado na forma elementar, apenas na forma de sais. Os mais comuns são: a fluorita ou fluoreto de cálcio, a criolita que contém sódio e alumínio e a apatita contendo cálcio, carbonatos e sulfatos.

A concentração ótima situa-se em torno de 1,0 mg/l conforme os estudos realizados. Tal valor foi baseado exclusivamente nas

observações efetuadas em crianças, não se apoiando, portanto, na quantidade de água ingerida, nem na quantidade de fluoreto contido em sua dieta alimentar. Como se sabe, o fluoreto está presente em quase todos os alimentos, em maior ou menor quantidade. Nas décadas de 1930/40, vários investigadores concluíram que a concentração ótima variava em função da temperatura ambiente, e, conseqüentemente, do consumo de água. O Serviço de Saúde Pública dos Estados Unidos recomenda as concentrações de íon fluoreto em função da temperatura ambiente apresentadas na Tab. 26.1.

Tabela 26.1 – Limites recomendados para a concentração de íon fluoreto, segundo as normas de água potável do Serviço de Saúde Pública dos Estados Unidos.

Média anual das temperaturas máximas diárias do ar °C	Limites recomendados para a concentração do íon fluoreto (mg/l)		
	Inferior	Ótimo	Superior
10,0 a 12,1	0,9	1,2	1,7
12,2 a 14,6	0,8	1,1	1,5
14,7 a 17,7	0,8	1,0	1,3
17,8 a 21,4	0,7	0,9	1,2
21,5 a 26,3	0,7	0,8	1,0
26,4 a 32,5	0,6	0,7	0,8

As Normas Internacionais da Organização

Mundial da Saúde sobre a água potável, recomendam limite máximo tolerável de 1,5 mg/l.

RESULTADOS OBTIDOS

Os levantamentos mais recentes realizados para determinação dos efeitos proporcionados pela fluoretação da água de abastecimento público têm comprovado amplamente as expectativas. Observa-se preliminarmente que a eficiência é proporcional à continuidade do processo de aplicação e das dosagens de acordo com os parâmetros pré-estabelecidos.

Murray e Rugg-Gunn concluíram (Fig. 26.3), de um levantamento realizado em 1980, a partir de uma série de 94 estudos em 24 países, que a maior redução de cáries ocorreu na faixa de 60% a 70%, atingindo até 90% para dentes permanentes. Para dentes temporários a maior redução se deu na faixa de 50% a 60%.

No Brasil, a dificuldade de obtenção de dados limita a ação mais ao Estado de São Paulo e à cidade de Baixo Guandu, E. S. Os dados a seguir foram compilados por Buendia, da Secretaria da Educação do Estado de São Paulo:

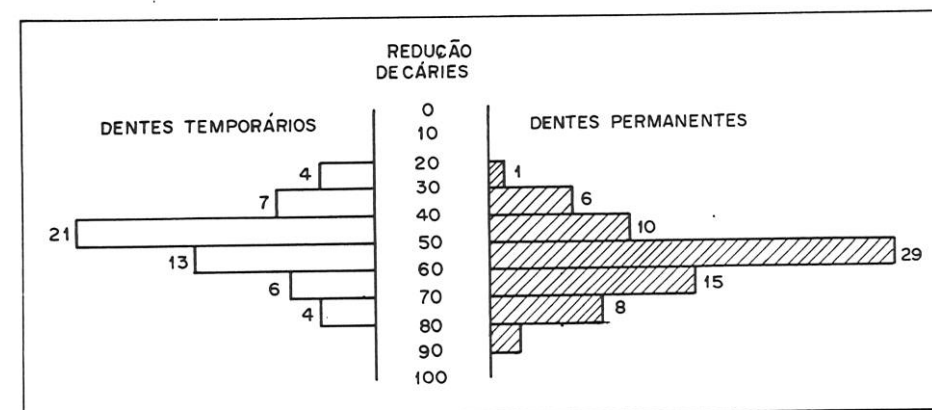


Figura 26.3 – Eficiência da fluoretação da água.

- *Baixo Guandu, E S* – após dez anos de aplicação as crianças de 7 a 14 anos de idade apresentaram 59,4% de redução e, após 14 anos, para crianças de 6 a 12 anos, de 65,4%;
- *Campinas, S P* – a fluoretação deu-se em 1961. Dez anos após, constatou-se redução de 60,3% para crianças de 7 a 12 anos e de 53,0% nos dentes temporários para a faixa de 4 a 10 anos;
- *Araraquara, S P* – iniciou-se em 1962. Em 1972, para a faixa de 7 a 12 anos verificou-se redução de 54,6%;
- *Barretos, S P* – com início em 1971, a redução, dez anos após, foi de 59,6% para a faixa pesquisada de 7 a 12 anos e de 70% na dentição temporária para a faixa de 3 a 5 anos;
- *Garça, S P* – início em 1973; a redução foi de 58,1% para a faixa de 7 a 12 anos, numa pesquisa realizada dez anos após a fluoretação. O grupo etário mais beneficiado foi o de 7 anos, com uma redução média de prevalência de cárie de 65,4%.

TÉCNICA DE FLUORETAÇÃO

A fluoretação é uma prática cada vez mais corrente, sempre que a água de

Tabela 26.2 – Características dos compostos de flúor.

Compostos Características	Fluossilicato de sódio ($\text{Na}_2 \text{SiF}_6$)	Fluoreto de sódio (NaF)	Fluoreto de cálcio (CaF_2)	Ácido fluossilícico ($\text{H}_2 \text{SiF}_6$)
Forma	pó	pó	pó	líquido
Peso molecular	188,05	42,00	78,08	144,08
Pureza comercial (%)	98,5	90 – 98	85 – 98	22 – 30
Íon fluoreto (%)				
Composto 100% puro	60,7	42,25	48,8	79,02
Densidade (kg/m^3)	881 – 1153	1041 – 1442	1618	1,25 kg/l
Solubilidade a 25°C ($\text{g/100 g de H}_2\text{O}$)	0,762	4,05	0,0016	infinita
pH da solução saturada	3,5	7,6	6,7	1,2 (sol 1%)

abastecimento apresente concentração de íon fluoreto inferior à desejável.

Compostos de flúor utilizados

Até meados da década de 70, o composto utilizado no nosso país era, em sua maioria absoluta, o fluossilicato de sódio ($\text{Na}_2 \text{SiF}_6$). O fluoreto de sódio (NaF) e o fluoreto de cálcio (CaF_2) têm sido utilizados, porém, em escala menor. Recentemente, com a facilidade de obtenção do ácido fluossilícico ($\text{H}_2 \text{SiF}_6$) no mercado, este produto passou a dominar amplamente o setor. Na Tab. 26.2, são apresentadas as principais características físico-químicas dos compostos.

O fluossilicato de sódio apresenta facilidades no seu manuseio e aplicação, podendo ser empregado em instalações de todo tipo e porte. Apresenta baixa solubilidade.

O fluoreto de sódio, que apresenta solubilidade relativamente boa, tem como inconveniente em relação aos demais produtos custo elevado e a necessidade de importação. O seu uso pode ser indicado em instalações de pequeno porte.

O fluoreto de cálcio é um produto de baixo custo, porém, a sua grande inconveniência é a de ser praticamente insolúvel. Daí ser de uso bastante restrito.

Um produto que proporcionou um avanço substancial na fluoretação é o ácido fluossilícico, tanto pela facilidade de aquisição como pelo baixo custo, aliados ao desenvolvimento da tecnologia para seu manuseio. Ao contrário dos demais produtos, este é o único que se apresenta na forma líquida facilitando, portanto, a sua aplicação. Trata-se de um líquido incolor, transparente, fumegante, corrosivo e de odor irritante. Atualmente, no Estado de São Paulo, aplica-se cerca de 74% de ácido fluossilícico e o restante, de fluossilicato de sódio geralmente aplicado onde a fluoretação vem sendo realizada há mais tempo e onde existem estações de tratamento.

Métodos de aplicação

São aplicados tanto a seco como em solução. O nosso mercado dispõe de aparelhos para ambos os casos.

Os de dosagem a seco podem ser do tipo volumétrico ou gravimétrico. Os primeiros geralmente são montados sobre uma balança.

No caso de produtos em solução, a aplicação pode ser tanto na forma concentrada como diluída, conforme as conve-

niências de cada caso. A dosagem pode ser realizada através de bombas do tipo diafragma ou do tipo pistão, próprias para receber a solução (Fig. 26.4).

Emprego de fluorita nacional

A fluorita – de uso restrito, devido à sua baixíssima solubilidade na água – tem sido utilizada em pequenas instalações. Contudo, a Fundação SESP desenvolveu trabalhos para o seu aproveitamento, sendo utilizada pela primeira vez, em 1964, na cidade de Macaé, RJ. A seguir, outras cidades como Passos (MG), Cachoeiro do Itapemirim (ES), Linhares (ES), Brusque (SC), Blumenau (SC), Juazeiro (BA), Petrolina (PE), Campo Grande (MT) passaram a usar a fluorita. Até janeiro de 1971, estimava-se que cerca de 250 000 habitantes consumiam água fluoretada com esse produto. Para aplicação, é previamente dissolvida com solução de sulfato de alumínio em câmara apropriada. A Fig. 26.5 mostra o detalhe da câmara de dissolução, em que continuamente são dosadas a fluorita e a solução de sulfato de alumínio. Após a agitação, já dissolvida, é efetuada a aplicação.

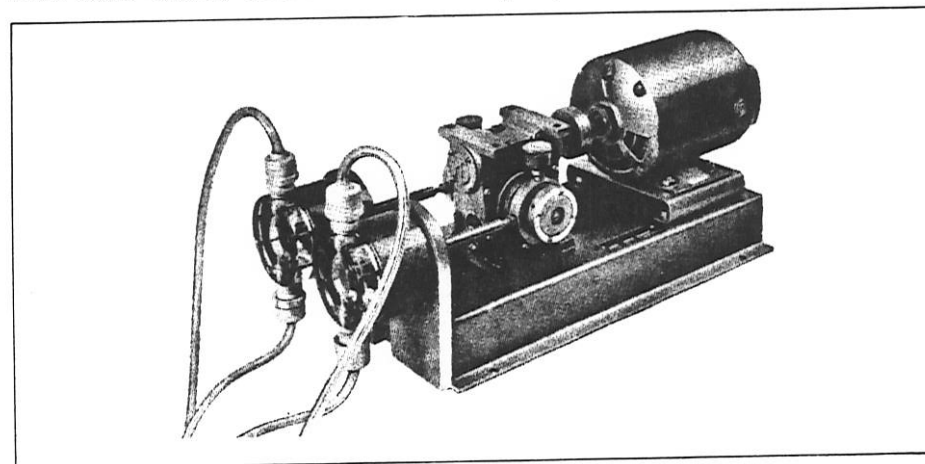


Figura 26.4 – Aparelho dosador de produto em solução, tipo diafragma.

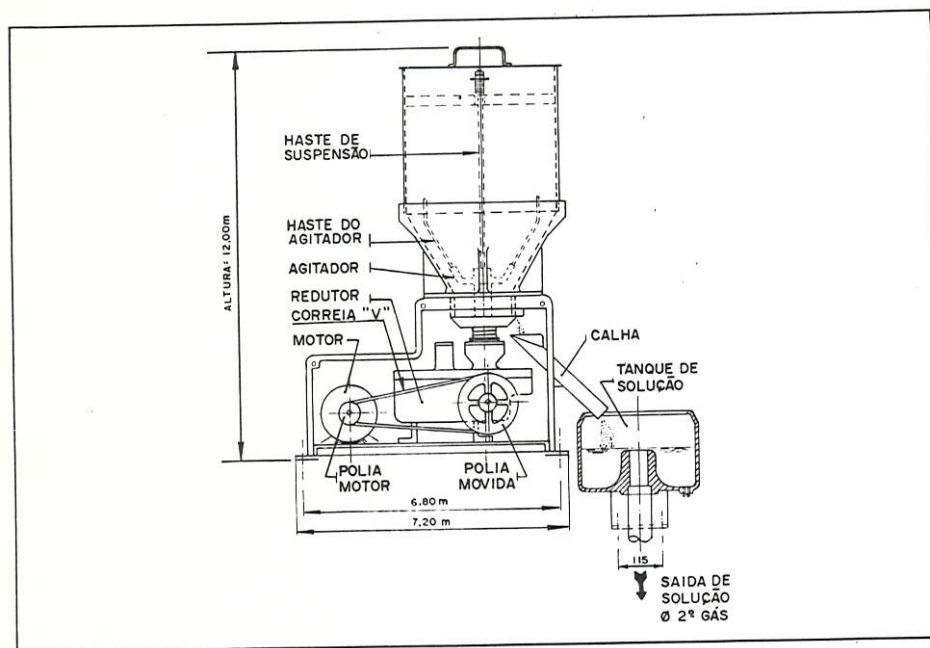


Figura 26.5 – Câmara de dissolução de fluorita, dosador de fluorita.

Pontos de aplicação

Na maioria das vezes, os produtos a seco são aplicados na água após sua dissolução, processada num tanque que recebe continuamente o sal de flúor e a água.

Há casos em que o produto é previamente dissolvido na água e dosado através de bombas. Quando a concentração for superior à saturação (suspensão), a solução deverá ser mantida permanentemente em agitação durante sua aplicação.

No ponto de aplicação do produto, a água deve apresentar certa agitação para permitir a melhor dispersão possível.

Nas instalações que disponham de algum tipo de tratamento, aconselha-se a aplicação na fase final do processo.

Controle operacional

A grosso modo, o controle da aplicação pode ser realizado através da quantidade

utilizada e do volume de água tratada, no mesmo período. Contudo, isso não dispensa a análise de laboratório, cujos resultados deverão ser registrados para que o responsável possa controlar efetivamente o processo.

Pode-se realizar a análise de cada uma das amostras ou, ainda, de uma única amostra composta.

O número de amostras depende do tamanho e da complexidade do sistema; entretanto, nunca poderá ser inferior a uma amostra diária.

Segurança dos operadores

Face à toxidez dos compostos de flúor deve-se evitar sua inalação ou ingestão. Problemas dessa natureza são evitados através de um treinamento adequado dos operadores.

A norma prevê uma permanência

contínua de, no máximo, 8 horas diárias, num ambiente cuja concentração de flúor seja de $2,5 \text{ mg/m}^3$. A fim de assegurar a integridade física dos operadores, todos os equipamentos destinados à dosagem deverão dispor de um sistema coletor de pó e a sala deverá ser compartimentada e provida de um aparelho exaustor. Para o manuseio, recomenda-se o uso de luvas e máscaras apropriadas, após o que o operador deverá manter-se limpo, livrando-se dos resíduos do produto.

Recomendações gerais para a prática da fluoretação

Sendo a fluoretação um tratamento suplementar das águas de abastecimento,

recomenda-se sua adoção quando:

- inexistir campanha local contra o consumo da água de abastecimento;
- não se registrar consumo altamente difundido de água engarrafada;
- houver medição do serviço;
- existir conscientização das autoridades locais sobre a importância do processo para um controle adequado e para evitar problemas de interrupções;
- houver supervisão do programa por parte de entidades de saúde pública, inclusive para controle dos efeitos ao longo do tempo;
- existirem, no sistema de abastecimento, condições de operação, manutenção e segurança de trabalho em nível satisfatório.

Referências Bibliográficas

- 1 AZEVEDO NETTO, J. M. de. *Tratamento de água de abastecimento*. São Paulo, EDUSP, 1966.
- 2 BATALHA, Ben Hur L. Aspectos históricos e técnicos da fluoretação das águas. *Revista DAE*, São Paulo, 1984. 44 (136): 38-50.
- 3 CORDERO, Olman. *Modelos de sistemas simplificados de fluoración del agua potable en pequeñas comunidades*. Asunción, 1972. (Apresentado ao 13º Congreso de la Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria, Asunción, ago. 1972).
- 4 DURAN, A. I. *Fluoretação das águas de abastecimento público*. São Paulo, 1973. (Apresentado à Reunião dos Cirurgiões Dentistas da Divisão Regional de Campinas, jan. 1973).
- 5 LOBO, B. R. O. *Fluoración del agua de consumo público de la ciudad de Asunción y reducción de la prevalencia de caries dentales en escolares de la capital*. Asunción, 1972. (Apresentado ao 13º Congreso de la Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria, Asunción, ago. 1972).
- 6 MAIER, J. M. *Manual of water fluoridation practice*. McGraw-Hill.
- 7 NATIONAL INSTITUTES OF HEALTH. *Dental caries prevention in public health programs*. Bethesda, aug. 1981.
- 8 RUZICKA, J. A. & MRKLAS, L. Aluminum in fluoridated drinking water: analytical and physiological problems. *J. A. W. W. A.*, Jan. 1974. 66 (1): 53-5.