

TRATAMENTO DE ÁGUAS DE ABASTECIMENTO POR FILTRAÇÃO EM MÚLTIPLAS ETAPAS

Luiz Di Bernardo, Cristina Célia S. Brandão e Léo Heller

APRESENTAÇÃO

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO

Características Físicas e Organolépticas

Características Químicas

Características Bacteriológicas

Características Radiológicas

Capítulo 2 – CONCEITUAÇÃO DA FILTRAÇÃO EM MÚLTIPLAS ETAPAS

Considerações Iniciais

Necessidade de Pré-Tratamento

Filtração em Múltiplas Etapas – FiME

Capítulo 3 – APLICABILIDADE, LIMITAÇÕES, EFICIÊNCIA E CUSTOS

A Filtração Lenta

O Pré Tratamento na Filtração em Múltiplas Etapas (FiME)

Pré-filtro Dinâmicos de Pedregulho

Pré-filtro de Pedregulho com Escoamento Vertical

Limitações da Filtração em Múltiplas Etapas

Custos

Capítulo 4 – CRITÉRIOS DE PROJETO E DIMENSIONAMENTO

Considerações Preliminares

Fatores que Influem na Eficiência da FiME

Sólidos Suspensos, Turbidez e Tamanho das Partículas

Método de Operação

Meio Filtrante de Filtros Lentos

Carga Hidráulica Disponível e Taxa de Filtração nos Filtros Lentos

Fundo dos Filtros Lentos

Meios Granulares de Pré-Filtros e Características de Projeto e Operação

Pré-Filtração Dinâmica

Pré-Filtração Ascendente em Pedregulho

CRITÉRIOS DE PROJETO

Considerações Iniciais

Pré-Filtração Dinâmica

Pré-Filtração Ascendente

Filtração Lenta

Capítulo 5 – OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO

Pré-filtro Dinâmicos de Pedregulho

Pré-filtro de Pedregulho com Escoamento Ascendente

Filtro Lento

APRESENTAÇÃO

Em 1997 iniciou-se no Brasil o PROSAB – Programa de Pesquisa em Saneamento Básico, programa de pesquisa induzida na área. O PROSAB foi concebido para, mediante uma conjunção de esforços entre agências governamentais de fomento, instituições de pesquisa e pesquisadores, oferecer, à área de saneamento do país, desenvolvimentos tecnológicos que incorporassem o princípio da tecnologia apropriada, englobando critérios como simplicidade, custo compatível e sustentabilidade face às particularidades regionais e nacionais. Essa iniciativa supõe ainda a visão de que tecnologias com tais características detêm o potencial de contribuir para a universalização, com equidade, do atendimento às populações com serviços de saneamento e assim combater uma importante face da exclusão social, que afasta parcela expressiva da população dos direitos da cidadania.

O primeiro dos quatro temas do PROSAB dedicou-se à investigação da eficiência, limitações e aplicabilidade de sistemas não convencionais de tratamento de águas de abastecimento, em instalações piloto montadas na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo - USP e no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília - UnB, e teve como um de seus produtos a presente publicação. Nela, procura-se apresentar os princípios da Filtração em Múltiplas Etapas – FiME e sistematizar informações capazes de instrumentalizar a concepção, o dimensionamento, o projeto, a construção, a operação e a manutenção do processo, visando tanto à sua apropriação pelos técnicos, quanto seu emprego no ensino da graduação e da pós-graduação.

O processo FiME constitui resultado de um esforço de aperfeiçoamento de uma tecnologia de tratamento coletivo de águas de abastecimento, que teve sua origem há quase dois séculos – a filtração lenta. Esta representa um sistema de tratamento de funcionamento extremamente simplificado, que em verdade simula mecanismos naturais de depuração das águas, em sua percolação pelo subsolo, quando, nesse percurso, são removidos microrganismos, partículas, substâncias químicas e componentes biológicos. Trata-se de processo que tinha emprego privilegiado na área do tratamento de água no Brasil, a partir do início do século até a década de 60, e passou a ser desprezado a partir dos anos 70. Duas pressões colaboraram com essa mudança: o processo de substituição tecnológica, determinado pela influência, sobretudo, da cultura técnica norte-americana; e a acelerada deterioração da qualidade das águas dos mananciais, resultado da opção de desenvolvimento

econômico baseado no modelo urbano-industrial, sem a preocupação de assegurar sua sustentabilidade sócio-ambiental.

Nessas últimas três décadas, mesmo que a filtração lenta pudesse constituir solução apropriada em diversas aplicações no país, especialmente na zona rural e em comunidades de pequeno e médio portes onde o manancial se manteve razoavelmente preservado, a substituição tecnológica reprimiu seu emprego no país, resultando, além da implantação de soluções menos adequadas, em prejuízo para o próprio desenvolvimento e aperfeiçoamento da tecnologia, em bases nacionais.

A despeito dessa discriminação, o meio científico nacional e internacional não deixou de considerar a pertinência da tecnologia e de desenvolver aperfeiçoamentos, objetivando tornar ainda mais amplo o espectro de situações nas quais sua utilização pudesse ser recomendada. Nessa linha, houve a consolidação de pré-tratamentos, constituídos por unidades preliminares de filtração em leitos de maior granulometria – os pré-filtros dinâmicos e os pré-filtros em leitos de pedregulho. A combinação de uma ou mais dessas unidades com os filtros lentos recebeu justamente a denominação da tecnologia objeto da presente publicação – a FiME.

Em vista dessa trajetória, ao se publicar este texto necessariamente é também incorporado o objetivo de resgate da tecnologia e a pretensão de modificação de uma cultura técnica setorial. A divulgação da FiME, nesse sentido, procura apresentar para o meio da Engenharia Sanitária nacional uma tecnologia “re-emergente”, que já galgou o *status* de tecnologia consolidada em vários países em desenvolvimento e mesmo desenvolvidos. Uma tecnologia versátil, de custo de implantação compatível com a realidade nacional, passível de se adaptar a mudanças de qualidade da água e de operação e manutenção pouco especializados. Além disso, dado o excepcional desempenho na remoção bacteriológica característico do processo, corresponde a uma solução com muito maior potencial de benefício à saúde pública se comparado aos tratamentos físico-químicos convencionais, em especial nas situações com fragilidade na eficiência da desinfecção química. Verdadeiramente, uma tecnologia com a potencialidade de transformar qualitativamente a natureza de sistemas de abastecimento de água de significativo número de localidades brasileiras.

Obviamente, não obstante essas virtudes, não se deve relevar a necessidade de um adequado, criterioso e responsável enfoque de engenharia como pré-requisito para o pleno sucesso da tecnologia.

Os autores esperam, ao colocar esta contribuição à disposição dos técnicos em Engenharia Sanitária brasileiros, estar colaborando para remover uma discriminação injusta cometida contra uma tecnologia de tratamento de água, que tem a vocação de minorar as precárias condições sanitárias a que se encontra submetido importante contingente da nossa população.

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO

A água consumida pelo ser humano deve obedecer a critérios de qualidade definidos por normas nacionais ou internacionais. A obediência a esses critérios determina que a seleção da tecnologia de tratamento a ser adotada considere, além da qualidade da água a ser tratada, a própria característica da comunidade a ser beneficiada. Em muitos países em desenvolvimento, não há disponibilidade de recursos financeiros para construir estações de tratamento sofisticadas, exigindo dos pesquisadores que difundam as tecnologias apropriadas, visando convertê-las em projetos realistas, econômicos e confiáveis.

Do ponto de vista tecnológico, água de qualquer qualidade pode ser, em princípio, transformada em água potável, porém, os custos envolvidos e a confiabilidade na operação e manutenção podem inviabilizar o uso de um determinado corpo d'água como fonte de abastecimento. Existe uma relação intrínseca entre o meio ambiente e as tecnologias de tratamento, isto é, em função da qualidade da água de um determinado manancial e suas relações com o meio ambiente, há tecnologias específicas para que o tratamento seja eficientemente realizado. Na Figura 1.1 é mostrado um esquema, no qual se procura relacionar o meio ambiente e as tecnologias de tratamento. Observa-se nessa Figura que há alternativas tecnológicas compatíveis com a qualidade da água do manancial. Somente com a realização de análises e exames em laboratório, inspeções sanitárias na bacia do manancial e com a execução de ensaios em instalações de bancada ou em instalações piloto com escoamento contínuo, é que algumas tecnologias podem ser consideradas inicialmente e outras descartadas.

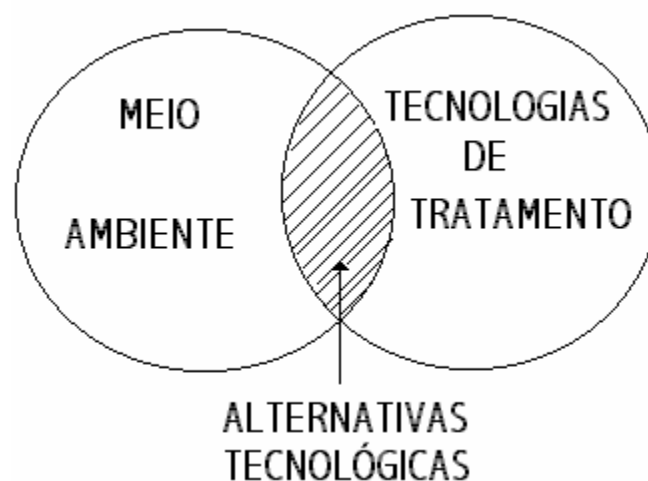


Figura 1.1 - Esquema Indicativo entre Meio Ambiente e Alternativas de Tratamento

No Brasil, a Resolução nº 20 do CONAMA-Conselho Nacional do Meio Ambiente (1986), estabelece a classificação das águas em todo território nacional de acordo com seus usos preponderantes, presentes e futuros. Segundo esta resolução, quatro das cinco classes de água doce incluem entre seus usos preponderantes, a destinação para abastecimento público, considerando o tipo de tratamento requerido, a saber:

Classe Especial: águas destinadas ao abastecimento doméstico sem prévia ou simples desinfecção;

Classe 1: águas destinadas ao abastecimento doméstico após tratamento simplificado;

Classes 2 e 3: águas destinadas ao abastecimento doméstico após tratamento convencional.

Para cada classe são estabelecidos limites dos parâmetros físicos, químicos biológicos e radiológicos, tornando obrigatória a determinação de parâmetros de qualidade, incluindo compostos orgânicos complexos, muitas vezes inexecutável em algumas regiões do Brasil. Há também a limitação de alguns parâmetros sem sentido aparente sob o ponto de vista da definição do processo de tratamento, tais como a turbidez máxima igual a 100 uT e a cor igual a 75 mg Pt/L para as águas das classes 2 e 3, e o NMP/100 mL de coliformes fecais inferior a, respectivamente, 1000 e 4000 em 80 % ou mais de pelo menos 5 amostras mensais colhidas em qualquer mês (ou do NMP/100 mL de coliformes totais inferior a 5000 e 20 000 em 80 % ou mais de pelo menos 5 amostras mensais colhidas em qualquer mês se não houver, na região, meios disponíveis para o exame de coliformes fecais) para as águas de classe 2 e de classe 3. Como não há definição precisa do parâmetro cor na Resolução nº 20 do CONAMA, supõe-se que seja cor verdadeira, pois águas com turbidez de 75 uT seguramente apresentarão cor aparente maior que 75 mg Pt/L. No total, são aproximadamente setenta parâmetros de qualidade exigidos, alguns medidos somente em laboratórios altamente especializados, razão pela qual tem sido difícil o cumprimento desta resolução.

Ainda no Brasil, a Associação Brasileira de Normas Técnicas-ABNT (1989), por meio da NB-592, considera os seguintes tipos de águas naturais e respectivos tratamentos:

Tipo A: águas subterrâneas ou superficiais, provenientes de bacias sanitariamente protegidas, com características básicas apresentadas na Tabela 1.1 e, os demais parâmetros de qualidade, de acordo com o Padrão de Potabilidade.

Tipo B: águas superficiais ou subterrâneas, provenientes de bacias não protegidas, com características básicas apresentadas na Tabela 1.1 e que possam atender ao Padrão de Potabilidade com tecnologias de tratamento que não exijam a coagulação química.

Tipo C: águas superficiais ou subterrâneas de bacias não protegidas, com características básicas apresentadas na Tabela 1.1 e que exigem tecnologias de tratamento com coagulação química para atender ao Padrão de Potabilidade.

Tipo D: águas superficiais de bacias não protegidas, sujeitas à poluição ou contaminação, cujas características básicas são apresentadas na Tabela 1.1 e que requerem tratamentos especiais para atender ao Padrão de Potabilidade.

Tabela 1.1 - Classificação das Águas Segundo a NB-592 da ABNT (1989)

CARACTERÍSTICA	TIPO			
	A	B	C	D
DBO ₅ (mg/L)				
- média	< 1,5	1,5 a 2,5	2,5 a 4,0	> 4,0
- máxima (qualquer amostra)	3,0	4,0	6,0	> 6,0
Coliformes Totais (NMP/100 mL)				
- média mensal	50 a 100	100 a 5000	5000 a 20000	> 20000
- máximo	> 100 (*)	> 5000 (**)	> 20000 (***)	-----
PH	5 a 9	5 a 9	5 a 9	3,8 a 10,3
Cloretos (mg/L)	< 50	50 a 250	250 a 600	> 600
Fluoretos (mg/L)	< 1,5	1,5 a 3,0	> 3,0	-----

NMP : número mais provável

(*) em menos de 5 % das amostras examinadas

(**) em menos de 20 % das amostras examinadas

(***) em menos de 5 % das amostras examinadas

Embora a NB-592 da ABNT limite o uso de tecnologias sem coagulação química à água tipo B, há dados referentes à operação de algumas instalações tipo FiME-Filtração em Múltiplas Etapas funcionando na Colômbia, tratando água com qualidade pior que aquela recomendada na Tabela 1.1.

Com a aprovação da lei n. 9433, publicada no Diário Oficial da República do Brasil, em janeiro de 1997, foi criado o Sistema Nacional de Gerenciamento dos Recursos Hídricos-SNGRH, fundamentado nos seguintes aspectos:

- a água é um bem de domínio público;
- a água é um recurso natural limitado e dotado de valor econômico;

- em situações de escassez, o uso prioritário dos recursos hídricos é o consumo humano e a dessedentação de animais;
- a gestão dos recursos hídricos deve sempre proporcionar o uso múltiplo das águas;
- a bacia hidrográfica é a unidade territorial para implementação da política nacional de recursos hídricos e a atuação de gerenciamento dos recursos hídricos;
- a gestão dos recursos hídricos deve ser descentralizada e contar com a participação do poder público, dos usuários e da comunidade.

A preocupação com o meio ambiente resultou em aprovação pelo Congresso Nacional da Lei de Crimes Ambientais publicada no Diário Oficial da União em abril de 1998, a qual estabelece medidas punitivas aos infratores, tais como:

- prestação de serviços à comunidade;
- interdição temporária de direitos;
- suspensão parcial ou total de atividades;
- prestação pecuniária;
- recolhimento domiciliar.

A Lei de Crimes Ambientais considera crime contra o meio ambiente as seguintes situações:

- artigo 33 : provocar, pela emissão de efluentes ou carreamento de materiais, o perecimento de espécies da fauna aquática existentes em rios, lagos, açudes, lagoas, baías ou águas jurisdicionais brasileiras – pena de detenção por um período de 1 a 3 anos;
- artigo 54 : causar poluição de qualquer natureza em níveis tais que resultem ou possam resultar em danos à saúde humana, ou que provoquem a mortandade de animais ou a destruição significativa da flora – neste artigo são descritos vários crimes, incluindo o lançamento de resíduos líquidos nos recursos hídricos, provenientes de estações de tratamento de água, em desacordo com a Lei n.9 433 de 1997, que também dispõe sobre a prevenção e controle do meio ambiente.

As principais alterações da qualidade da água de um recurso hídrico estão relacionadas ao crescimento ou adensamento das populações urbanas, à expansão industrial e aos usos diferentes do solo da bacia hidrográfica. Para os ecólogos em geral, a poluição decorre de qualquer alteração da natureza física, química, biológica

ou mesmo de regime hidrológico que produza desequilíbrios no ciclo biológico normal, alterando a composição da fauna e da flora do meio. Para os sanitaristas, a poluição de um recurso hídrico resulta, principalmente, do lançamento de águas oriundas de atividades industriais, agrícolas ou humanas. A contaminação é a denominação genérica das conseqüências da poluição, tais como os efeitos da introdução de substâncias ou de organismos nocivos no recurso hídrico, causando doenças no ser humano. A poluição do meio aquático pode causar alterações das características físicas (turbidez, cor, número e tamanho de partículas, temperatura, condutividade, viscosidade, tensão superficial, etc), químicas (DQO, DBO, pH, toxicidade, etc) ou biológicas (microrganismos em geral e espécies do fitoplâncton e do zooplâncton). As principais doenças associadas à contaminação biológica dos recursos hídricos são cólera, febre tifóide, febre paratifóide, salmoneloses, disenteria bacilar, amebíase, giardíase, criptosporidíose, esquistossomose, viroses, etc.

Do ponto de vista toxicológico, seria interessante pesquisar ou adaptar técnicas desenvolvidas sobre indicadores biológicos, utilizando-os na chegada da água bruta na ETA-estação de tratamento de água, de forma a possibilitar a detecção da toxicidade causada por substâncias químicas, pois em geral, as ETAs não se encontram preparadas para a remoção de substâncias ou elementos tóxicos, a menos que tivessem sido projetadas considerando-se tal aspecto. Nesse caso, uma pequena parcela da vazão afluyente poderia continuamente ser desviada para um recipiente, no qual estariam presentes os indicadores biológicos. Esse é um exemplo de medida visando aumentar a segurança do tratamento, reconhecendo a dificuldade em se prever a presença de substâncias ou elementos tóxicos, que podem ser decorrentes do tipo de solo da bacia hidrográfica, do uso de agrotóxicos na agricultura, de despejos industriais, de deposição de contaminantes atmosféricos ou da excreção de sub-produtos pelas algas e outros organismos.

O projeto de estações de água, para ser adequado às características da água bruta, deve se basear em dados obtidos a partir de estudos de laboratório, utilizando-se instalações constituídas de reatores estáticos ou, preferivelmente, instalações piloto de escoamento contínuo. Mesmo que dados sobre a qualidade da água bruta sejam conhecidos, o projetista pode incorrer em erros graves quando seleciona a tecnologia de tratamento ou quando adota parâmetros de projeto a partir da literatura ou da sua própria vivência. Tem sido observado em alguns países em desenvolvimento que não existe relação entre a qualidade da água bruta e a tecnologia de tratamento adotada, resultando no comprometimento da operação da ETA, tanto do ponto de vista do

consumo exagerado de produtos químicos, quanto da qualidade da água produzida, especialmente quando a coagulação química é empregada.

As tecnologias de tratamento de água podem ser enquadradas em dois grupos, sem coagulação química e com coagulação química. Dependendo da qualidade da água bruta, ambos os grupos podem ou não ser precedidos de pré-tratamento. Na Figura 1.2 são apresentadas, na forma de diagrama de blocos, as principais alternativas de tratamento sem coagulação química, com ou sem pré-tratamento.

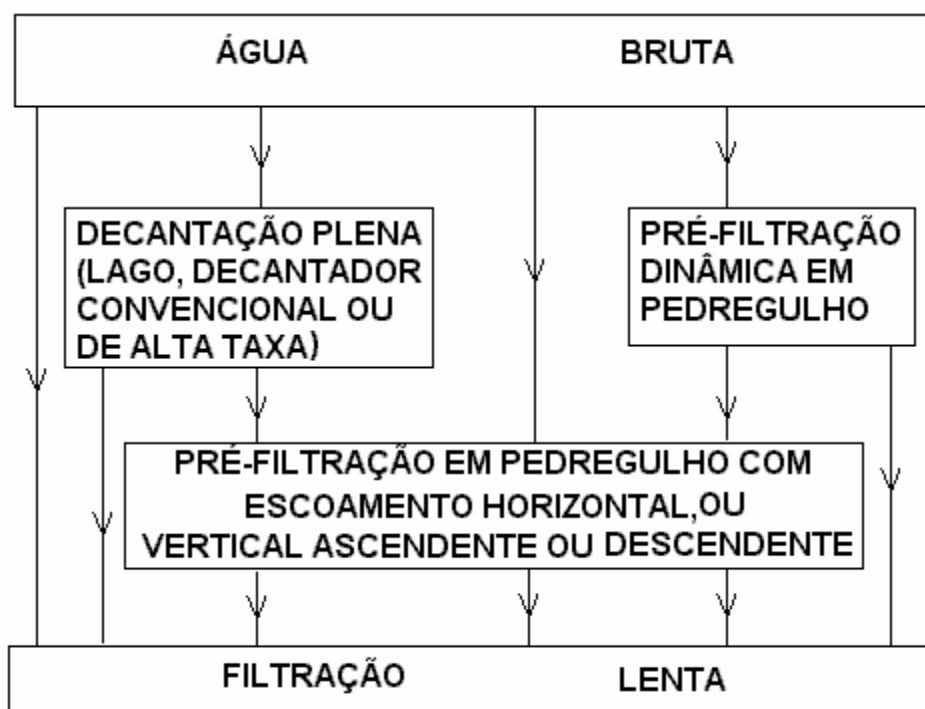


Figura 1.2 – Tecnologias de Tratamento Utilizando a Filtração Lenta e Pré-Tratamento

A decantação tem sido empregada principalmente quando se têm mananciais superficiais cujas nascentes são próximas a montanhas, como no caso dos países andinos. Nas épocas chuvosas, os picos de sólidos suspensos e de turbidez são elevadíssimos, tornando impraticável o funcionamento da estação de tratamento sem a existência de unidades de pré-tratamento. Na decantação plena, a água captada no rio é conduzida a um lago com tempo de detenção geralmente superior a 2 meses. No lago, ocorre remoção considerável, não apenas de sólidos suspensos, mas também de bactérias, protozoários, fungos, vírus e outros organismos, fato relacionado ao tempo médio de detenção. Por outro lado, segundo Di Bernardo (1995), com a clarificação da água e, com a maior penetração da luz solar, podem surgir florescimentos de algas, caso se a água contenha os nutrientes necessários, e dificultar a operação da estação de tratamento.

A Filtração em Múltiplas Etapas – FiME é uma tecnologia de tratamento que vem sendo utilizada em alguns países da América do Sul, tendo tido sua eficácia comprovada tanto em instalações piloto quanto em protótipos para o tratamento de água com qualidade variável. Basicamente, uma instalação FiME é composta por alguma combinação entre a pré-filtração dinâmica, a pré-filtração grosseira e a filtração lenta.

A pré-filtração dinâmica pode ser empregada de duas formas como pré-tratamento: a) para remover impurezas; b) para amortecer picos de turbidez ou de sólidos suspensos. A Segunda opção pode ser adotada, em função da qualidade da água bruta, de modo que ocorra colmatação rápida da subcamada superior de pedregulho, evitando-se dessa forma que água bruta com turbidez elevada atinja as unidades subseqüentes. Nesse caso, as subcamadas do pré-filtro apresentam pedregulho de menor tamanho, a velocidade de escoamento do excesso (que não é captada) é relativamente pequena e é maior a taxa de filtração quando comparada às de um pré-filtro dinâmico projetado para remover impurezas. A remoção de organismos é substancial, tendo sido reportadas eficiência da ordem de 80 a 90 % de remoção de coliformes totais e fecais nas unidades de pré-filtração dinâmica, o que assegura o funcionamento adequado e seguro da tecnologia de tratamento posterior sem coagulação química. Há situações em que a filtração lenta precedida da pré-filtração dinâmica pode ser uma alternativa apropriada.

Quando se tem a pré-filtração grosseira após a pré-filtração dinâmica, esta pode ser projetada tanto para remover impurezas quanto para amortecer picos de turbidez ou de sólidos suspensos, o que dependerá essencialmente da qualidade da água bruta. Há dados na literatura relatando substancial remoção de algas, coliformes, protozoários, metazoários e rotíferos nos pré-filtros em pedregulho de escoamento vertical ascendente, de modo que, precedidos por pré-filtros dinâmicos, esse tipo de pré-tratamento pode resultar muito seguro do ponto de vista sanitário e altamente recomendável para comunidades de pequeno e médio porte, adequando as características da água para posterior tratamento por meio da filtração lenta. Como grande parte das impurezas poderão ser retidas nos pré-filtros com escoamento vertical (ascendente ou descendente) ou horizontal, é conveniente que estas unidades possuam dispositivos que permitam a realização de descargas de fundo periódicas.

Quando são consideradas as características da comunidade, condição importantíssima em países em desenvolvimento, verificam-se limitações para a

utilização das tecnologias de tratamento que requerem a coagulação química em muitas regiões do país. Na seleção da tecnologia, deve-se assegurar a sustentabilidade do sistema, que desempenha papel importantíssimo para que seja continuamente produzida água com qualidade satisfatória e quantidade compatível com as necessidades da população durante o período de projeto para o qual será construído. A sustentabilidade do sistema é função de vários fatores, destacando-se a cultura e costumes da população, nível de mobilização social, capacidade de investimento, existência de mão de obra qualificada, disponibilidade de materiais de construção e de produtos químicos na região, porte do sistema, confiabilidade na operação e manutenção, padrão de potabilidade a ser atendido, quadro de saúde da população, etc. Na Figura 1.3 é apresentado um esquema no qual se visualiza a interação entre as tecnologias de tratamento, o meio ambiente e a comunidade. Nota-se, nessa figura, que existe uma região demarcada, na qual se encontram as alternativas sustentáveis do ponto de vista técnico e econômico. Se houver mais de uma alternativa, deve ser feito um estudo comparativo para a definição da alternativa a ser adotada, que considere não apenas fatores de ordem econômica, como também aqueles relacionados à maior ou menor sustentabilidade da solução por ocasião da implantação e durante a operação e manutenção do sistema. Assim, aspectos a serem considerados nessas fases, incluem a educação sanitária, a participação comunitária, a avaliação da eficiência e da eficácia da intervenção e a integração com demais políticas públicas como a de saúde pública, de planejamento urbano, ambiental e de recursos hídricos.

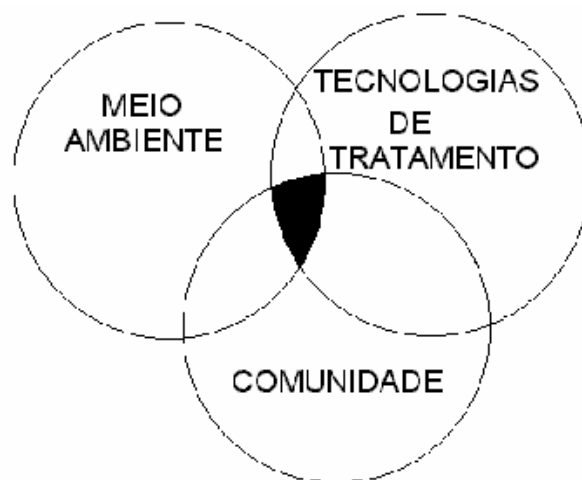


Figura 1.3 – Esquema Ilustrativo da Interação entre Meio Ambiente, Tecnologias de Tratamento e Comunidade

A conservação da bacia hidrográfica, com a conseqüente proteção dos mananciais, é sem dúvida o método mais eficaz para assegurar a qualidade da água destinada ao

consumo humano. Para impedir os riscos de poluição e contaminação, pelo ser humano ou por animais, devem ser evitados lançamentos de despejos líquidos que contenham organismos patogênicos e substâncias tóxicas e disciplinar o desenvolvimento de atividades agrícolas que exigem emprego de agrotóxicos e/ou de fertilizantes que possuem nutrientes. Estes últimos são carregados para os corpos d'água por escoamento superficial ou sub-superficial, favorecendo florescimentos algais e causando outros inconvenientes para a operação de sistemas de tratamento.

As algas podem comprometer seriamente o desempenho de qualquer tipo de tecnologia de tratamento e requerer a redução da vazão afluyente ou até mesmo a interrupção do tratamento. Com o monitoramento de nutrientes em um lago e seu controle, seja eliminando parcial ou totalmente o acesso de água pluvial superficial e de água subterrânea contaminadas ou lançamentos diretos de despejos líquidos domésticos ou industriais, seja aplicando sulfato de cobre, é evitada ou atenuada a ocorrência de florescimentos algais.

No Brasil, a partir de janeiro de 1992, entrou em vigor a Portaria nº 36/GM de 19/01/1990 do Ministério da Saúde, intitulada "Normas e Padrões de Potabilidade das Águas Destinadas ao Consumo Humano", cujas características e os limites permitidos são apresentados a seguir.

Características Físicas e Organolépticas

As características físicas e organolépticas e os valores máximos permissíveis são apresentados na Tabela 1.2.

Tabela 1.2 - Características Físicas e Organolépticas

CARACTERÍSTICA	VALOR MÁXIMO PERMISSÍVEL (VMP)
Cor Aparente (uC)	5 (*)
Turbidez (uT)	1 (**)
Odor	Não Objetável
Sabor	Não Objetável

(*) valor máximo permissível para a água entrando no sistema de distribuição; um valor de até 15 uC é permitido em pontos da rede de distribuição;

(**) valor máximo permissível para a água entrando no sistema de distribuição; um valor de até 5 uT é permitido em pontos da rede de distribuição se for comprovado que a desinfecção não será comprometida por esse valor maior.

Características Químicas

Nas Tabelas 1.3, 1.4 e 1.5 são apresentadas as características químicas e os valores máximos permissíveis, tendo sido considerados, respectivamente, três grupos: componentes inorgânicos que afetam a saúde do ser humano; componentes que afetam a qualidade organoléptica; componentes orgânicos que afetam a saúde do ser humano.

Na Portaria 36/GM é recomendado que:

- a) o valor do pH da água potável se situe no intervalo de 6,5 a 8,5;
- b) a concentração mínima de cloro residual livre em qualquer ponto da rede de distribuição seja de 0,2 mg/L;
- c) a água potável não apresente qualquer das substâncias relacionadas na Tabela 1.6, em teores que lhe confirmam odor característico;
- d) O número mínimo de amostras e a frequência mínima de amostragem para análise das características físicas, organolépticas e químicas da água distribuída à população, na saída da estação de tratamento e na rede de distribuição, em função da população abastecida, sejam aquelas da Tabela 1.7.

Tabela 1.3 - Componentes Químicos Inorgânicos que Afetam a Saúde do Ser Humano

CARACTERÍSTICA	VALOR MÁXIMO PERMISSÍVEL (VMP) OU FAIXA DE VALORES
Arsênio (mg/L)	0,05
Bário (mg/L)	1,0
Cádmio (mg/L)	0,005
Chumbo (mg/L)	0,05
Cianetos (mg/L)	0,1
Cromo Total (mg/L)	0,05
Fluoretos (mg/L F) t = 10,0 a 12,1 °C t = 12,2 a 14,6 °C t = 14,7 a 17,7 °C t = 17,8 a 21,4 °C t = 21,5 a 26,3 °C	0,9 a 1,7 (1,2) 0,8 a 1,5 (1,1) 0,8 a 1,3 (1,0) 0,7 a 1,2 (0,9) 0,7 a 1,0 (0,8) 0,6 a 0,8 (0,7)
Mercúrio (mg/L)	0,001
Nitratos (mg/L N)	10,0
Prata (mg/L)	0,05
Selênio (mg/L)	0,01

t : média anual das temperaturas máximas diárias do ar ; valor de F entre parênteses : desejável

Tabela 1.4 - Componentes Químicos que Afetam a Qualidade Organoléptica

CARACTERÍSTICA	VALOR MÁXIMO PERMISSÍVEL
Alumínio (mg/L Al)	0,2
Agentes Tenso-ativos (mg/L)	0,2
Cloretos (mg/L)	250
Cobre (mg/L)	1
Dureza Total (mg/L CaCO ₃)	500
Ferro Total (mg/L Fe)	0,3
Manganês (mg/L)	0,1
Sólidos Totais Dissolvidos (mg/L)	1 000
Sulfatos (mg/L SO ₄ ⁻)	400
Zinco (mg/L)	5,0

Tabela 1.5 - Componentes Químicos Orgânicos que Afetam a Saúde do Ser Humano

CARACTERÍSTICA	VALOR MÁXIMO PERMISSÍVEL (µg/L)
Aldrin e Dieldrin	0,03
Benzeno	10
Benzo-a-pireno	0,01
Clordano (total de isômeros)	0,03
DDT (total)	1,0
Endrin	0,2
Heptacloro + Heptacloro Epóxido	0,1
Hexaclorobenzeno	0,01
Lindano (gama HCH)	3,0
Metoxicloro	30
Pentaclorofenol	10
Tetracloroeto de Carbono	3,0
Tetracloroetano	10
Toxafeno	5,0
Tricloroetano	30
Trihalometanos	100 (*)
1,1 Dicloroetano	0,3
1,2 Dicloroetano	10
2,4 D	100
2,4,6 Triclorofenol	10 (**)

(*) sujeito a revisão em função de estudos toxicológicos em andamento; a remoção ou prevenção não deverá prejudicar a eficiência da desinfecção

(**) concentração limiar de odor igual a 0,1 µg/L

Tabela 1.6 - Limites de Substâncias que Conferem Odor à Água Potável

SUBSTÂNCIA	VALOR MÁXIMO PERMISSÍVEL
Clorobenzenos (mg/L)	0,1 a 0,3
Clorofenóis e Fenóis (µg/L)	0,1
Sulfeto de Hidrogênio (µg/L S) (não ionizável)	0,025 a 0,050

Tabela 1.7 - Frequência Mínima de Amostragem da Água Tratada

DISCRIMINAÇÃO	SAÍDA DA ETA (*)	REDE DE DISTRIBUIÇÃO POPULAÇÃO ABASTECIDA (hab)		
		<50 000	50 000 a 250 000	> 250 000
		1 amostra	1 amostra cada 50 000 hab	4 amostras+1 cada 50 000 hab
Características Físicas e Organolépticas	1 amostra diária	mensal	mensal	mensal
Componentes Inorgânicos que afetam a saúde (*8)	1 amostra semestral	semestral	semestral	semestral
Componentes Orgânicos que afetam a saúde (**8)	1 amostra semestral	semestral	semestral	semestral
Componentes que afetam a qualidade organoléptica (****)	1 amostra semestral	semestral	semestral	semestral

(*) ETA: estação de tratamento de água

(**) diária para cloro residual e íon fluoreto na saída da estação de tratamento; mensal para o íon fluoreto e cloro residual e obrigatoriedade da coleta semestral somente para cádmio, chumbo e cromo total na rede de distribuição;

(***) mensal para trihalometanos na saída da estação de tratamento; obrigatoriedade da coleta semestral na rede de distribuição somente para os trihalometanos;

(****) mensal para alumínio e ferro total na saída da estação de tratamento; obrigatoriedade semestral somente para alumínio e ferro total na rede de distribuição.

Características Bacteriológicas

As principais exigências com relação à qualidade bacteriológica são as seguintes:

- ausência de coliformes fecais em 100 mL de amostra;
- ausência de bactéria do grupo coliformes totais em 100 mL quando a amostra for coletada na entrada da rede de distribuição;
- nas amostras procedentes da rede de distribuição, 95 % não deverão conter coliformes totais em 100 mL; nos 5 % restantes, serão tolerados até 3 coliformes

totais em 100 mL, desde que isso não ocorra em duas amostras consecutivas, coletadas sucessivamente no mesmo ponto;

- o volume mínimo da amostra é de 100 mL; no caso da técnica dos tubos múltiplos, quando não houver possibilidade de examinar 100 mL, permite-se o exame de 5 porções de 10 mL;

- quando forem obtidos resultados desfavoráveis, pelo teste A/P (presença/ausência), duas novas amostras deverão ser coletadas nos mesmos pontos, em dias imediatamente consecutivos, para serem examinadas;

- para avaliar as condições sanitárias dos sistemas de abastecimento público de água, é recomendado que, em 20 % das amostras examinadas por mês, semestre ou ano, seja efetuada a contagem de bactérias heterotróficas, que não poderão exceder a 500 UFC (unidade formadora de colônia) por mL;

- a amostragem deverá obedecer ao disposto na Tabela 1.8.

Tabela 1.8 - Número Mínimo de Amostras e Frequência Mínima de Amostragem para Verificação das Características Bacteriológicas da Água Tratada

POPULAÇÃO TOTAL ABASTECIDA (hab)	NÚMERO MÍNIMO DE AMOSTRAS (*)	
	FREQUÊNCIA	AMOSTRAS MENSAIS
Até 5 000	semanal	5
5 001 a 20 000	semanal	1 para cada 1 000 hab
20 001 a 100 000	2 vezes/semana	1 para cada 1 000 hab
> 100 000	diária	90 + 1 para cada 1 000 hab

(*) as amostras devem ser representativas da rede de distribuição, independentemente de quantas unidades de produção a alimentam, distribuídas uniformemente ao longo do mês.

Características Radiológicas

As principais exigências com relação às características radioativas são:

- o valor de referência para a radioatividade alfa total (incluindo o rádio 226) é de 0,1 Bq/L (um décimo de bequerel por litro);

- o valor de referência para a radioatividade beta total é de 1 Bq/L;

- se os valores encontrados na água forem superiores àqueles de referência, deverá ser feita a identificação dos radionuclídeos presentes e a medida das concentrações respectivas e verificados os valores estabelecidos pela Norma Experimental da Comissão Nacional de energia Nuclear - Diretrizes Básicas de Radioproteção (CNEN - NE 3.01);

- a frequência mínima de amostragem, para a verificação das características da qualidade radiológica da água nos sistemas de abastecimento público,

dependerá da existência de causas de radiação artificial ou natural, decorrentes ou não de atividades humanas.

Bibliografia

Associação Brasileira de Normas Técnicas-ABNT NB-592 "Projeto de Estação de Tratamento de Água" 1989, Rio de Janeiro, Brasil.

Branco, S. M. , Rocha, A.A. Proteção e Uso Múltiplos de Represas Ed. Blucher – CETESB, 1977, São Paulo, Brasil

Di Bernardo, L. Water Supply Problems and Treatment Technologies in Developing Countries in South America JWater SRT Aqua Vol. 40, n. 3, Jun. 1990, England.

Di Bernardo, L. Métodos e Técnicas de Tratamento de Água - Volumes I e II Luiz Di Bernardo & Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental 1993, Rio de Janeiro, Brasil.

Di Bernardo, L. Algas e suas Influências na Qualidade das Águas e nas Tecnologias de Tratamento Luiz Di Bernardo & Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental 1995, Rio de Janeiro, Brasil.

Duque Muñoz, R. Concepto de Sostenibilidad Anais do Curso-Taller de Gestion para la Sostenibilidad en Programas de Abastecimiento de Água y Saneamiento 7 al 18 de octubre de 1996, Cali, Colômbia.

Galvis, G., Visscher, J. T., Fernandes J. & Berón, F. Pre-treatment Alternatives for Drinking Water Supply Systems - Selection, Design, Operation and Maintenance IRC International Water and Sanitation Centre, 1993, The Hague, The Netherlands.

Galvis C., G. Latorre, J. & Visscher, J. T. Filtración en Múltiples Etapas – Tecnologia Alternativa para el Tratamiento de Agua , Série Documentos Técnicos IRC International Water and Sanitation Centre e CINARA

Ministério de Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente Classificação das Águas Doces, Salobras e Salinas no Território nacional - Resolução nº 20 do Conselho Nacional do Meio Ambiente 1986, Brasília, Brasil.

Ministério da Saúde Normas e Padrão de Potabilidade das Águas Destinadas ao Consumo Humano Portaria 36/GM 1990, Brasília, Brasil.

República Federativa do Brasil Lei n. 9 433 de Janeiro de 1997 – Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos Diário Oficial da República Janeiro de 1997, Brasília – DF, Brasil.

República Federativa do Brasil Lei n. 9 605 – Dispõe sobre as sanções penais e administrativas derivadas de condutas e atividades lesivas ao meio ambiente Diário Oficial da República Abril de 1998, Brasília – DF, Brasil.

Pardon, M. Research, Developmente and Implementation of Roughing Filtration Technology in Peru Roughing Filters Workshop for Water Treatment, 1992, Zurich, Switzerland.

Wegelin, M. Surface Water Treatment by Roughing Filters - A Design, Construction and Operation Manual Duebendorf, Swiss, SANDEC-EAWAG , 1996

World Health Organization Guidelines for Drinking Water Quality V.1 - Recommendations 2nd Ed., 1993, Geneve, Switzerland

Capítulo 2 - CONCEITUAÇÃO DA FILTRAÇÃO EM MÚLTIPLAS ETAPAS

Considerações Iniciais

A filtração é um processo imprescindível para a produção contínua e segura de água potável, e pode ser rápida ou lenta, dependendo da taxa de filtração. Usualmente, os filtros rápidos funcionam com taxas de filtração entre 150 e 600 m/d enquanto os filtros lentos operam com taxas geralmente inferiores a 6 m/d, embora na literatura existam indicações de taxas superiores. Para o uso eficiente da filtração rápida, é necessário o pré-tratamento da água bruta com coagulação química, podendo ou não haver a floculação e decantação ou flotação, dependendo da qualidade da água a ser tratada. Como na filtração lenta não é utilizada a coagulação química, a água a ser filtrada deve possuir características apropriadas, pois caso contrário o processo torna-se ineficaz. Por isso, na atualidade, a filtração lenta tem sido precedida por unidades de pré-tratamento, geralmente constituídas por pré-filtros de pedregulho.

Além de trabalhos de pesquisa sobre a filtração lenta realizados na década de setenta e sobre a pré-filtração em pedregulho e filtração lenta, realizados partir de 1983 no Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, tais processos vêm sendo estudados por diversos organismos internacionais, destacando-se o CINARA-Instituto de Investigación y Desarrollo en Agua Potable, Saneamiento Básico y Conservación del Recurso Hídrico da UNIVALLE-Universidad del Valle (Cali-Colômbia), o Department of Civil Engineering - Imperial College of Science, Technology and Medicine (Londres-Reino Unido), o Department of Civil Engineering-University of Surrey (Guildford, Surrey-Reino Unido), o IRC-International Water and Sanitation Centre (Haia-Holanda), o IHE-International Institute for Infrastructural, Hydraulic and Environmental Engineering (Delft-Holanda), o EAWAG-Swiss Federal Institute for Environmental Science and Technology (Dübendorf-Suíça), o Department of Civil Engineering-College of Engineering and Physical Sciences, University of New Hampshire (Durham-Estados Unidos).

No Brasil, a FINEP-Financiadora de Estudos e Projetos, por meio do programa PROSAB-Programa de Pesquisa em Saneamento Básico, financiou no período 1997-1999 pesquisa sobre sistemas de tratamento de água não convencionais. Especificamente, foram estudadas a eficiência, limitações e aplicabilidade da FiME com a coordenação do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC-USP e a

participação da Universidade de Brasília. Algumas instituições brasileiras vêm também pesquisando o tema, como a Universidade Federal de Minas Gerais e a UNICAMP.

Necessidade de Pré-Tratamento

A água bruta proveniente de corpos d'água superficiais geralmente contém material flutuante (pequenos galhos e folhas de árvores, grama), areia fina, silte, argila, e, algumas vezes, matéria orgânica natural e algas, conforme ilustrado na Figura 2.1. Organismos, tais como protozoários, bactérias e vírus também podem estar presentes e representar riscos à saúde pública, razão pela qual sua inativação deve ser prioridade em qualquer sistema de tratamento. Quando não se emprega a coagulação química, a filtração lenta e a cloração são os principais processos de tratamento capazes de assegurar a produção de água com qualidade que pode ser usada pelo ser humano.

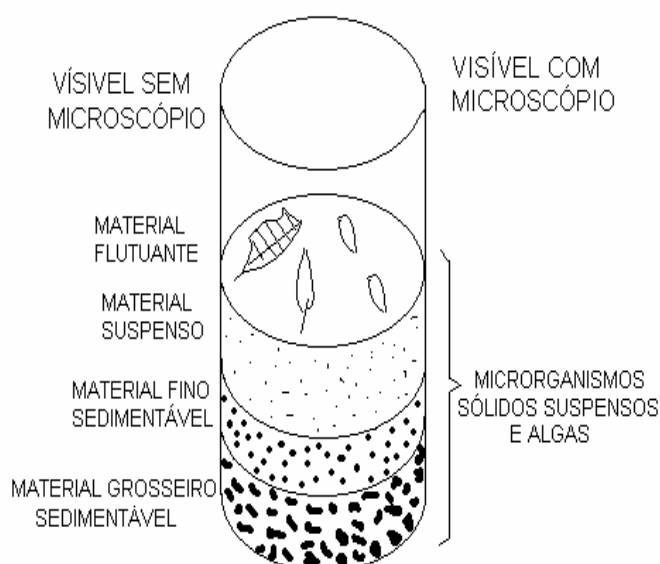


Figura 2.1 – Impurezas geralmente presentes em águas superficiais

A eficiência da filtração lenta é substancialmente afetada pela turbidez da água a ser tratada, pois tal parâmetro de qualidade reflete a quantidade de partículas pequenas presentes na água, às quais muitos microrganismos encontram-se aderidos. Para que a filtração lenta produza água filtrada com turbidez relativamente baixa e que não diminua a eficiência da desinfecção final, e que apresente carreiras de duração razoável (geralmente superior a 1 mês), muitos pesquisadores limitam em 10 uT a turbidez da água afluente aos filtros lentos.

É interessante observar que, na atualidade, a filtração lenta constitui a etapa final de tratamento em muitos países europeus. Em muitos casos, as instalações de filtração

lenta foram construídas no final do século passado ou no início do século vinte e, devido ao aumento do conteúdo de matéria orgânica natural, agrotóxicos, algas e seus sub-produtos na água bruta, os quais praticamente não são removidos na filtração lenta, bem como à adoção de padrões de potabilidade mais rigorosos, a água, antes de ser encaminhada aos filtros lentos, é submetida a diferentes tecnologias de pré-tratamento. Destacam-se a pré-oxidação com uso de ozônio (com ou sem peróxido de hidrogênio), coagulação, floculação seguida de flotação ou decantação, filtração rápida e finalmente, adsorção em colunas de carvão ativado granular. Em instalações na Inglaterra e Holanda, o meio filtrante de alguns filtros lentos, antigamente constituído unicamente de areia fina, foi alterado, mediante a introdução de uma subcamada intermediária de carvão ativado granular, com o fim de aumentar a eficiência de remoção de matéria orgânica.

Nos países tropicais há duas épocas do ano bem definidas, de estiagem e de chuva. Durante a estiagem, a qual pode representar a maior parcela do ano, a água proveniente de mananciais localizados em bacias hidrográficas sanitariamente protegidas, com freqüência possui qualidade compatível com a requerida para que a filtração lenta funcione satisfatoriamente com produção água filtrada eficientemente desinfetada por meio da cloração. No entanto, em épocas de chuva, a água geralmente apresenta-se com concentração de alguns tipos de microrganismos, valores de turbidez e teor de sólidos suspensos relativamente altos, para que a filtração lenta funcione adequadamente, tornando-se imperiosa a utilização de alguma forma de pré-tratamento. Também, no caso de lagos, que podem apresentar florescimentos de algas, há necessidade de pré-tratamento, pois os filtros lentos, poderiam apresentar carreiras de filtração muito curtas se recebessem água bruta com elevada concentração de algas.

Filtração em Múltiplas Etapas – FiME

Como ilustrado na Figura 2.2, na filtração em múltiplas etapas, a água passa por diferentes etapas de tratamento, em cada qual ocorrendo uma progressiva remoção de substâncias sólidas. O princípio básico é o de cada etapa condicionar seu efluente de forma adequada para ser submetido ao tratamento posterior, sem sobrecarregá-lo, ou seja, impedindo uma colmatação muito freqüente de seu meio granular e assegurando um efluente com características compatíveis com o processo de tratamento adotado. As etapas de tratamento da FiME são constituídas, em seqüência, pela pré-filtração dinâmica, pré-filtração grosseira e filtração lenta.

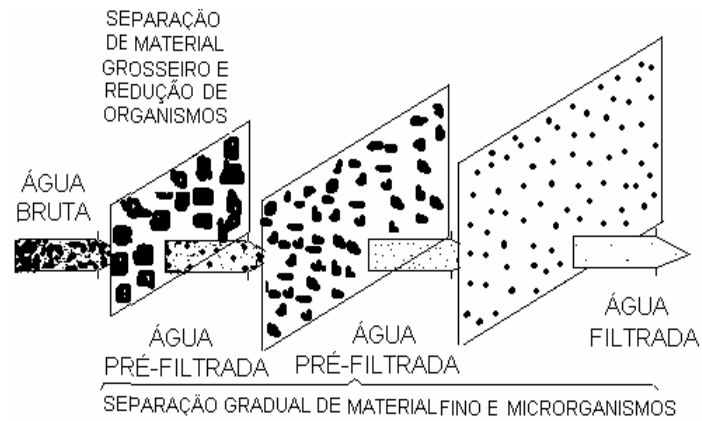


Figura 2.2 - Representação da Filtração em Múltiplas Etapas - FIME

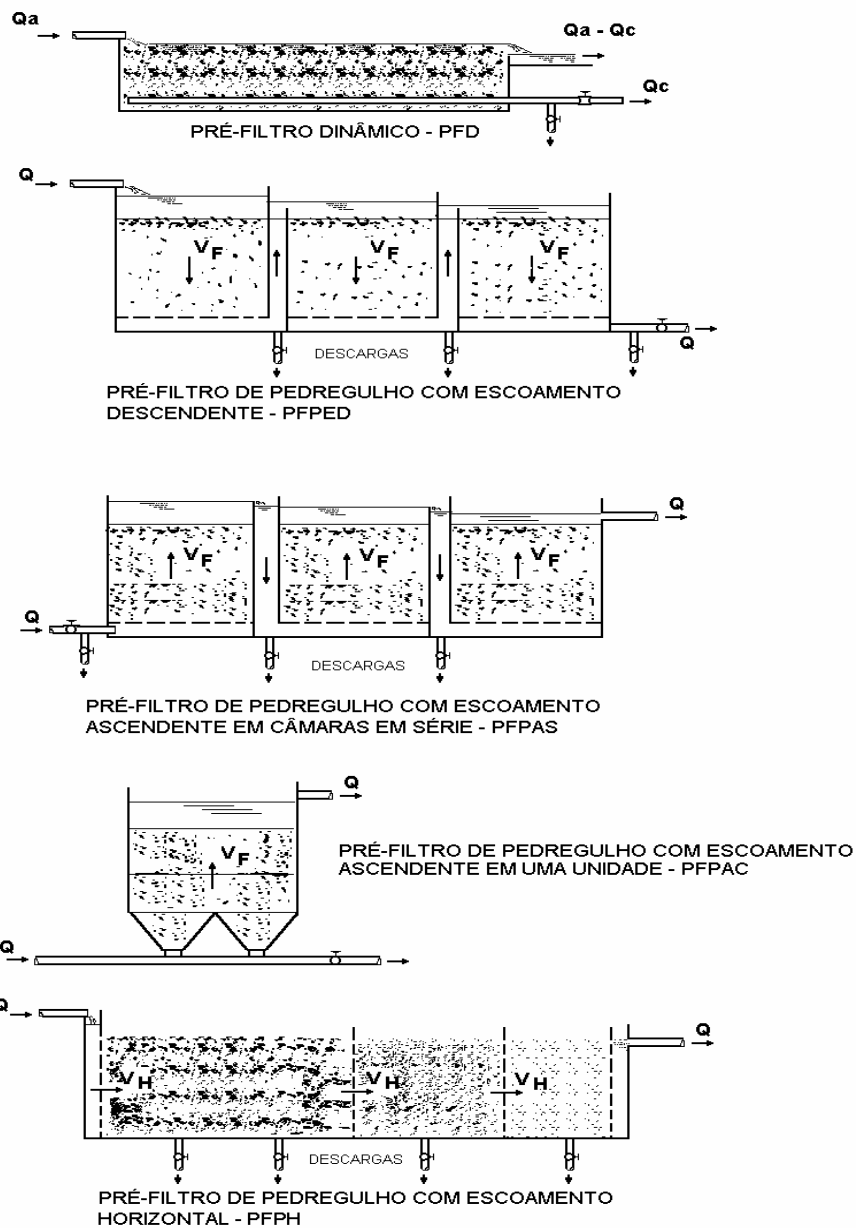


Figura 2.3 - Esquemas das Diferentes Unidades de Pré-Tratamento

Na primeira etapa do tratamento, há principalmente a remoção de sólidos grosseiros, porém, organismos e material fino também são parcialmente removidos. A pré-filtração dinâmica é geralmente usada para essa finalidade, tendo-se um meio granular apropriado, sob o qual situa-se um sistema de drenagem, geralmente constituído por tubos perfurados. Nessa unidade, uma parcela da vazão afluyente escoar superficialmente e outra infiltra, sendo coletada e encaminhada para unidades subseqüentes. Por este motivo, quando a água bruta é bombeada em distâncias relativamente longas, há que se computar o custo desta perda de água. Uma solução para reduzir esse gasto adicional constitui-se na previsão de uma caixa de recepção desta parcela de água, a qual deve ser recirculada.

O meio granular do pré-filtro dinâmico é constituído de pedregulho, com tamanho menor no topo e maior no fundo. Com o decorrer do tempo de funcionamento, há a progressiva retenção de impurezas, a diminuição da vazão de água efluente, e aumento da perda de carga no meio granular, exigindo ajustes na válvula existente na tubulação de efluente para que a vazão de água efluente permaneça aproximadamente constante. A partir do momento em que a válvula na tubulação de efluente estiver completamente aberta, a vazão de água pré-filtrada irá diminuir, indicando que a unidade deve ser retirada de operação para sua limpeza. Com a válvula de efluente fechada, a vazão total afluyente, Q_a , irá escoar pela superfície da camada de pedregulho e o operador, com auxílio de ancinho ou rastelo, revolve o material retido, o qual se desprende e é carregado pelo escoamento superficial, uma vez que a velocidade de escoamento resulta maior. Na Figura 2.4 é mostrado um esquema detalhado de um pré-filtro dinâmico.

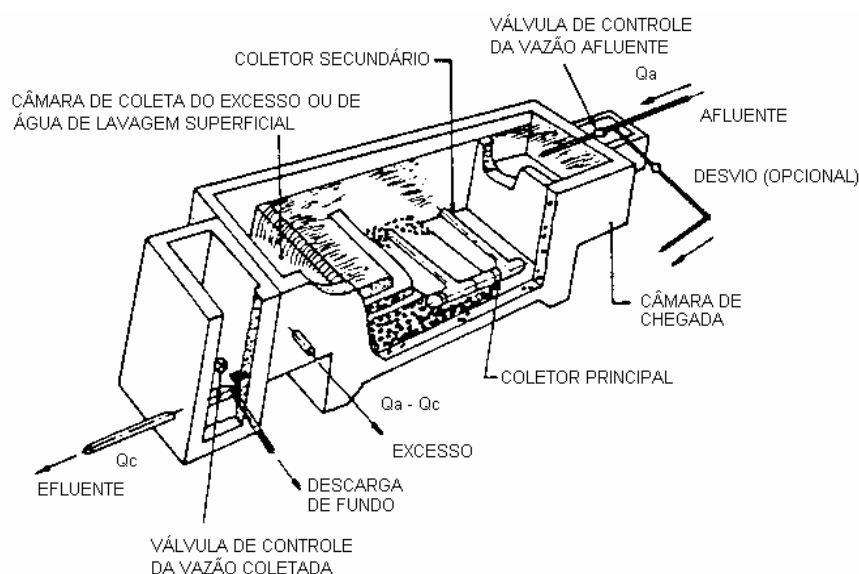


Figura 2.4 - Esquema de uma Unidade de Pré-filtração Dinâmica em Pedregulho

Segundo levantamento de custos realizados na Colômbia, verificou-se que, em instalações contendo pré-filtro dinâmico, pré-filtro de escoamento vertical ou horizontal e filtro lento, o custo do primeiro representa aproximadamente 10 % do custo global de implantação, razão pela qual naquele país as estações de tratamento com filtração lenta são sempre precedidas da pré-filtração dinâmica.

O efluente da pré-filtração dinâmica apresenta menor quantidade de impurezas de maior tamanho e passa, na segunda etapa, por outra unidade de pré-filtração contendo sub-camadas de pedregulho de tamanho decrescente, na qual o escoamento pode ser vertical ascendente ou descendente, ou horizontal. O efluente dessas unidades apresenta-se, em geral, com qualidade adequada para ser submetida à filtração lenta.

Da comparação realizada entre a pré-filtração em pedregulho horizontal e a vertical para diferentes taxas de filtração, a segunda tem resultado superior, não somente em termos de eficiência de remoção de impurezas, como também na facilidade de operação e manutenção, especialmente com relação às limpezas periódicas que são realizadas.

A respeito da pré-filtração em pedregulho vertical ascendente ou descendente, a primeira, realizada em unidades em série, tem resultado mais eficiente que a ascendente realizada em uma única unidade. Atualmente, pode-se considerar que, uma estação de tratamento constituída de pré-filtração dinâmica, pré-filtração ascendente e filtração lenta, é capaz de fornecer água com qualidade satisfatória a custos relativamente baixos.

Na Figura 2.5 tem-se o esquema de uma unidade de pré-filtração ascendente, contendo três sub-camadas de pedregulho de diferentes tamanhos. No início da carreira a perda de carga no meio granular será baixa e aumentará com o tempo de funcionamento e, quando atingir um valor previamente fixado (em geral da ordem de 40 a 60 cm) a unidade deve ser retirada de operação para limpeza, a qual geralmente é feita algumas vezes por meio de enchimento dos filtros com água bruta e posterior execução de descarga de fundo. O sistema de drenagem deve ser compatível com a vazão de descarga desejada para que resulte limpeza eficiente durante a sua operação.

O pré-filtro ascendente também pode ser operado com descargas de fundo intermediárias, pois tem sido comprovado que as mesmas propiciam aumento na duração da carreira. Em função das características do afluente, pode-se programar a execução de uma descarga de fundo intermediária a cada acréscimo de 10 cm na perda de carga no meio granular.

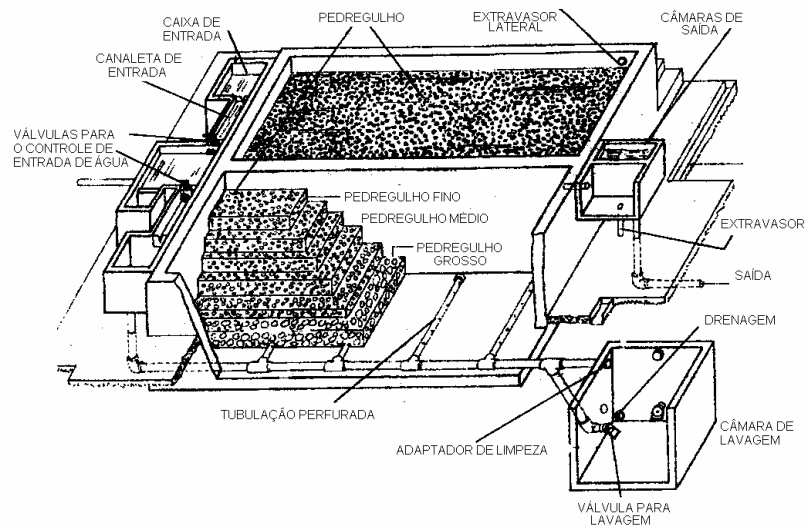


Figura 2.5 - Esquema de um Pré-Filtro de Pedregulho com Escoamento Ascendente

A filtração lenta, última etapa da FiME, evoluiu consideravelmente nos últimos dez anos, especialmente com relação ao meio filtrante e à forma de funcionamento. O uso de mantas sintéticas em conjunto com areia fina possibilita a adoção de taxas de filtração mais elevadas que as convencionalmente utilizadas. A comprovação de que filtros lentos com nível de água variável em seu interior apresenta resultados semelhantes aos de nível constante, facilitou sobremaneira sua operação, descartando-se o emprego de equipamentos para controle de nível. O emprego de carvão ativado granular em conjunto com areia fina favorece a remoção de matéria orgânica dissolvida, o que geralmente não acontecia na filtração lenta com meio filtrante exclusivamente de areia.

Na Figura 2.6 é mostrado um esquema de um filtro lento com taxa de filtração constante e nível de água variável no seu interior. No início de funcionamento, quando o meio filtrante encontra-se limpo, a eficiência de remoção de impurezas é relativamente baixa, havendo a necessidade de um período de filtração para a formação de uma camada biológica no topo da areia, conhecida por “schmutzdecke”, para que seja produzida água com qualidade aceitável, caracterizando o período de amadurecimento do filtro lento.

O nível de água no interior do filtro varia desde um valor mínimo, no início da filtração, até um valor máximo pré-fixado, quando o filtro deve ser retirado para que seja efetuada sua limpeza, por meio de raspagem de aproximadamente 1 a 3 cm do topo da areia. Após a retirada do material superficial, o filtro é recolocado em operação, até que a espessura da camada de areia atinja 60 cm, quando então a areia limpa armazenada deve ser repostada para recompor o meio filtrante original.

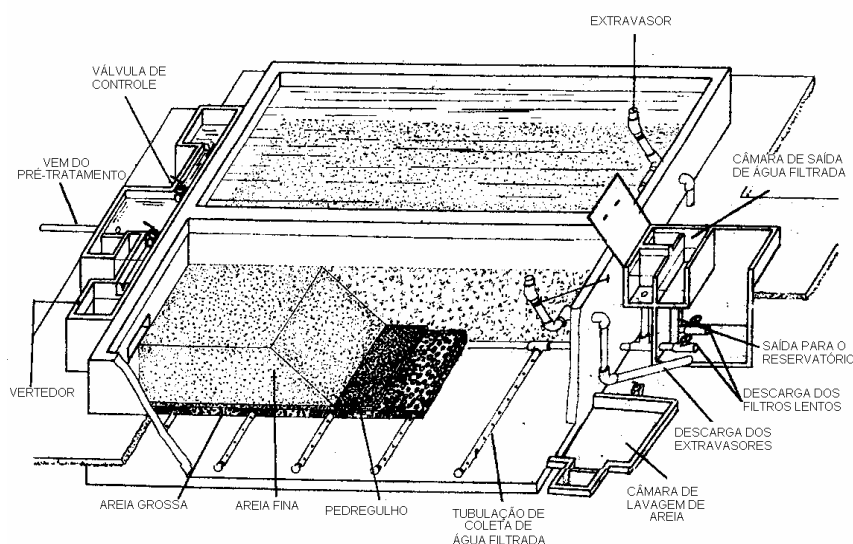


Figura 2.6 - Esquema de um Filtro Lento de Areia

Pelas características da areia utilizada na filtração lenta, geralmente muito fina quando comparada à empregada na filtração rápida, há retenção considerável de impurezas no topo da camada filtrante. No início da filtração, há predominância da ação física de coar, sendo as partículas removidas da água maiores que os vazios intergranulares, contribuindo para a formação de uma camada biológica no topo do meio filtrante – a superfície de coesão ou “schutzdecke”. A eficiência da filtração lenta depende dessa camada biológica, a qual normalmente demora desde alguns dias até semanas para se formar, dependendo das características afluente e do meio filtrante, e dos parâmetros de operação. Somente após esse período de tempo decorrido do início de funcionamento até a formação do “schmutzdecke”, conhecido como período de amadurecimento, é que há produção de efluente com qualidade satisfatória.

A atividade biológica é considerada a ação mais importante que ocorre na filtração lenta, sendo mais pronunciada no topo do meio filtrante, porém, se estendendo até cerca de 40 cm de profundidade. Essa camada biológica é constituída, fundamentalmente, por partículas inertes, matéria orgânica, e uma grande variedade

de organismos, tais como bactérias, algas, protozoários, metazoários, etc, além de precipitados de ferro e manganês quando esses metais se encontram em estado solúvel na água afluente.

Para que se tenha uma idéia da importância do pré-tratamento da água a ser submetida à filtração lenta, nas Figuras 2.7 e 2.8 são mostradas, respectivamente, a variação do teor de sólidos suspensos totais-SST e de turbidez, após o período de amadurecimento em um ensaio realizado em uma instalação piloto composta de: dois pré-filtros dinâmicos em série, três linhas distintas funcionando em paralelo cada uma tendo diferentes unidades de pré-filtros de pedregulho com escoamento ascendente, e seguido de quatro filtros lentos com meios filtrantes distintos.

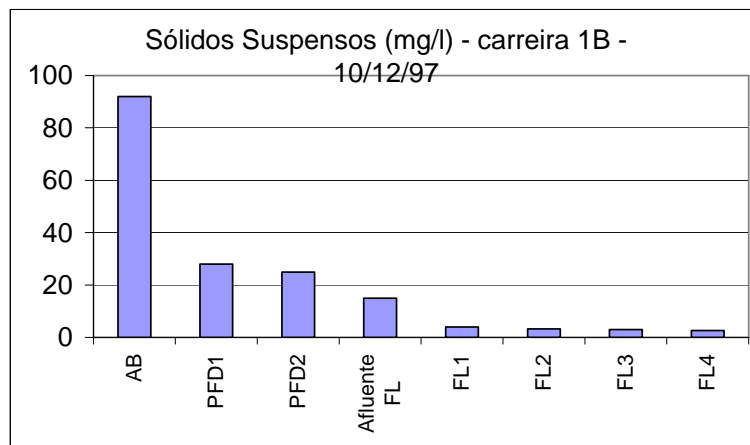


Figura 2.7 – Teor de Sólidos Suspensos Totais da Água Bruta e dos Efluentes de um Sistema FiME (taxa de aplicação no pré-filtro dinâmico 1 = 36 m/d; taxa de aplicação no pré-filtro dinâmico 2 = 24 m/d; taxa de aplicação nos pré-filtros de pedregulho com escoamento vertical = 8 m/d; taxa de filtração nos filtros lentos = 3 m/d)

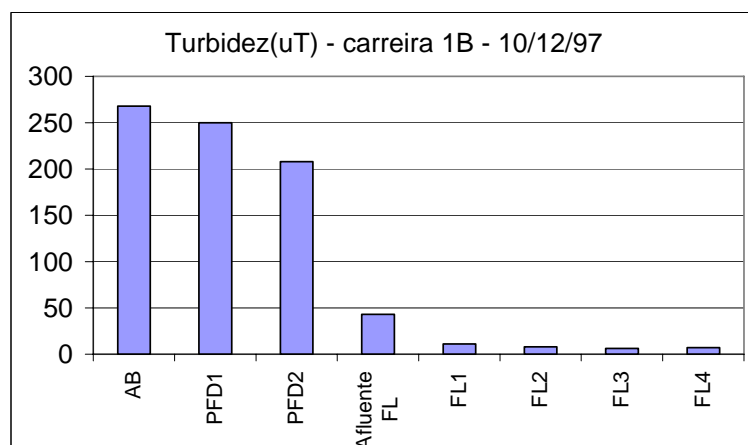


Figura 2.8 –Turbidez da Água Bruta e dos Efluentes de um Sistema FiME (taxa de aplicação no pré-filtro dinâmico 1 = 36 m/d; taxa de aplicação no pré-filtro dinâmico 2 = 24 m/d; taxa de aplicação nos pré-filtros de pedregulho com escoamento vertical = 8 m/d; taxa de filtração nos filtros lentos = 3 m/d)

No pré-tratamento, o teor de SST diminuiu de aproximadamente 90 mg/L para cerca de 15 mg/L, evidenciando a importância da pré-filtração, enquanto no efluente da filtração lenta, resultou entre 2 e 4 mg/L. A turbidez diminuiu de aproximadamente 270 para 40 uT no pré-tratamento e para valores entre 2 e 8 uT na filtração lenta. Nesse dia, o pré-tratamento reduziu o NMP de coliformes totais por 100 mL de 24.192 para 1 586 e o NMP de coliformes fecais por 100 mL de 8.164 para 524. Os efluentes dos filtros lentos apresentaram nesse dia, NMP de coliformes totais e fecais iguais a, respectivamente, 50 e 3, possibilitando que a desinfecção final pudesse ser realizada de forma eficiente.

Brandão *et al* (1998), utilizando água proveniente de lago eutrofizado como afluente a uma instalação piloto de FiME, constituída de 1 pré-filtro dinâmico e duas linhas independentes de 1 pré-filtro ascendente seguido de 1 filtro lento de areia, estudaram a eficiência de tais unidades quanto à remoção de algas. A diferença básica entre as duas linhas era a constituição da camada de pedregulho nos dois pré-filtros ascendentes.

Nas Figuras 2.9 e 2.10 são apresentados, respectivamente, dados de turbidez e de clorofila a durante uma carreira de filtração para as condições especificadas. Este último parâmetro foi utilizado como indicador da quantificação do fitoplâncton (biomassa algal), uma vez que foi obtida correlação superior a 90 % entre biomassa algal, expressa em mg/L, e clorofila a , expressa em $\mu\text{g/L}$. Houve redução considerável de turbidez e do teor de clorofila a , de forma que a FiME pode ser considerada uma tecnologia com grande potencial de aplicação também no tratamento de águas com concentrações elevadas de algas.

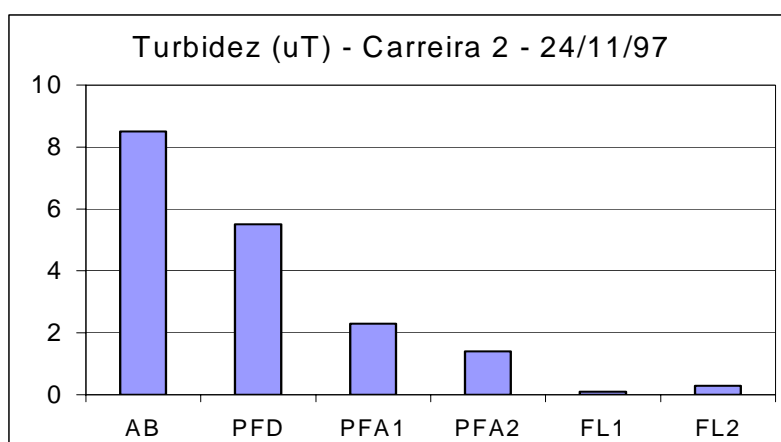


Figura 2.9: Turbidez nas diversas etapas da FiME (taxa de aplicação no pré-filtro dinâmico = 36 m/d; taxa de aplicação nos pré-filtros ascendentes = 18 m/d; taxa de filtração nos filtros lentos = 3 m/d)

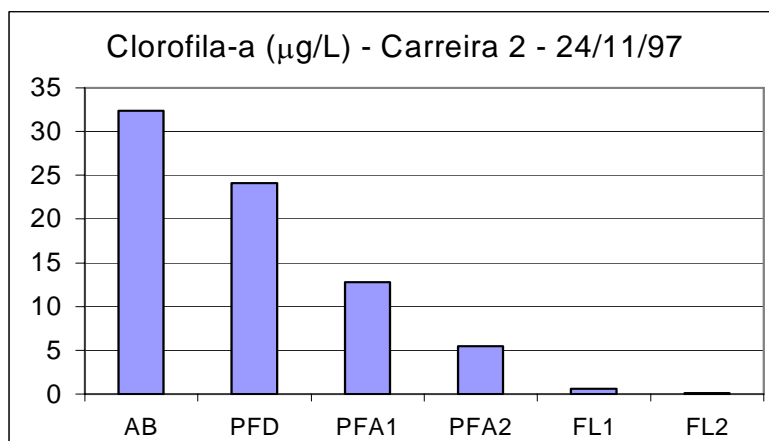


Figura 2.10 - Teor de clorofila-a nas diversas etapas da FiME (taxa de aplicação no pré-filtro dinâmico = 36 m/d; taxa de aplicação nos pré-filtros ascendentes = 18 m/d; taxa de filtração nos filtros lentos = 3 m/d)

Bibliografia

Ahsan, T. Process Analysis and Optimization of Direct Horizontal-Flow Roughing Filters PhD Thesis A. A. Balkema / Rotterdam 1995, The Netherlands.

Brandão, C. C. S, Wiecheteck, G. K., Mello, O M., Di Bernardo, L., Galvis, G., Veras, L. R. V. O Uso da Filtração em Múltiplas Etapas no Tratamento de Águas com Elevado Teor de Algas XXVI Congresso Interamericano de Ingenieria Sanitaria y Ambiental 1998, Lima, Peru.

Cinara-Instituto de Investigación y Desarrollo en Agua Potable, Saneamiento Básico y Conservación del Recurso Hidrico Manual de Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento por Filtración en Múltiplas Etapas CINARA 1996, Santiago de Cali, Colômbia.

Di Bernardo, L. Water Supply Problems and Treatment Technologies in Developing Countries in South America JWater SRT Aqua Vol. 40, n. 3, Jun. 1990, England.

Di Bernardo, L. Filtração Lenta In: Métodos e Técnicas de Tratamento de Água Cap. 14, p: 281-399 1a Ed. Rio de Janeiro: Ed. Luiz Di Bernardo e Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental 1993, Rio de Janeiro, Brasil

Di Bernardo, L. Algas e suas Influências na Qualidade das Águas e nas Tecnologias de Tratamento Ed. Luiz Di Bernardo e Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1995, Rio de Janeiro, Brasil.

Galvis, G., Visscher, J. T., Fernandes, J., Berón, F. Pre-Treatment Alternatives for Drinking Water Supply - Selection, Design, Operation and Maintenance IRC International Water and Sanitation Centre 1993, The Hague, The Netherlands.

Galvis C., G. Latorre, J., Visscher, J. T. Filtración en Múltiples Etapas – Tecnología Alternativa para el Tratamiento de Agua , Série Documentos Técnicos, 1998 IRC International Water and Sanitation Centre e CINARA

Vargas F, V Modelo de Decision para la Selección de un Sistema de Tratamiento de Agua con Tecnología por Filtración en Múltiples Etapas Santiago de Cali, Colômbia, UNIVALLE, 1996

Wegelin, M. Surface Water Treatment by Roughing Filters - A Design, Construction and Operation Manual Duebendorf, Swiss, SANDEC-EAWAG , 1996.

Capítulo 3 – APLICABILIDADE, LIMITAÇÕES, EFICIÊNCIA E CUSTOS

A Filtração Lenta

A filtração lenta tem sido usada no tratamento de água para abastecimento público desde o começo do século XIX e tem se mostrado um sistema eficaz de tratamento, desde que projetado de forma apropriada e aplicado nas situações corretas. É um processo de tratamento que não requer a adoção de coagulante, trabalha com taxas de filtração baixas e utiliza meio filtrante de granulometria fina. O uso de baixas taxas de filtração levam a um maior tempo de detenção da água sobre o meio filtrante e no seu interior, o que favorece uma intensa atividade biológica no filtro lento e garante a produção de água com qualidade apropriada para uma desinfecção efetiva.

Uma das principais vantagens atribuídas ao filtro lento é a elevada eficiência de remoção de bactérias, vírus e cistos de *Giardia*. A Tabela 3.1 mostra alguns valores de remoção reportados por vários autores.

Tabela 3.1 - Remoção de microrganismos em filtros lentos segundo vários pesquisadores

Microrganismo	Percentagem de remoção (*)	Autor
Coliformes Totais	>99%	Bellamy <i>et al.</i> (1985a)
Vírus (Poliovirus 1)	98,25 - 99,99	Poynter e Slade (1977)(**)
Cistos de <i>Giardia</i>	> 98%	Bellamy <i>et al.</i> (1985a)
Oocistos de <i>Cryptosporidium</i>	>99,9%	Timms <i>et al.</i> (1995)
Cercárias de <i>Schistosoma</i>	100%	Galvis <i>et al.</i> (1997)

(*) valores obtidos em estudos realizados em escala piloto

(**) *apud* Wheeler *et al.* (1988)

A remoção de bactérias patogênicas e vírus no filtro lento é atribuída a vários fatores, destacando-se: o decaimento natural, devido o filtro lento ser um ambiente relativamente hostil para esses microrganismos; a predação; o efeito biocida da radiação solar; e, a adsorção no biofilme aderido ao meio filtrante (Hespanhol, 1987; Haarhoff e Cleasby, 1991). A adsorção parece ser um dos principais mecanismos de redução do número desses organismos, particularmente dos vírus (Wheeler *et al.*, 1988).

O desempenho dos filtros lentos na remoção de microrganismos depende da taxa de filtração (remoção diminui com o aumento da taxa), da temperatura (menores temperaturas resultam em menores remoções), da espessura do meio filtrante (o meio mais espesso tende a ser mais eficiente), do tamanho dos grãos da areia (maior granulometria resulta em menor remoção), da idade da “Shmutzdecke” e da maturidade microbiológica do meio filtrante, entre outros. Desses fatores, Bellamy *et al.* (1985a e 1985b) consideram que a maturidade biológica do meio filtrante é o mais significativo. Em experimentos desenvolvidos em escala piloto, esses pesquisadores observaram que ao utilizar-se areia nova como meio filtrante, a remoção de coliformes e de cistos de *Giardia* foi de, respectivamente, 85% e 98%. Entretanto, quando o meio filtrante encontrava-se biologicamente maduro, a eficiência de remoção de coliformes foi superior a 99%, e a remoção de cistos de *Giardia* foi virtualmente de 100%. De acordo com esses pesquisadores, o desenvolvimento da “Shmutzdecke” resultou na melhora da eficiência de remoção de coliformes, mas não influenciou a remoção de cistos de *Giardia*.

Poucos são os estudos que apresentam dados sobre remoção de *Cryptosporidium* na filtração lenta, destacando-se, entre eles, o trabalho de Fogel *et al.* (1993) no qual foi avaliada, em uma instalação em escala real, a remoção de cistos de *Giardia* e a de oocistos de *Cryptosporidium*. A eficiência de remoção média observada para cistos de *Giardia* foi de 93% enquanto para oocistos de *Cryptosporidium* foi de apenas 48%. Os autores atribuíram o baixo desempenho com relação aos oocistos de *Cryptosporidium* ao elevado coeficiente de uniformidade (3,5 a 3,8) do material filtrante, que excede o valor máximo de 3 recomendado para esse parâmetro pela literatura americana. Outro fator que pode ter afetado negativamente a remoção das fases dormentes dos dois protozoários é a baixa temperatura da água durante o período monitorado (cerca de 1°C, após vários meses sob esta temperatura), e seu efeito sob a atividade microbiológica no meio filtrante.

Mais recentemente, Timms *et al.* (1995) realizaram experiências em instalações piloto visando estabelecer a eficácia da filtração lenta na remoção de oocistos de *Cryptosporidium*. Essas experiências foram motivadas pelo fato dos oocistos desse protozoário serem resistentes à desinfecção pelo cloro. Para taxas de filtração variando de 7,2 a 9,6 m/dia, e uma concentração de 4000 oocistos/L na água afluyente ao filtro lento, os autores observaram eficiências de remoção de superiores a 99,997%. Os autores observaram também, que todos os cistos ficaram retidos nos 2,5 centímetros iniciais do meio filtrante.

Os estudos Fogel *et al.* (1993) e Timms *et al.* (1995) mostram, ao mesmo tempo, o potencial da filtração lenta na remoção de oocistos de *Cryptosporidium*, e a necessidade de se avaliar a influência das condições ambientais e dos parâmetros operacionais e de projeto na eficiência de remoção desses organismos.

O fato da filtração lenta caracterizar-se como uma eficiente barreira microbiológica não significa que a desinfecção da água filtrada deva ser questionada ou, sob qualquer pretexto, abandonada como parte integrante do tratamento. É imprescindível a desinfecção contínua do efluente do filtro lento como barreira final de segurança (particularmente quando a água bruta apresenta níveis altos de contaminação fecal) e para garantir os residuais na rede de distribuição.

A principal limitação atribuída à filtração lenta convencional (único tratamento precedendo a desinfecção) é sua utilização restrita a águas que apresentam valores de cor verdadeira, turbidez e teor de sólidos suspensos relativamente baixos (Galvis, *et al.*, 1998, Di Bernardo, 1993). Segundo Wegelin (1988) nenhum processo unitário de tratamento pode melhorar as qualidades físicas, químicas e bacteriológicas de uma água como o filtro lento, porém a sua utilização é limitada pela qualidade da água bruta afluente ao filtro. A Tabela 3.2 apresenta alguns critérios de qualidade que as águas a serem tratadas pela filtração lenta devem atender. Atentar no Capítulo 4 para a alteração dos valores de alguns parâmetros.

Tabela 3.2 - Qualidade da água recomendável para tratamento por filtração lenta.

Características da água	VALORES MÁXIMOS RECOMENDÁVEIS	
	Di Bernardo (1993)	Cleasby (1991)
Turbidez (uT)	10	5
Cor verdadeira (uC)	5	-
Ferro (mg Fe/L)	1	0,3
Manganês (mg Mn/L)	0,2	0,05
Algas	250 UPA/mL	5µg clorofila-a/L
Coli. Totais (NMP/100ml)	1000	-

A cor verdadeira está relacionada à presença na água de substâncias dissolvidas ou coloidais, particularmente substâncias húmicas, que não são passíveis de separação da água através de processo unicamente físicos. A remoção eficaz dessas substâncias depende da coagulação química e, dessa forma, a filtração lenta não é capaz de remover eficientemente cor verdadeira.

A presença, em quantidades significativas, de sólidos em suspensão e turbidez (argila, silte) na água afluente aos filtros lentos, pode levar a problemas operacionais e de qualidade da água filtrada. O material em suspensão, quando em excesso, pode criar condições ambientais adversas para a biomassa que coloniza o meio filtrante, particularmente para os grupos de protozoários que predam bactérias, comprometendo a qualidade microbiológica da água produzida (Lloyd, 1996). Além disso, observa-se a rápida obstrução dos vazios intergranulares das camadas superiores do meio filtrante e a redução da duração da carreira de filtração.

O filtro lento também é muito sensível aos picos de turbidez e de sólidos suspensos. A ocorrência de valores muito superiores aos recomendados na Tabela 3.2, por mais de 1 ou 2 dias, acarreta carreiras de filtração de curta duração e necessidade de limpezas mais freqüentes.

As algas, juntamente com bactérias, protozoários e outras formas de vida, colonizam os filtros lentos, e têm um papel importante na atividade biológica que ocorre nesses filtros. Entretanto, segundo Di Bernardo *et al.* (1990), elevadas concentrações de algas exercem influência negativa no processo da filtração lenta, pois, como são continuamente removidas da água afluente, causam a obstrução rápida do meio filtrante e contribuem para a formação de uma "schmutzdecke" mais impermeável, resultando no rápido crescimento da perda de carga e conseqüente diminuição da carreira de filtração. Os autores observaram, também, que a eficiência de remoção de algas no filtro lento depende das características das algas (espécie, tamanho e mobilidade) e da concentração das mesmas na água bruta.

A presença de algas na água bruta ou filtrada pode provocar problemas de sabor e odor. As algas, e seus subprodutos dissolvidos, também são considerados potenciais precursores de trihalometanos, e, além disso, algumas espécies de algas cianofíceas (atualmente mais conhecidas como cianobactérias) exibem propriedades tóxicas. Dessas espécies, algumas liberam toxinas na água durante todo o ciclo de vida, enquanto outras só o fazem quando suas células começam a morrer. As toxinas de cianobactérias diferem no modo de ação e no potencial tóxico, e seus efeitos sobre a saúde podem variar de desordens gastro-intestinais, irritação da pele, disfunção neuro-muscular ou hepática, mau funcionamento dos rins, e até mesmo morte.

Yoo *et al.* (1995), ao mesmo tempo que consideram pouco provável a ocorrência de danos agudos letais via ingestão de água contaminada por toxinas de cianobactérias, alertam para o fato de que danos crônicos associados à exposição a algumas hepatotoxinas já foram identificados, o que sugere a necessidade de intensificar-se o desenvolvimento de estudos sobre a eficiência dos processos de tratamento de água no que tange à remoção destes compostos. Keijola *et al.* (1988), em estudos em escala de laboratório e piloto, verificaram que a filtração lenta foi significativamente mais eficiente na remoção de toxinas do que o tratamento convencional, mas a adsorção em carvão ativado foi o processo que apresentou melhor resultado.

Vários autores apontam o fato de que a filtração lenta necessita de grandes áreas para sua instalação, o que, praticamente, inviabiliza a sua adoção quando se trata do abastecimento de água de grandes centros urbanos, que demandam grandes vazões. Entretanto, é importante observar que a filtração lenta, mesmo quando considera-se a adoção de uma taxa de filtração de 3 m/dia, requer uma área de 0,05 a 0,10 m² de filtro por habitante, para, respectivamente, um consumo per capita de 150 a 300 litros por dia. Esta área é inferior à sugerida por Arceivala (1986) para o tratamento de esgotos domésticos através do processo convencional de lodos ativados (0,16 a 0,20 m²/pessoa, em regiões de clima quente), de lagoas facultativas (1 a 2,8 m²/pessoa em regiões de clima quente) e outros processos aeróbios de tratamento.

É importante lembrar que o excesso de material em suspensão, seja de origem mineral ou devido às algas, na água afluente ao filtro lento tem como efeito a diminuição da duração da carreira de filtração e o aumento da frequência da limpeza da superfície do meio filtrante. O que, por sua vez, tem como consequência o aumento do custo de operação e manutenção e, também, a diminuição da qualidade da água filtrada, por não se desenvolver adequadamente a “schmutzdecke” e a película biológica no meio granular. Assim, para garantir a eficácia da filtração lenta, ou de qualquer outra tecnologia de tratamento, é fundamental que as características da água sejam compatíveis com a tecnologia selecionada.

Para ampliar a utilização da filtração lenta para águas de qualidade inferior à recomendada na Tabela 3.2, faz-se necessária a adoção de sistemas de pré-tratamentos que permitam condicionar a qualidade da água bruta às limitações das unidades de filtração lenta. Segundo Visscher *et al.* (1996), tais alternativas devem apresentar níveis de complexidade técnica, e custos de operação e manutenção, similares aos da própria tecnologia de filtração lenta.

Existem vários métodos de pré-tratamento aplicáveis ao sistema de filtração lenta, conforme visto no Capítulo 2. A adoção de um determinado tipo de pré-tratamento depende de vários fatores, como por exemplo, a qualidade da água bruta, a topografia no local da captação, a distância da captação ao local da estação de tratamento, a vazão a ser captada, o nível de instrução técnica dos operadores e dos responsáveis pela manutenção, a disponibilidade de material granular na região, a facilidade de limpeza, entre outros.

O Pré-Tratamento na Filtração em Múltiplas Etapas (FiME)

A seqüência de tratamento que envolve a utilização de pré-filtro dinâmico, pré-filtro de pedregulho com escoamento horizontal ou vertical (ascendente ou descendente), e a filtração lenta como barreira microbiológica, tem sido denominada de Filtração em Múltiplas Etapas (FiME). A Figura 3.1 mostra um esquema geral de uma instalação de FiME.

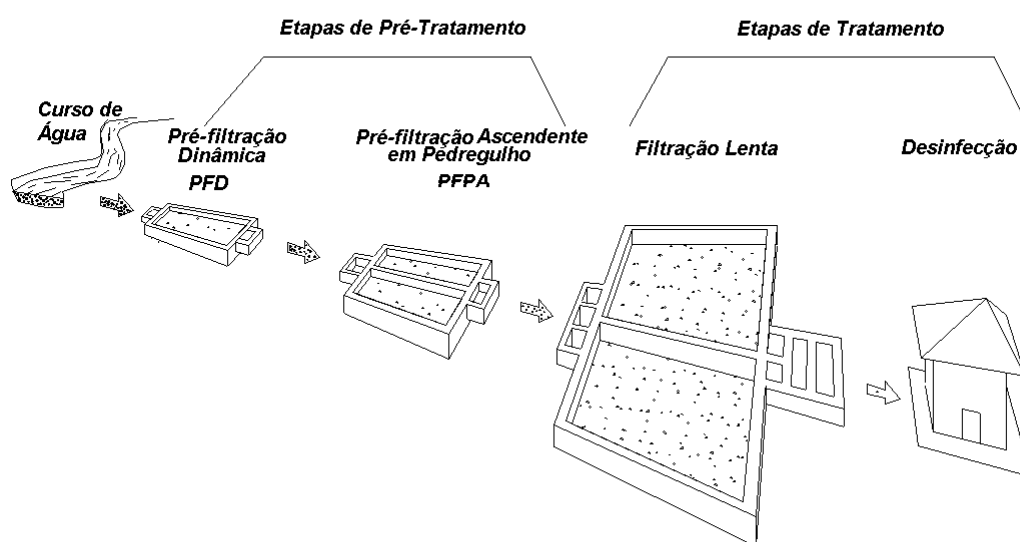


Figura 3.1 - Esquema geral da instalação FiME (Galvis *et al.*, 1998).

O conceito de filtração em múltiplas etapas originou-se da busca de opções de acondicionamento ou pré-tratamento para fontes superficiais de água, cuja qualidade pode interferir nos mecanismos de purificação ou superar a capacidade de remoção da filtração lenta, produzindo água filtrada de qualidade deficiente, se esta fosse a única etapa de tratamento antes da desinfecção (Visscher *et al.*, 1996).

Galvis *et al.* (1992) realizaram um estudo comparativo entre as diferentes alternativas de pré-tratamento para filtração lenta. Esses pesquisadores avaliaram, de forma paralela, a utilização da sedimentação simples, da sedimentação em placas, do pré-filtro de pedregulho raso com escoamento descendente e do pré-filtro dinâmico, como etapa inicial de condicionamento da água; assim como, o uso do pré-filtro de pedregulho com escoamento horizontal, de pré-filtro de pedregulho com escoamento ascendente em camadas, de pré-filtro com escoamento ascendente em série com três unidades e de pré-filtro de pedregulho com escoamento descendente em três unidades em série, como segunda etapa do tratamento. Unidades de filtração lenta foram utilizadas como última etapa de tratamento.

Para o desenvolvimento do trabalho, Galvis *et al.* (1992) utilizaram água do Rio Cauca (Colômbia), cobrindo o período chuvoso e de estiagem, que apresentou valores de turbidez, de sólidos suspensos e de cor verdadeira variando, respectivamente, nas faixas de 15 a 1575 uT, 30 a 2434 mg/L, e 18 a 860 uC. Esses autores concluíram que:

- pré-filtro dinâmico mostrou-se a melhor alternativa para a primeira etapa de condicionamento da água, cujo o objetivo era o de amortecer picos de sólidos em suspensão;
- tomando o comprimento total do meio filtrante como indicador de custos de investimento, e facilidade de limpeza como um indicador de custos de operação e manutenção, a combinação de pré-filtro dinâmico com pré-filtro ascendente em camadas foi a melhor alternativa de pré-tratamento para a água estudada;
- pré-filtro ascendente em camadas pareceu ter maior potencial de aplicação para fontes de água com concentrações de sólidos suspensos inferiores a 150 mg/L, enquanto o pré-filtro ascendente em série, de duas ou três unidades, seria recomendado para concentrações mais elevadas;
- pré-tratamento não somente reduziu o teor de sólidos suspensos e turbidez, mas também foi bastante efetivo na melhoria da qualidade microbiológica da água.

Pré-filtro Dinâmico de Pedregulho

Esse tipo de pré-filtro de pedregulho consiste, basicamente, de uma unidade com um leito composto de camadas de material granular de composição granulométrica crescente de forma que o material mais fino localiza-se no topo da unidade. Essa

configuração permite que, na ocorrência de picos, ou na presença contínua de valores elevados de sólidos suspensos na água bruta, a camada superior do meio granular seja obstruída, evitando que quantidades excessivas de sólidos atinjam os demais pré-filtros e os filtros lentos. Funcionando, dessa forma, como uma proteção para as unidades subsequentes do sistema de tratamento.

De um modo geral, as obstruções são mais rápidas na ocorrência de picos de sólidos suspensos e, eventualmente, dependendo das características das partículas, a obstrução poderá ser total.

Conforme descrito no capítulo 2, a obstrução da camada superior do pré-filtro dinâmico provoca um aumento da resistência ao escoamento da água no meio granular, acarretando a diminuição da taxa de filtração e o aumento da vazão da parcela que é descartada.

O principal mecanismo de remoção das impurezas no pré-filtro dinâmico é, de acordo com Latorre *et al.* (1996), a sedimentação no topo e no interior do material granular, sendo que a sedimentação nos vazios do meio granular é mais efetiva que a sedimentação na superfície no mesmo. Em seus experimentos com a pré-filtração dinâmica, esses autores observaram que a eficiência de remoção de sólidos suspensos não foi significativamente afetada pelo aumento da taxa de filtração de 48 para 96 m/dia, mas mostrou-se bastante sensível ao aumento da taxa para 120 m/dia. Operando o pré-filtro na faixa apropriada, os autores reportam eficiências de remoção de turbidez entre 50% e 52% e de sólidos em suspensão variando de 83% a 87%. Durante os experimentos a água afluyente ao pré-filtro dinâmico apresentou valores de turbidez entre 71 e 167 uT, com picos de até 420 uT, e sólidos suspensos na faixa de 146 a 333 mg/L, com picos de até 881 mg/L.

A pré-filtração dinâmica já é utilizada em diversas Estações de Tratamento de Água na Colômbia, e vem apresentando resultados bastante satisfatórios. A Tabela 3.3 resume alguns resultados apresentados por Galvis *et al.* (1997). Elevadas remoções de sólidos suspensos e de coliformes fecais podem ser observadas e, muito embora o valor médio não seja a forma adequada de expressar os níveis de turbidez e da cor verdadeira observados em uma série de amostras de água, em função dos métodos de análise desses parâmetros, os resultados apresentados na Tabela 3.3 dão uma idéia da eficácia do pré-filtro dinâmico na remoção dessas características.

Tabela 3.3 - Performance da pré-filtração dinâmica em escala real (Galvis et al., 1997)

Nome da ETA	Parâmetros avaliados	Água Bruta		Pré-filtro dinâmico (efluente)	
		Faixa	Media $\pm \sigma$	Media $\pm \sigma$	remoção*
El Retiro	Turbidez (uT)	3,2 - 120	15,0 \pm 18,0	7,6 \pm 7,8	-
	S. Suspensos (mg/L)	0,2 - 316	20,6 \pm 42,0	4,6 \pm 6,2	77,7 %
	Coli. Fecais(UFC/100mL)	140 - 162000	7416 \pm 21921	3150 \pm 15567	57,5 %
	Cor Verdadeira (uC)	2 - 188	24,0 \pm 20,0	20,0 \pm 17,0	-
Colombo	Turbidez (uT)	2,8 - 122	15,0 \pm 17,0	6,5 \pm 7,6	-
	S. Suspensos (mg/L)	0,1 - 392	23,0 \pm 48,1	3,2 \pm 5,1	86,1 %
	Coli. Fecais(UFC/100mL)	800 - 470000	44556 \pm 56976	8051 \pm 9590	81,9 %
	Cor Verdadeira (uC)	3 - 122	24,0 \pm 17,0	19,0 \pm 14,0	-

* porcentagem baseada em valores médios

σ - desvio padrão

A taxa de aplicação, a constituição e a espessura total do meio granular e a velocidade de escoamento sobre o topo do meio granular são adotados em função do objetivo principal do pré-filtro dinâmico, qual seja, a amortização de “picos” de turbidez ou a remoção de impurezas. No capítulo 4 são apresentados os parâmetros de projeto sugeridos para esta unidade de pré-tratamento.

Pré-filtro de Pedregulho com Escoamento Vertical

Nessa modalidade de pré-filtração duas variantes se apresentam, a descendente e a ascendente. No pré-filtro de pedregulho com escoamento ascendente podem ser encontradas duas configurações, a em camadas e a em unidades em série, ao passo que no pré-filtro descendente apenas a configuração em unidades em série é utilizada.

No caso da pré-filtração em camadas, o processo ocorre em uma única unidade onde o material filtrante é composto de subcamadas de pedregulho decrescente no sentido do escoamento. Quando se tem a pré-filtração em série, cada camada filtrante é disposta em compartimento separado, de tal modo que a água filtrada no primeiro compartimento, de maior granulometria, é encaminhada para uma segunda câmara, e desta para uma terceira, onde as granulometrias são gradativamente menores (ver Figuras 2.3 e 2.5 do Capítulo 2).

A utilização de pré-filtros de pedregulho com escoamento descendente, foi investigada por Peres, (1985 *apud* Bresaola, 1990) usando unidades em série e em paralelo. A disposição dos filtros em paralelo permitiu o estudo do comportamento de diferentes

meios granulares perante a mesma qualidade da água bruta. Em cada unidade, variou-se a espessura do meio granular (entre 0,50 e 2,0 m) e a taxa de filtração (de 2,4 a 19,6 m/dia), concluindo-se que a eficiência do processo dependia, essencialmente, da qualidade da água bruta. Investigando a disposição dos filtros em série e utilizando taxas de filtração decrescentes, o autor obteve remoções de turbidez variando de 50 a 86%. Verificou-se ainda que a eficiência de remoção de turbidez resultou maior com o aumento da turbidez da água bruta e com o tempo de funcionamento da unidade.

Uma comparação entre o comportamento da pré-filtração em pedregulho com escoamento descendente com o da pré-filtração em pedregulho com escoamento ascendente é reportada por Di Bernardo e Collazos (1990). Com base nos resultados experimentais obtidos com diferentes taxas de filtração na faixa de 12 a 36 m/dia, os autores concluíram que: a remoção de impurezas, tanto físico-químicas como bacteriológicas, é similar nos dois tipos de pré-filtro e parece não ter sido influenciada pela taxa de filtração; a ocorrência de picos de turbidez no afluente resulta no surgimento de picos no efluente, mostrando que tais unidades possuem baixa capacidade de atenuação de variações bruscas na qualidade do afluente; a taxa de crescimento da perda de carga no pré-filtro de escoamento descendente foi, geralmente, superior à da unidade com escoamento ascendente; a duração da carreira do pré-filtro de escoamento descendente foi influenciada pela qualidade do afluente, o que não ocorreu no pré-filtro de escoamento ascendente. Além disso, uma simples descarga de fundo no pré-filtro de escoamento ascendente mostrou-se suficiente para recolocá-lo em operação, enquanto no de escoamento descendente era necessária a introdução de água no sentido ascensional para a lavagem do meio granular.

Várias publicações, que apresentam resultados obtidos em estudos-piloto ou em unidades em funcionamento regular (escala real), demonstram a aplicabilidade da pré-filtração ascendente como pré-tratamento para águas com elevados teores de turbidez e de coliformes. Resultados obtidos em uma instalação demonstrativa, em escala real, operando em Puerto Mallarino (Colômbia) indicam que um pré-filtro de escoamento ascendente em camadas, operando com taxas de filtração de 7 a 18 m/dia, pode alcançar remoções de turbidez da ordem de 70%, coliformes totais na faixa de 70 a 98 % e cor verdadeira entre 10 e 45 % (Visscher *et al.* 1996).

No Brasil, não se têm notícias de utilização de unidades de pré-filtração ascendente, ou qualquer outra pré-filtração em pedregulho. Entretanto, essa alternativa de pré-

tratamento tem sido estudada na Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP) desde 1984. Di Bernardo (1991) cita algumas conclusões obtidas a partir de estudos desenvolvidos utilizando a pré-filtração ascendente e filtração lenta precedida da pré-filtração ascendente:

- quando a qualidade do afluente permanece praticamente constante, a eficiência de remoção de turbidez, cor aparente, ferro total, sólidos totais e coliformes totais aumenta com o tempo de funcionamento;
- variações repentinas da qualidade da água bruta causam variações simultâneas da qualidade efluente do pré-filtro ascendente, configurando uma pequena capacidade dessas unidades em absorver tais “picos”;
- com taxas de até 36 m/dia no pré-filtro e de até 6 m/dia no filtro lento, o sistema tem capacidade para produzir um efluente final com turbidez consistentemente menor que 5 uT, independente da turbidez afluente, desde que o valor seja inferior a 100 uT;
- a comunidade biótica presente no pré-filtro e no filtro lento é bastante variada, sendo mais diversificada neste último, incluindo cerca de 50 gêneros de algas, diversos protozoários, nematodos, oligoquetos, rotíferos e copépodos;
- tanto a remoção de algas, quanto a de partículas totais, foi maior no pré-filtro do que no filtro lento.

As Tabelas 3.5 a 3.8 apresentam dados comparativos de três alternativas de pré-filtração em pedregulho: pré-filtro com escoamento horizontal; pré-filtros com escoamento horizontal em série; e, pré-filtro com escoamento ascendente em série (Galvis *et al.*, 1996). A comparação incluiu a eficiência de tratamento, o desempenho hidráulico e exigências de operação e manutenção.

Tabela 3.5 - Eficiências de remoções para os diferentes pré-filtros de pedregulho (Galvis *et al.*, 1996).

Parâmetro	Eficiência de remoção (%)		
	PFA em série	PFH em série	PFH
Coliformes Fecais	99,4	95,6	95,4
Turbidez	80	66	68,4
Sólidos suspensos	97	94	93

Sendo que:

PFA em série = pré-filtro com escoamento ascendente constituído por três unidades em série

PFH em série = pré-filtro com escoamento horizontal constituído por três unidades em série;

PFH = pré-filtro com escoamento horizontal.

Tabela 3.6 - Volume total de água requerido para limpeza dos pré-filtros de pedregulho (Galvis *et al.*, 1996).

Volume de água (m ³ /m ²)			
Tipo de limpeza	PFA em série	PFH em série	PFH
Semanal	0,3	0,6	0,6
Mensal	1,3	1,6	0,9
Volume total (*)	2,2	3,4	2,7

(*) No período de um mês e três semanas

Tabela 3.7 - Tempo requerido para as atividades de limpeza semanal dos pré-filtros de pedregulho (Galvis *et al.*, 1996).

Tempo requerido para limpeza semanal em homem hora/m ² de filtro			
Atividade	PFA em série	PFH em série	PFH
Limpeza hidráulica	0,04	0,06	0,03
Operação de reaterro	1,31	2,14	1,36
Tempo para limpeza	1,35	2,20	1,39

Tabela 3.8 - Tempo requerido para as atividades de limpeza mensal dos pré-filtros de pedregulho (Galvis *et al.*, 1996).

Tempo requerido para limpeza mensal em homem hora/m ² de filtro			
Atividade	PFA em série	PFH em série	PFH
Limpeza hidráulica	1,1	4,6	2,4
Drenagem e	1,0	-	-
Raspagem	0,7	-	-
Total de limpezas	2,8	4,6	2,4

Durante a investigação de Galvis *et al.* (1996), todas as unidades foram operadas com a mesma taxa de filtração (16,8 m/dia) e alimentadas com a mesma água que, durante o período do trabalho, apresentou valores médios (e desvios padrão) de turbidez, sólidos em suspensão e coliformes fecais de, respectivamente, 54 ± 56 uT (*sic*), 48 ± 49 mg/L (*sic*) e 3381 ± 23890 UFC/100 mL (*sic*).

Analisando-se a Tabela 3.5, percebe-se que o pré-filtro ascendente em série apresentou-se mais eficiente na remoção de turbidez, sólidos suspensos e coliformes fecais. Além disso, dos dados apresentados nas Tabelas 3.6 a 3.8, nota-se que o pré-filtro em série demanda menos água no procedimento de limpeza e, quando se comparam somente as unidades em série, o tempo requerido para a limpeza do pré-filtro ascendente também é menor. Os autores salientam ainda que a recuperação da

perda de carga inicial no pré-filtro ascendente foi muito boa indicando que o procedimento de limpeza foi bastante efetivo nessa unidade.

Em estudo realizado no CINARA, o desempenho das duas alternativas de pré-filtração ascendente, em série e em camadas, foi avaliado para águas com diferentes níveis de qualidade (Visscher *et al.*, 1996). O pré-filtro com escoamento ascendente em série apresentou sempre melhor eficiência de remoção de impurezas (turbidez, cor verdadeira, sólidos em suspensão e coliformes fecais). Entretanto, para água com menor grau de contaminação, sua superioridade sobre o pré-filtro em camadas foi menos significativa. Segundo esses autores a decisão de selecionar uma alternativa de pré-tratamento depende tanto da qualidade da água bruta quanto do risco sanitário envolvido.

Quando o risco sanitário é maior, é preferível selecionar o pré-filtro ascendente em série, pois, dentro do conceito de múltiplas barreiras, ao se ter um maior número de unidades o sistema apresenta maior eficiência de remoção de microrganismos patogênicos.

Resultados similares foram obtidos por Vargas *et al.* (1996) ao, também, compararem a pré-filtração de pedregulho com escoamento ascendente em camadas, com a em série. Tomando como base para a determinação do risco microbiológico o índice de coliformes fecais, e para o risco físico-químico a turbidez, estes autores concluem:

- a tecnologia FiME é uma alternativa tecnológica com grande potencial de uso, devido às eficiências de remoção apresentadas para fontes superficiais com níveis de turbidez até 100 uT e 100.000 UFC/100 mL de coliformes fecais. Os custos de investimento inicial, administração, operação e manutenção são muito competitivos quando comparados com os das outras tecnologias;
- pré-filtro de pedregulho com escoamento ascendente em camadas é uma alternativa tecnológica que pode ser utilizada como segunda etapa de pré-tratamento na FiME para fontes com turbidez até 50 uT e 20.000 UFC/100 mL de coliformes fecais. O pré-filtro de pedregulho ascendente em série, por sua vez, pode ser utilizado em fontes superficiais com turbidez até 100 uT e coliformes fecais até 100.000 UFC/100 mL.

Na seleção desse tipo de pré-filtro, é necessário considerar também os custos de implantação, uma vez que, o custo do pré-filtro ascendente em série é maior que o do pré-filtro ascendente em camadas. Por outro lado, deve-se levar em conta o fato do

meio granular do pré-filtro ascendente em camada ser mais sujeito a problemas durante as etapas de construção, operação e manutenção, pois existe o risco das camadas do leito se misturarem, trazendo implicações negativas para o processo. Assim, em áreas mais retiradas, Vargas *et al.* (1996) sugerem que é mais recomendável o uso do pré-filtro ascendente em série. Diante dos resultados obtidos nos estudos comparativos realizados por Di Bernardo e Collazos (1990) e Galvis *et al.* (1992 e 1996), nos quais foram comparadas diversas alternativas de pré-filtração em pedregulho, pode-se verificar que a pré-filtração com escoamento ascendente constitui-se na opção de pré-filtro de pedregulho mais atraente, apresentando os melhores desempenhos e menores custos em termos de operação e manutenção com relação tanto a pré-filtração horizontal quanto à pré-filtração descendente.

Recentemente, como parte do PROSAB, foi realizado por Veras (1999), na EESC-USP, um estudo detalhado do uso da FIME no tratamento de águas sujeitas a variações bruscas de sólidos suspensos e turbidez. Utilizou-se uma instalação piloto composta por dois pré-filtros dinâmicos em série, três linhas de pré-filtros de pedregulho com escoamento ascendente e quatro filtros lentos, tratando água proveniente de manancial de superfície (um dos rios utilizados como fonte de abastecimento da cidade de São Carlos). As características da instalação piloto permitiram avaliar tanto a eficiência global do sistema proposto, como também, pesquisar a eficiência de dois pré-filtros operando em série, comparar a eficiência de diferentes arranjos para o pré-filtro com escoamento ascendente, e, avaliar o desempenho da filtração lenta com diferentes meios filtrantes. As condições operacionais adotadas ao longo do trabalho experimental são apresentadas na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Taxas de Filtração nas Unidades da Instalação Piloto (Veras, 1999)

Carreira	PFD1	PFD2	PFVA	FL
1-A	48	36	12	4
1-B	48	36	12	4
2-A	36	24	8	3
2-B	36	24	8	3
3-A	60	48	16	3
3-B	60	48	16	3
4-A	48	36	12	6
4-B	48	36	12	6

As especificações dos meios granulares utilizados nos pré-filtros dinâmicos e pré-filtros ascendentes são apresentadas, respectivamente, nas Tabelas 3.10 e 3.11. A areia utilizada nos filtros lentos possui tamanho efetivo de 0,20 a 0,25 mm, coeficiente de desuniformidade entre 2 a 3 e tamanho dos grãos entre 0,08 a 1,0 mm. Como pode ser visto na Tabela 3.12, em três dos quatro filtros lentos, a areia foi utilizada de forma conjugada com mantas sintéticas e/ou carvão ativado. As especificações técnicas referentes às mantas estão apresentadas na Tabela 3.13. O carvão ativado granular usado é de origem mineral, possui tamanho dos grãos entre 0,30 e 0,84 mm e número de iodo entre 400 e 500.

Tabela 3.10 - Meios Granulares dos Pré-filtros Dinâmicos (Veras, 1999)

Unidade	Granulometria (mm)	Espessura das camadas (m)
PFD 1	15,9 - 25,4	0,4
	12,7 - 19,0	0,25
	6,4 - 12,7	0,25
PFD 2	19,0 - 25,4	0,4
	9,6 - 15,9	0,25
	4,8 - 9,6	0,25

Tabela 3.11 - Meios Granulares dos Pré-filtros Verticais Ascendentes (Veras, 1999)

Unidades	Tamanho (mm)	Espessura das camadas (m)
PFVA 1	31,4 - 50	0,2
	19,0 - 25,4	0,4
PFVA 2	31,4 - 50	0,2
	9,6 - 15,9	0,4
PFVA 3	19,0 - 31,4	0,2
	3,2 - 6,4	0,4
PFVA 4	9,6 - 15,9	0,2
	1,41 - 3,2	0,4
PFVA 12	50 - 75	0,25
	19,0 - 25,4	0,4
PFVA 34	9,6 - 15,9	0,4
	31,4 - 50	0,25
	3,2 - 6,4	0,4
PFVA 1234	1,41 - 3,2	0,4
	31,4 - 50	0,5
	19,0 - 25,4	0,4
	9,6 - 15,9	0,4
	3,2 - 6,4	0,4
	1,41 - 3,2	0,4

Tabela 3.12 - Características dos Meios Filtrantes dos Filtros Lentos

Unidades	Granulometria (mm)	Espessura das camadas (m)
FL 1	31,4 - 50,0	0,30
	15,9 - 25,4	0,15
	7,9 - 12,7	0,10
	6,4 - 3,2	0,10
	1,41 - 2,4	0,10
	0,08 - 1,0	0,70
FL 2 (uso de 1 manta M1 e 1 manta M2 acima da camada de areia)	31,4 - 50,0	0,30
	15,9 - 25,4	0,15
	7,9 - 12,7	0,10
	6,4 - 3,2	0,10
	1,41 - 2,4	0,10
	0,08 - 1,0	0,40
FL 3 (uso de 30cm de CAG no meio da camada de areia)	31,4 - 50,0	0,30
	15,9 - 25,4	0,15
	7,9 - 12,7	0,10
	6,4 - 3,2	0,10
	1,41 - 2,4	0,10
	0,08 - 1,0	0,55
FL 4 (uso de 30cm de CAG no meio da camada de areia e 1 manta M1 e 1 manta M2)	31,4 - 50,0	0,30
	15,9 - 25,4	0,15
	7,9 - 12,7	0,1
	6,4 - 3,2	0,1
	1,41 - 2,4	0,2
	0,08 - 1,0	0,40

Tabela 3.13 - Características Principais das Mantas

Parâmetro	Manta 1	Manta 2
Diâmetro médio das fibras (μm)	45,09	29,6
Massa específica média (g/cm^3)	0,115	0,171
Porosidade (%)	88,3	84,7
Superfície específica (m^2/m^3)	10 388	20 662
Permeabilidade (mm/s)	7,16	1,31
Espessura (mm)	5	3

Nas Figuras 3.1 e 3.2, são apresentados os dados de turbidez e de sólidos suspensos obtidos durante a carreira 1B.

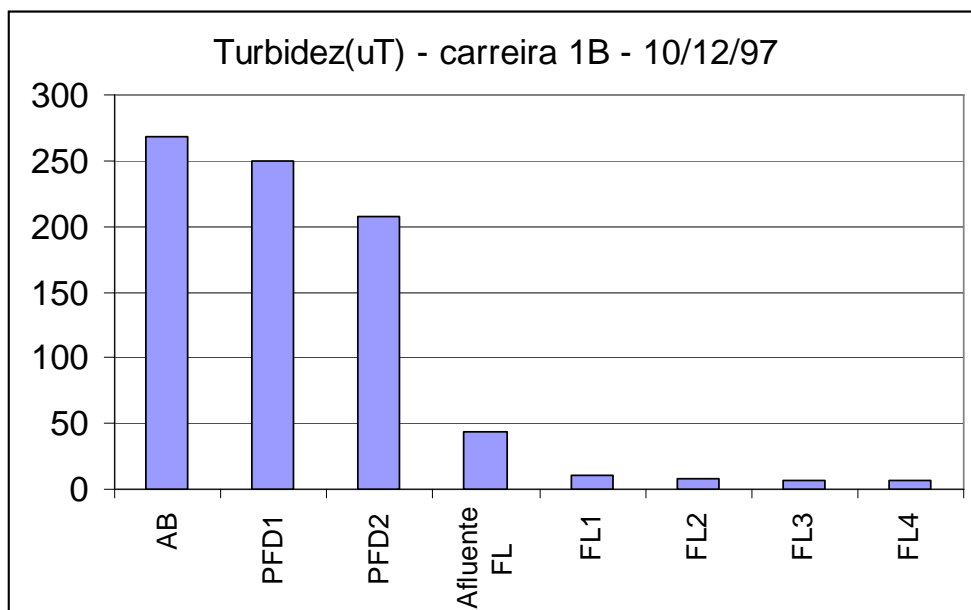


Figura 3.1 – Valores de Turbidez do Efluente das Diferentes Unidades da Instalação de FiME (Veras, 1999)

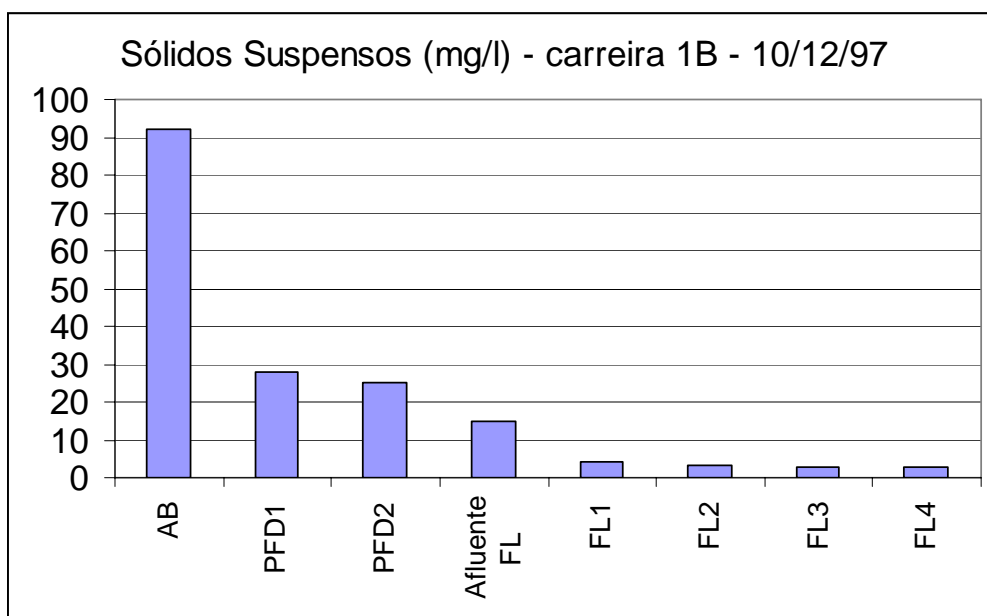


Figura 3.2 – Valores da Concentração de Sólidos Suspensos Totais dos Efluentes das Diferentes Unidades da Instalação de FiME (Veras, 1999)

As Tabelas 3.14 a 3.23 resumem os principais dados obtidos ao longo da investigação experimental realizada na EESCUSP (Veras, 1999).

Tabela 3.14 - Dados Principais da Qualidade da Água Bruta Água Bruta

Carreira	Turbidez (uT)	Cor Apar. (uC)	Coliformes totais (NMP/100mL)	Coliformes fecais (NMP/100mL)	SST (mg/L)
1 A	10,6 – 27,2	110 - 217	19863 - 2420	248,9 – 7270	4,2 - 30,5
1 B	14,1 - 335	185 – 2310	11199 - 24192	1730 - 8164	14 - 96
2 A	14,9 – 264	171 – 2660	24192 - 4786	134 - 345	12 – 22,7
2 B	19,1 – 53,4	224 – 383	2419 - 10462	143 - 413	13,6 - 19
3 A	10,1 – 26,4	118 - 261	3076 - 12997	173 – 1201	7 – 15
3 B	7,5 – 16,5	94 – 184	1850 - 14136	171 - 246	9 - 13
4 A	11,5 – 13,9	111 - 155	4611 - 6867	197 - 2014	9,2 – 10,2
4 B	11,5 – 33,9	119 - 282	6488 - 12033	307 - 537	8,6 – 12,4

Tabela 3.15 - Dados Principais da Qualidade do Efluente do PFD1

Carreira	Turbidez (uT)	Cor Apar. (uC)	Coliformes totais (NMP/100mL)	Coliformes fecais (NMP/100mL)	SST (mg/L)
1 A	9,35 - 17	110 - 181	1691 - 15531	82 - 6488	3,6 – 5,75
1 B	12,6 - 254	169 - 1080	8164 - 17329	1204 - 5172	5,7 - 30
2 A	11,2 - 250	131 - 2500	3130 - 19863	74 - 256	10 – 11,6
2 B	15,4 – 36,3	181 - 351	4106 - 2420	90,9 - 327	4,6 – 15,25
3 A	8,5 – 17,6	90 - 229	1236 - 3784	63 - 663	3,5 – 12
3 B	7,2 – 14,6	91 – 149	1333 - 2146	121 - 278	5 - 10
4 A	8,5 – 10,7	94 - 133	1497 - 6130	160 - 1789	6,5 – 7,2
4 B	10,3 – 24,2	104 - 210	1892 - 3873	211 - 305	6,8 – 8,2

Tabela 3.16 - Dados Principais da Qualidade do Efluente do PFD2

Carreira	Turbidez (uT)	Cor Apar. (uC)	Coliformes totais (NMP/100mL)	Coliformes fecais (NMP/100mL)	SST (mg/L)
1 A	8,6 – 16,5	105 – 179	1300 - 10462	416 - 3441	3,75 - 5
1 B	11 - 215	148 – 990	7270 - 8664	835 - 3026	7 - 28
2 A	10,3 – 67,8	112 – 710	1565 - 19863	41 - 201	5,2 – 7,3
2 B	13,4 – 29,7	162 – 294	1904 - 3654	52 - 307	4,4 – 13,75
3 A	7,5 – 19,2	88 – 200	488 - 2987	52 - 327	3,2 – 8,1
3 B	6,9 – 13,1	84 – 145	496 - 1968	52 - 146	3,6 - 8
4 A	7,7 – 9,4	82 – 125	1674 - 4352	160 - 1782	5,2 - 6
4 B	9 - 15	92 – 171	482 - 1725	110 - 211	5,2 - 6

Tabela 3.17 - Dados Principais da Qualidade do Efluente da Linha 1 de Pré-filtros ascendentes

Carreira	Turbidez (uT)	Cor Apar. (uC)	Coliformes totais (NMP/100mL)	Coliformes fecais (NMP/100mL)	SST (mg/L)
1 A	4,1 – 8,23	51 - 89	395 - 2420	10,7 - 78	1 – 2,4
1 B	7,02 – 70,7	102 - 750	922 - 1573	381 - 500	1,67 - 15
2 A	4,89 – 164	58 – 1020	288 - 4352	31 - 265	1,8 – 2,8
2 B	5,6 – 15,4	79 - 175	341 - 2420	20 - 185	0,6 – 3,8
3 A	4,5 - 13,9	47 - 117	223 - 591	31 - 74	0,6 – 3,2
3 B	4,5 – 7,5	51 - 78	160 - 428	10 - 63	1,2 – 3,8
4 A	4,5 – 6,5	51 - 75	435 - 1553	29 - 345	1,3 – 1,8
4 B	4,95 – 7,6	52 - 84	59,8 - 435	7,2 - 63	1,8 - 2

Tabela 3.18 - Dados Principais da Qualidade do Efluente da Linha 2 de Pré-filtros Ascendentes

Carreira	Turbidez (uT)	Cor Apar. (uC)	Coliformes totais (NMP/100mL)	Coliformes fecais (NMP/100mL)	SST (mg/L)
1 A	4,51 – 8,98	51 - 108	408,3 - 2420	20,1 – 88,6	1 – 2,3
1 B	7 – 71,6	101 - 790	1047 - 1521	466 - 536	3,33 - 16
2 A	5,62 – 191	58 - 1056	472 - 6131	31 - 203	1 – 3,8
2 B	7,98 – 15,3	102 – 173	313 - 1300	10 – 43,5	0,4 – 4,2
3 A	4,4 – 12,9	50 - 131	173 - 404	31 - 63	0,4 – 3,2
3 B	4,6 – 6,9	54 - 80	173 - 512	10 - 85	1,2 - 4
4 A	4,4 – 6,5	50 - 74	400 - 1203	21,8 - 720	1,4 – 1,6
4 B	5,02 – 8,3	51 - 79	40 - 537	6 - 84	1,6 - 2

Tabela 3.19 - Dados Principais da Qualidade do Efluente da Linha 3 de Pré-filtros Ascendentes

Carreira	Turbidez (uT)	Cor Apar. (uC)	Coliformes totais (NMP/100mL)	Coliformes fecais (NMP/100mL)	SST (mg/L)
1 A	4,67 – 8,41	57 - 104	381 - 2420	21,3 – 61,3	1 – 2,3
1 B	6,9 – 79,6	95 - 650	954 - 1586	463 - 524	4 - 15
2 A	5,5 – 59,1	60 - 1084	443 - 4611	31 - 148	1,2 – 2,8
2 B	8,3 – 15,5	100 - 175	648,8 – 1986,3	10 - 86	1,4 – 4,6
3 A	4,37 –	50 - 135	182 - 345	31 - 63	1 – 3,6
3 B	4,6 – 7,4	53 – 74	259 - 530	10 - 51	1,2 - 4
4 A	4,4 – 6,5	50 – 81	437 - 1011	25 - 649	1,2 – 1,5
4 B	5,04 – 7,94	51 - 80	29,2 - 535	5,1 - 83	1,3 – 1,6

Tabela 3.20 - Dados Principais da Qualidade do Efluente do Filtro Lento FL1

Carreira	Turbidez (uT)	Cor Apar. (uC)	Coliformes totais (NMP/100mL)	Coliformes fecais (NMP/100mL)	SST (mg/L)
1 A	3,46 – 11,7	38 - 103	34,3 - 93	3 - 23	08 - 2
1 B	3,82 – 15,9	53 - 132	0,68 - 94	7 - 11	2,3 - 4
2 A	1,6 – 4,58	5 - 55	0 - 62	0 - 1	0,2 – 3,2
2 B	4,12 – 13,8	57 - 154	15,8 – 117,8	3 – 8,5	0,2 – 2,8
3 A	1,17 – 7,8	12 - 80	0 - 189	0 - 20	0,2 - 2
3 B	1,3 – 7,9	18 - 41	10 - 109	0 - 20	0,2 – 1,8
4 A	1,8 – 5,1	17 - 66	23,5 - 770	3,1 - 115	0,2 – 0,5
4 B	1,6 – 3,6	15 - 48	2 – 58,8	1 – 17,5	0,2 – 0,6

Tabela 3.21 - Dados Principais da Qualidade do Efluente do Filtro Lento FL2

Carreira	Turbidez (uT)	Cor Apar. (uC)	Coliformes totais (NMP/100mL)	Coliformes fecais (NMP/100mL)	SST (mg/L)
1 A	3,28 – 9,05	33 - 105	115 - 343	4 – 22,6	0,7 – 1,6
1 B	3,71 – 16,5	55 - 123	54 - 68	2 - 3	2,8 – 3,3
2 A	2,03 – 7,01	14 - 134	3 - 148	0 - 31	0,6 – 2,2
2 B	4,52 – 12,1	65 - 150	45,5 – 177,9	3,1 – 12,2	0,6 – 2,4
3 A	1,15 – 7,8	14 - 82	10 - 120	0 - 10	0,4 – 1,8
3 B	1,5 – 7,9	22 – 41	10 - 161	0 - 30	0,4 – 1,6
4 A	1,6 – 3,5	25 – 66	36 - 461	1 - 100	0,2 – 0,6
4 B	1,8 - 6	15 - 48	2 – 47,2	2 – 1,5	0,4 – 0,6

Tabela 3.22 - Dados Principais da Qualidade do Efluente do Filtro Lento FL3

Carreira	Turbidez (uT)	Cor Apar. (uC)	Coliformes totais (NMP/100mL)	Coliformes fecais (NMP/100mL)	SST (mg/L)
1 A	2,71 – 9,13	34 - 94	42 - 127	2 – 26,6	0,4 – 1,2
1 B	4,23 – 16,5	53 - 122	41 - 50	3 - 4	1,67 - 3
2 A	1,32 – 6,96	12 - 70	0 - 41	0 - 2	0,4 – 2,2
2 B	1,67 - 9,61	92 - 22	5,2 – 57,3	0	0,6 – 2,2
3 A	1,01 – 5,4	9 - 59	0 - 20	0	0,2 – 0,8
3 B	1 – 2,7	12 - 29	10 - 30	0	0,2 – 1,2
4 A	0,85 - 2,5	6 - 33	7,4 - 312	0 – 91,6	0,2 – 0,4
4 B	0,9 – 2,9	6 - 33	0 – 23,1	0 - 2	0,2 – 0,6

Tabela 3.23 - Dados Principais da Qualidade do Efluente do Filtro Lento FL4

Carreira	Turbidez (uT)	Cor Apar. (uC)	Coliformes totais (NMP/100mL)	Coliformes fecais (NMP/100mL)	SST (mg/L)
1 A	2,62 – 9,45	27 - 90	29,5 - 100	0,99 - 16	0,4 – 1,6
1 B	3,79 – 16,1	54 - 119	30,5 - 41	3	2 – 2,6
2 A	1,4 – 6,89	11 – 114	2 - 52	0 - 10	0,2 – 2,8
2 B	2,2 – 8,82	28 - 99	4,1 – 36,4	0	0,2 - 2
3 A	0,94 – 6,13	9 - 59	0 - 74	0	0,2 – 0,8
3 B	1,1 – 3,84	32 - 11	12 - 63	0 - 2	0,2 - 1
4 A	1,3 – 3,3	17 - 38	4,1 - 302	0 – 87,8	0,2 – 0,4
4 B	1,01 - 2,9	8 - 36	0 – 30,1	0 - 2	0,2 – 0,4

Em função do trabalho realizado por Veras (1999), concluiu-se, principalmente, que :

- é possível reduzir a turbidez da água bruta de valores da ordem de 250 a 300 uT para valores inferiores a 5 uT, o teor de SST de até 96 mg/L para valores inferiores a 5 mg/L, a cor aparente de até 2 660 uC para valores inferiores a 100 uC e o NMP/100 mL de coliformes fecais de até 10 000 para valores inferiores a 100, com a pré-filtração dinâmica operando com taxa 24 a 48 m/d, a pré-filtração ascendente em pedregulho com taxa de 8 a 16 m/d e os filtros lentos com taxa de 3 a 4 m/d.
- Adicionalmente, observou-se que a eficiência das três linhas de pré-filtros de pedregulho com escoamento ascendente apresentaram desempenho praticamente igual, em termos de remoção de turbidez, sólidos suspensos totais, cor aparente, coliformes fecais e totais para taxas de aplicação entre 8 e 16 m/d.

Limitações da Filtração em Múltiplas Etapas

Apesar das reconhecidas vantagens da tecnologia FIME em termos de eficiência de tratamento; simplicidade de projeto, operação, manutenção e administração; custos de investimento inicial moderados e baixos custos de manutenção; essa tecnologia apresenta limitações que podem afetar a confiabilidade que sobre ela existe. De acordo com Visscher *et al.* (1996), essas limitações podem ser agrupadas nas seguintes categorias:

- Qualidade da água bruta que supera a capacidade de remoção do processo
Os parâmetros básicos não podem ter um nível que superem a capacidade do sistema. Para turbidez, pode-se aceitar valores médios até 80 uT, com “picos” de

até 700 uT ou muito mais altos, considerando que inicialmente se colmate o pré-filtro dinâmico. Em termos de cor verdadeira, pode-se admitir um valor médio de 60 uC, com “picos” até 230 uC. São admissíveis, por outro lado, coliformes fecais até 90.000 UFC/100mL com “picos” de 300.000 UFC/100 mL. Existem alguns compostos químicos que podem gerar problema no tratamento, como os resíduos de fungicidas e herbicidas. Ao mesmo tempo algumas impurezas encontradas nas água (e.g.: sais dissolvidos) não são removidos pela FiME.

Em um sistema de tratamento por filtração em múltiplas etapas, como em outra tecnologia, se a quantidade de água a tratar é alterada significativamente, superando as condições de projeto estabelecidas previamente, a eficiência do processo é comprometida. No entanto, Latorre e Hincapie (1996) relatam que, em Yacuanquer (Colômbia), mesmo com uma sobrecarga de vazão de 88%, o sistema de FiME responde satisfatoriamente, indicando que se faz necessário maior investigação a fim de potencializar essa alternativa de tratamento.

- Problemas que reduzem ou inibem a eficiência do processo
Os sólidos suspensos podem constituir-se, em sua maioria, de material coloidal que não é facilmente removido na FiME. As temperaturas baixas aumentam a viscosidade da água a ser filtrada e reduzem a atividade biológica. A experiência com FiME vem sendo desenvolvida em zonas com temperaturas acima de 10°C, justamente pelo fato de que, em zonas mais frias, a eficiência pode ser mais baixa. A escassez de nutrientes e níveis baixos de oxigênio podem também interferir no processo biológico.
- Carreiras de filtração curtas
Em casos relativamente excepcionais pode ocorrer que a frequência intensa de “picos” de turbidez reduza demasiadamente a carreira de filtração.

Cleasby (1991) aponta uma outra potencial limitação da FiME, quando, em sua visão sobre sistemas de pré-tratamento para filtração lenta, destaca: “Os estudos recentes sobre filtração em pedregulho (ascendente, descendente e horizontal) revelam o seu potencial no tratamento de águas de rios turvos. Contudo, esses filtros não foram testados com águas de reservatórios ou lagos durante o processo de florescimento de algas”. Com relação à aplicabilidade da pré-filtração em pedregulho no condicionamento de água com elevados teores de algas, cabe mencionar os trabalhos desenvolvidos por Di Bernardo e Rocha (1992) e de Brandão *et al.* (1998a, 1998b, 1999).

Em um trabalho pioneiro, Di Bernardo e Rocha (1992) avaliaram o comportamento do pré-filtro ascendente diante da presença de “picos” de concentrações de algas. Nesse trabalho, utilizou-se um pré-filtro ascendente em camadas, que foi normalmente operados com água contendo algum teor de algas e, em alguns dias específicos, era submetido a variações bruscas na concentração de algas, através da introdução na água bruta de suspensões algais preparadas com a clorófitica *Ankistrodesmus densus* e com as diatomáceas *Melosira granulata* e *Melosira italica*. Foram estudadas taxas de filtração de 12, 24 e 36 m/dia.

Dos resultados obtidos, os autores apresentam, entre outras, as seguintes conclusões:

- é de fundamental importância o conhecimento da composição qualitativa da comunidade algal da água bruta quando se pretende utilizar pré-filtro de pedregulho e areia grossa com escoamento ascendente como unidade de pré-tratamento, pois a eficiência de remoção é afetada pelas características das algas;
- o aumento do número total de algas no afluente conduz a um incremento na eficiência de remoção de algas, especialmente quando há predominância de algas filamentosas (em torno de 90%);
- o aumento da taxa de filtração de 12 para 24 ou 36 m/dia não acarretou prejuízo ao desempenho da unidade;
- houve uma tendência à redução da eficiência de remoção de algas quando ocorriam “picos” de turbidez e cor aparente no afluente

Também como parte do projeto de pesquisa apoiado pelo PROSAB, recentemente, foi realizado, no Departamento de Engenharia Civil da UnB, por Mello (1998) e Souza Jr. (1999), uma avaliação, em escala piloto, do desempenho da FiME quando aplicada no tratamento de águas de baixa turbidez e concentração elevada de algas. O trabalho experimental foi desenvolvido utilizando-se como manancial o Lago Paranoá (Brasília, DF), que, durante o período de avaliação (18 meses), apresentou valores de turbidez variando de 3,6 a 19,7 uT, e teores de clorofila-a na faixa de 3,5 a 61,4 µg/L, sendo que mais do que 85% dos valores eram superiores a 10 µg/L e o valor médio no período ficou em torno de 35 µg/L. Os valores de turbidez podem ser considerados relativamente baixos, enquanto que o teor de clorofila-a é característico de águas de lagos considerados eutróficos. É importante destacar que, no lago em questão, verifica-se uma predominância significativa da cianobactéria filamentosa *Cylindrospermopsis raciborskii*.

O arranjo experimental da instalação usada, composta de um pré-filtro dinâmico de pedregulho (PFD) que alimentava duas linhas paralelas de pré-filtros de pedregulho de escoamento ascendente de camadas sobrepostas (PFA-1 e PFA-2) e filtros lento de areia (FL-1 e FL-2), permitiu avaliar tanto o potencial dessa tecnologia de tratamento quando voltada para a remoção de algas, como também a influência da composição granulométrica e da taxa de filtração na performance da unidade de pré-filtração ascendente. As características do material granular do pré-filtro dinâmico utilizado se assemelham às do PFD1 usado por Veras (1999) (Tabela 3.10), como também são similares as características da areia usada nos filtros lentos. A Tabela 3.24 apresenta as composição do meio granular usada nos pré-filtros de escoamento ascendente.

Tabela 3.24 - Composição granulométrica dos pré-filtros ascendentes.

Camada	PFA com 4 camadas		PFA com 5 camadas	
	Espessura	Granulometria	Espessura	Granulometria
Topo	0,4	3,2 a 6,4	0,3	1,4 a 3,2
Intermediária superior	0,4	7,9 a 12,7	0,3	3,2 a 6,4
Intermediária			0,3	9,6 a 15,9
Intermediária inferior	0,4	15,9 a 25,4	0,3	19,0 a 25,4
Fundo	0,3	31,4 a 50,0	0,3	31,4 a 50,0

As Tabelas 3.25 e 3.26 apresentam, respectivamente, algumas das condições estudadas e seus resultados médios.

Tabela 3. 25 - Resumo de algumas condições operacionais testadas

Unidade	2ª Carreira		3ª Carreira		4ª Carreira		5ª Carreira		6ª Carreira	
	TF	NC	TF	NC	TF	NC	TF	NC	TF	NC
PFD	36	3	36	3	36	3	36	3	36	3
PFA-1	12	4	18	4	18	5	12	5(*)	"by-pass" (**)	
PFA-2	12	5	18	5	12	5	12	5	12	5
FLs 1 e 2	3	1	3	1	3	1	3	1	3	1
Carreira [#]	57 dias		55 dias		65 dias		67 dias		65 dias	

Considera o funcionamento contínuo do sistema de pré-tratamento, sendo interrompida por questões de planejamento experimental e não por se atingir a perda de carga limite dos pré-filtros.

(*) unidade sendo operada com descarga de fundo intermediária

(**) PFA-1 fora de operação com FL1 sendo diretamente alimentado com água efluente do PFD

Legenda: TF – Taxa de filtração (m/dia) NC – Número de sub-camadas filtrantes

Tabela 3.26 - Eficiência de remoção média das unidades de pré-filtração.

		Unidade de pré-filtração		
		PFD	PFA-1	PFA-2
2 ^a Carreira	Remoção de Turbidez (%)	49	51	65
	Remoção de Clorofila-a (%)	41	41	64
3 ^a Carreira	Remoção de Turbidez (%)	61	39	50
	Remoção de. Clorofila-a (%)	52	15	31
4 ^a Carreira	Remoção de Turbidez (%)	48	36	49
	Remoção de Clorofila-a (%)	46	29	51
5 ^a Carreira	Remoção de Turbidez (%)	37	62	60
	Remoção de Clorofila-a (%)	30	56	58
6 ^a Carreira	Remoção de Turbidez (%)	47	---	68
	Remoção de Clorofila-a (%)	45	---	58

Da Tabela 3.26 observa-se que a eficiência da pré-filtração dinâmica é bastante significativa também na remoção de algas (expressa como clorofila-a), apresentando níveis de eficiência da mesma ordem de grandeza dos reportados para remoção de turbidez e sólidos suspensos de origem mineral. No que tange à pré-filtração ascendente, verifica-se que as melhores eficiências de remoção foram obtidas com o filtro de cinco camadas, onde a camada superior é constituída de areia grossa, operando com a taxa de 12 m/dia. Nesses casos, a duração da carreira de filtração no filtro lento foi superior a superior a 35 dias e foi interrompida por questões de planejamento experimental. Outras observações de interesse podem ser ressaltadas:

- A variação dos teores de algas na água bruta não influenciou de forma significativa a performance das unidades do sistema de pré-tratamento; entretanto, observou-se uma tendência a maiores eficiências de remoção quando concentrações mais elevadas de algas estavam presentes na água bruta;
- A performance dos pré-filtros dinâmico e de pedregulho com escoamento ascendente tendem a melhorar passados os primeiros dias de funcionamento, sugerindo a existência de um período de “amadurecimento” similar ao observado nos filtros lentos;
- A remoção de coliformes totais e fecais observada no sistema de pré-filtração, quando operado nas suas condições mais apropriadas, foi da ordem de 80% e 90%, respectivamente no pré-filtro dinâmico e pré-filtros ascendentes;
- Os dois filtros lentos produziram água com qualidade bastante similar, independentemente da performance do sistema de pré-tratamento (inclusive

quando recebeu água diretamente do pré-filtro dinâmico); entretanto, o desenvolvimento da perda de carga foi maior quando o filtro recebia água de qualidade inferior, com conseqüências negativas sobre a duração das carreiras de filtração. Cerca de 90% das amostras de água coletadas na saída dos filtros lentos apresentaram valores de turbidez inferiores a 1 uT e clorofila-a inferior a 1 µg/L.

Da análise dos dados obtidos, observa-se que, em qualquer das situações, a concentração de algas é significativamente reduzida no sistema de pré-tratamento, de 50 a 80%, demonstrando o grande potencial de utilização da pré-filtração dinâmica e da pré-filtração ascendente também nos casos de águas com altas concentrações de algas. Contudo, a generalização dos níveis de eficiência obtidos deve ser evitada pois, como observado por Di Bernardo e colaboradores (1990 e 1992), a eficiência de remoção de algas tanto em filtros lentos, como em pré-filtros, é influenciada pelas características das algas presentes na água bruta.

Custos

Na filtração lenta convencional, a inexistência de unidades de mistura rápida (adição de coagulante), floculação e sedimentação, comuns à maioria das instalações que envolvem a filtração rápida, resulta na concepção de um sistema de simples construção e operação, que dispensa o uso de equipamentos de controle sofisticados e não requer mão de obra especializada para sua operação, além de apresentar um baixo consumo de energia. Tais aspectos permitem, de um modo geral, a produção de água com custos mais baixos devido à redução, principalmente, dos custos operacionais.

Um resumo dos custos de construção de 15 estações de tratamento de filtração lenta (13 das quais construídas na década de 80) apresentado por Berg *et al.* (1991), revela uma variação significativa desses custos, na faixa de US\$ 50 a 2640 por metro quadrado de área de filtro. Essa variação é altamente influenciada pela capacidade de instalação, observando-se uma significativa economia de escala nas unidades de maior porte, e por outros fatores como: a) se o filtro é coberto ou não; b) o tipo de construção da unidade de filtração (concreto ou bermas de terra); c) complexidade e nível de automatização; d) condições locais (infra-estrutura rodoviária, tipo de solo, etc); e, e) disponibilidade de material granular (areia e pedregulho). Em geral as

estações não cobertas, construídas em bermas de terra e sem adoção de sistemas automatizados de controle apresentaram os menores custos.

A partir de levantamentos realizados na década de 80, em 27 unidades de filtração lenta em operação nos Estados Unidos, Slezak e Sims (1984) reportam que a maioria das instalações (59%) apresentou custo de operação e manutenção inferior a US\$ 0,03 por metro cúbico de água produzida. Confirmando este valor, Cullen e Letterman (1985) reportam, a partir da avaliação de 7 estações de tratamento, um custo médio inferior a US\$ 0,01 para cada 1000 litros de água tratada. Para um consumo per capita variando entre 150 e 380 litros por dia, o custo per capita varia de cerca de US\$ 0,45 a US\$ 1,1 por ano.

Ainda segundo Slezak e Sims (1984), aproximadamente 2/3 das instalações de filtração lenta eram operadas com mão de obra mínima (um ou duas pessoas) geralmente sem alto grau de especialização, contribuindo para o baixo custo operacional. De acordo com a USEPA (1992), a rotina operacional diária de um filtro lento consiste em checar a temperatura e turbidez da água afluenta às unidades filtrantes, a turbidez da água efluente dos filtros e perda de carga no meio filtrante. Conforme o tipo de operação, se de nível da água variável ou constante no interior dos filtros, as vazões afluentes ou efluentes devem ser ajustadas.

O principal componente do custo operacional é, segundo Berg *et al.* (1991), o número de horas de trabalho necessárias para os procedimentos de raspagem e recomposição do meio filtrante, o que significa dizer que a duração da carreira de filtração tem grande influência nos custos de operação e manutenção. Os levantamentos de Cullen e Letterman (1985) indicam que para a limpeza manual do meio filtrante são gastas, em média, 5 horas de trabalho para cada 100 m² de área do filtro, ao passo que para a recomposição do meio filtrante, envolvendo a recolocação da areia após várias limpezas (cerca de 1 vez a cada seis anos) são necessárias de 49 a 59 horas de trabalho para cada 100 m² de filtro.

Os custos tanto de implantação como de operação podem ser inferiores em países ou regiões menos desenvolvidas nas quais o custo da mão de obra é geralmente menor do que os relatados nos estudos mencionados anteriormente. Modificações realizadas em uma estação de tratamento convencional na periferia de Cali, Colômbia, transformando-a em uma unidade de filtração lenta, resultaram em redução de 90% dos custos de operação e manutenção da instalação (Visscher e Galvis, 1986).

Por ser uma tecnologia em fase de consolidação, são raros os dados de custos de implantação e de operação e manutenção relativos à filtração em múltiplas etapas. Galvis *et al.* (1998) apresentam uma estimativa da distribuição percentual de custos de implantação das etapas de tratamento de diferentes opções de FiME, considerando a realidade colombiana (Tabela 3.27).

Tabela 3.27 - Custos de implantação dos diferentes componentes de uma instalação FiME no Vale do Rio Cauca na Colômbia - agosto de 1996 (Galvis *et al.*,1998).

ALTERNATIVAS DE FiME (%)				
Componente de FiME	PFD	PFD	PFD	PFD
	FL	PFAC	PFAS2	PFAS3
PFD (Pré-filtro Dinâmico)	10	9	8	7
PFAC (unidade com subcamadas)		15		
PFAS2 (duas unidades em série)			24	
PFAS3 (três unidades em série)				32
FL (Filtro Lento em areia)	55	46	42	37
Área de armazenamento de areia	12	10		8
Outros	23	20	17	16
Total	100	100	100	100

Legenda:

PFD = Pré-filtro dinâmico; PFAC = pré-filtro com escoamento ascendente em camada; PFAS2 = pré-filtro com escoamento ascendente com duas unidades em série; PFAS3 = pré-filtro com escoamento ascendente com três unidades em série; FL = Filtro Lento.

Observa-se da Tabela 3.27 que a componente de custo da pré-filtração ascendente cresce significativamente quando opta-se pela filtração em série. Os autores ressaltaram o fato do custo da pré-filtração dinâmica variar, apenas, entre 7 e 10 % do custo total. Considerando esse baixo investimento e a elevada capacidade de retenção de sólidos suspensos, turbidez e algas, demonstrada pela pré-filtração dinâmica, recomenda-se, sempre que as características da captação permitir, incluir essa unidade de pré-tratamento antecedendo a filtração lenta.

Bibliografia

Arceivala , S.J. (1986). Wastewater Treatment for Pollution Control, Tata McGraw-Hill, Nova Deli, India.

Bellamy, W.D., Silverman, G.P., Hendricks, D.W. e Logsdon, G.S. (1985a). "Removing Giardia Cysts with Slow Sand Filtration". Journal of American Water Works Association, Vol 77, No. 2, pp. 52-60.

Bellamy, W.D., Hendricks, D.W. e Logsdon, G.S. (1985b). "Slow Sand Filtration: Influences of Selected Process Variables". Journal of American Water Works Association, Vol 77, No. 12, pp. 62-66.

Berg, P., Tanner, S. e Shieh, C.Y. (1991). "Construction, Operation, end Maintenance Costs". In: Logsdon, G.S. (ed.) Slow Sand Filtration. ASCE, Nova Iorque, E.U.A.

Bresaola, R. (1990). Estudos Comparativos do Desempenho de Sistemas Constituídos de Pré-Filtros de Pedregulho - Filtro Lento de Areia e Pré-Filtro de Areia - Filtro Lento de Areia para Tratamento de Águas de Abastecimento, Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, 196p.

Cleasby, J.L. (1991). "Source water quality and pretreatment options for slow filters." In: Logsdon, G.S. (ed.) Slow Sand Filtration. ASCE, Nova Iorque, E.U.A.

Cullen, T.R. e Letterman, R.D. (1985). "The Effect of Slow Sand Filter Maintenance on Water Quality". Journal of American Water Works Association, Vol 77, No. 12, pp. 48-55.

Di Bernardo (1991). Seminário Nacional sobre Pré-Filtração e Filtração Lenta de Águas de Abastecimento. São Carlos, Brasil.

Di Bernardo, L. (1993). Métodos e Técnicas de Tratamento de Água, vols. 1 e 2. ABES, Rio de Janeiro.

Di Bernardo, L. e Collazos, A.P. (1990). "Comparação entre a pré-filtração em pedregulho e areia grossa com fluxo ascendente e fluxo descendente como pré-tratamento da filtração lenta." In: IV Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Belo Horizonte, Brasil.

Di Bernardo, L. e Rocha, O. (1990). "Remoção de algas em pré-filtro de fluxo ascendente com meio granular de pedregulho e areia grossa." In: IV Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Belo Horizonte, Brasil.

Di Bernardo, L., Rocha, O. e Varesche, M. B. A. (1990). "Influência de algas planctônicas no desempenho de filtros lentos de areia." In: IV Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Belo Horizonte, Brasil.

Fogel, D., Isaac-Renton, J., Guasparini, R., Moorehead, W. e Ongerth, J. (1993). "Removing and Cryptosporidium by Slow Sand Filtration". Journal of American Water Works Association, Vol 85, No. 11, pp. 77-84.

Galvis, G., Fernández, J. e Visscher, J. T. (1992). "Comparative study of different pretreatment alternatives." Anais do Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung (Roughing Filters for Water treatment). Workshop em Zurique, 25 a 27 de junho, Suíça.

Galvis, G., Latorre, J. e Visscher, J.T. (1997). Filtración en Múltiples Etapas. Tecnología Innovativa para el Tratamiento de Agua (versión preliminar). IRC, CINARA, Colômbia.

Galvis, G., Latorre, J., Ochoa, A.E. e Visscher, J.T. (1996). "Comparison of horizontal and upflow roughing filtration." In: Graham, N. e Collins, R. (eds.), *Advances in Slow Sand and Alternative Biological Filtration*. John Wiley & Sons Ltd, Inglaterra.

Galvis, G., Di Bernardo, L. e Brandão, C.C.S. (1998). "Filtração em múltiplas etapas no tratamento de águas de abastecimento." In: *Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*. João Pessoa, Paraíba, Brasil.

Haarhoff, J. e Cleasby, J.L. (1991). "Biological and physical mechanisms in slow sand filtration." In: Logsdon, G.S. (ed.) *Slow Sand Filtration*, ASCE, Nova Iorque, E.U.A.

Hespanhol, (1987). "Filtração lenta." In: Azevedo Netto, J.M. (ed.) *Técnicas de Abastecimento de Água*, vol. 2. CETESB, São Paulo.

Keijola, A.M., Himberg, K., Esala, A.L., Sivonen, K. e Hiisvirta, L. (1988). "Removal of Cyanobacterial Toxins in Water Treatment Processes: Laboratory and Pilot-Scale Experiments". *Toxicity Assessment: An International Journal*, Vol. 3, 643-656.

Latorre, J.M. e Hincapie G., M.M. (1996). "Filtración en multiples etapas-FiME. Algunos factores limitantes. Caso de estudio Yacaunquer-Nariño, Colômbia." *Anais da Conferencia Internacional Mejoramiento de la Calidad del Agua*, Santiago de Cali, 30 de abril a 4 de maio, Colômbia.

Latorre, J., Galvis, G. e Visscher, J.T. (1996). "Performance evaluation of dynamic roughing filtration." In: Graham, N. e Collins, R. (eds.), *Advances in Slow Sand and Alternative Biological Filtration*. John Wiley & Sons Ltd, Inglaterra.

Lloyd, B. (1996). "La Vigilancia y Control de la Calidad del Agua: El desarrollo de una Herramienta de Gestion en el Sector". *Anais da Conferencia Internacional Mejoramiento de la Calidad del Agua*, Santiago de Cali, 30 de abril a 4 de maio, Colômbia.

Mello, O.M.T. (1998). *Avaliação do Desempenho da Filtração em Múltiplas Etapas no Tratamento de Águas com Elevadas Concentrações de Algas*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

Mbwette, T.S.A. (1992). "The treatment and operational performance of roughing filters in Tanzania." *Anais do Kiesfiltration in der Wasseraufbereitung (Roughing Filters for Water Treatment)*. Workshop em Zurique, 25 a 27 de junho, Suíça.

Slezak, L.A. e Sims, R.C. (1984). "The Application and effectiveness of Slow sand Filtration in the United States". *Journal of American Water Works Association*, Vol 76, No. 12, pp. 38-43.

Souza Jr., W.A. (1999). Filtração em Múltiplas Etapas Aplicada ao Tratamento de Águas com Presença de Algas: Avaliação de Variáveis Operacionais. Dissertação de Mestrado Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

Timms, S., Slade, J.S e Fricker, C.R. (1995). "Removal of Cryptosporidium by Slow Sand Filtration". Water Science and Technology, Vol. 31, No. 5-6, pp81-84.

USEPA - US Environmental Protection Agency (1992). Small Community Water and Wastewater Treatment. Summary Report No. EPA/625/R-92/010, EPA, EUA.

Vargas F.,V., Galvis C.,A., Hincapie G., M. M. e Latorre, J. (1996). "Filtración en Múltiples Etapas: Selección de Tecnología considerando riesgo sanitario, eficiencia y costos." In Conferencia Internacional Mejoramiento de la Calidad del Agua, Univalle, CINARA, Santiago de Cali, Colômbia.

Veras, L.R.V. (1999). Tratamento de Água Superficial por Meio de Diferentes Alternativas da Tecnologia de Filtração em Múltiplas Etapas. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

Visscher, J.T. e Galvis, G. (1986). "Slow Sand Filtration Back in Business". Journal of American Water Works Association, Vol 78, No. 12, pp. 92-94.

Visscher, J.T., Galvis, G. e Latorre, J. (1996). "Filtración en multiples etapas-FIME: bondades e limitaciones." Anais da Conferencia Internacional Mejoramiento de la Calidad del Agua, Santiago de Cali, 30 de abril a 4 de maio, Colômbia.

Yoo, R.S., Carmichael, W.W., Hoehn, R.C., e Hrudey, S.E. (1995), Cyanobacterial (Blue-Green Algal) Toxins: A Resource Guide. AWWA Research Foundation, E.U.A.

Wegelin, M. (1988). "Roughing gravel filters for suspended solids removal." In: Graham, N. (ed.) Slow Sand Filtration: Recent Developments in Water Treatment Technology. Ellis Horwood Ltd, Inglaterra.

Wegelin, M. (1991). "Horizontal-flow roughing filtration." Anais do Seminário Internacional Mejoramiento de la Calidad de Agua para Consumo Humano. Santiago de Cali, 4 a 8 de novembro, Colômbia.

Wegelin, M., Inggallinella, A.M. e Stecca, L.M. (1996). "Filtración gruesa ascendente en manto de grava-Rehabilitación de la etapa previa a los filtros lentos de la planta potabilizadora de Tarata, Bolivia." Anais da Conferencia Internacional Mejoramiento de la Calidad del Agua, Santiago de Cali, 30 de abril a 4 de maio, Colômbia.

Wheeler, D., Bartram, J. e Lloyd, B.J. (1988). "The removal of viruses by filtration through sand." In: Graham, N. (ed.) Slow Sand Filtration: Recent Developments in Water Treatment Technology. Ellis Horwood Ltd, Inglaterra.

Capítulo 4 – CRITÉRIOS DE PROJETO E DIMENSIONAMENTO

Considerações Preliminares

Infelizmente, por muitas razões, a filtração lenta deixou de ser uma alternativa de tratamento adotada no Brasil a partir da década de 70, especialmente pela falta de pesquisa com o intuito de solucionar o problema relacionado com a piora da qualidade da água dos mananciais utilizados. Há casos de reforma de instalações de filtração lenta, que foram convertidas em filtração rápida mediante a introdução da coagulação química, floculação e decantação. Na maioria das situações, não houve estudo prévio adequado das condições existentes, especialmente sobre a sustentabilidade da tecnologia, o que gerou grandes dificuldades financeiras e operacionais.

Com o desenvolvimento de diversos métodos de pré-tratamento, especialmente nos últimos 25 anos, a filtração lenta pode ser, em muitas situações, a solução apropriada para muitos países, como o Brasil, que possui regiões de acentuadas diferenças sócio-econômicas. Cabe ao projetista não somente selecionar de forma segura a tecnologia de tratamento, mas também conhecer as limitações de cada uma delas para a escolha apropriada dos parâmetros de projeto.

O emprego da filtração lenta tem tido, sobretudo em outros países, ampla aplicação. Nas fotos da Figura 4.1 são mostrados o manancial e os três filtros lentos de uma instalação localizada no Brasil, que tratava uma vazão máxima de 150 L/s, construída na década de 80 e convertida em filtração rápida na década de 90.



Figura 4.1 – Fotos do Manancial e de Filtros Lentos de uma Estação (Q = 150 L/s).

Nas fotos da Figura 4.2 são mostrados o manancial, a tomada de água, o pré-filtro dinâmico e entradas e saídas de pré-filtros de escoamento ascendente e de filtros lentos de uma instalação FiME localizada na Colômbia, que trata uma vazão de 1,5 L/s.

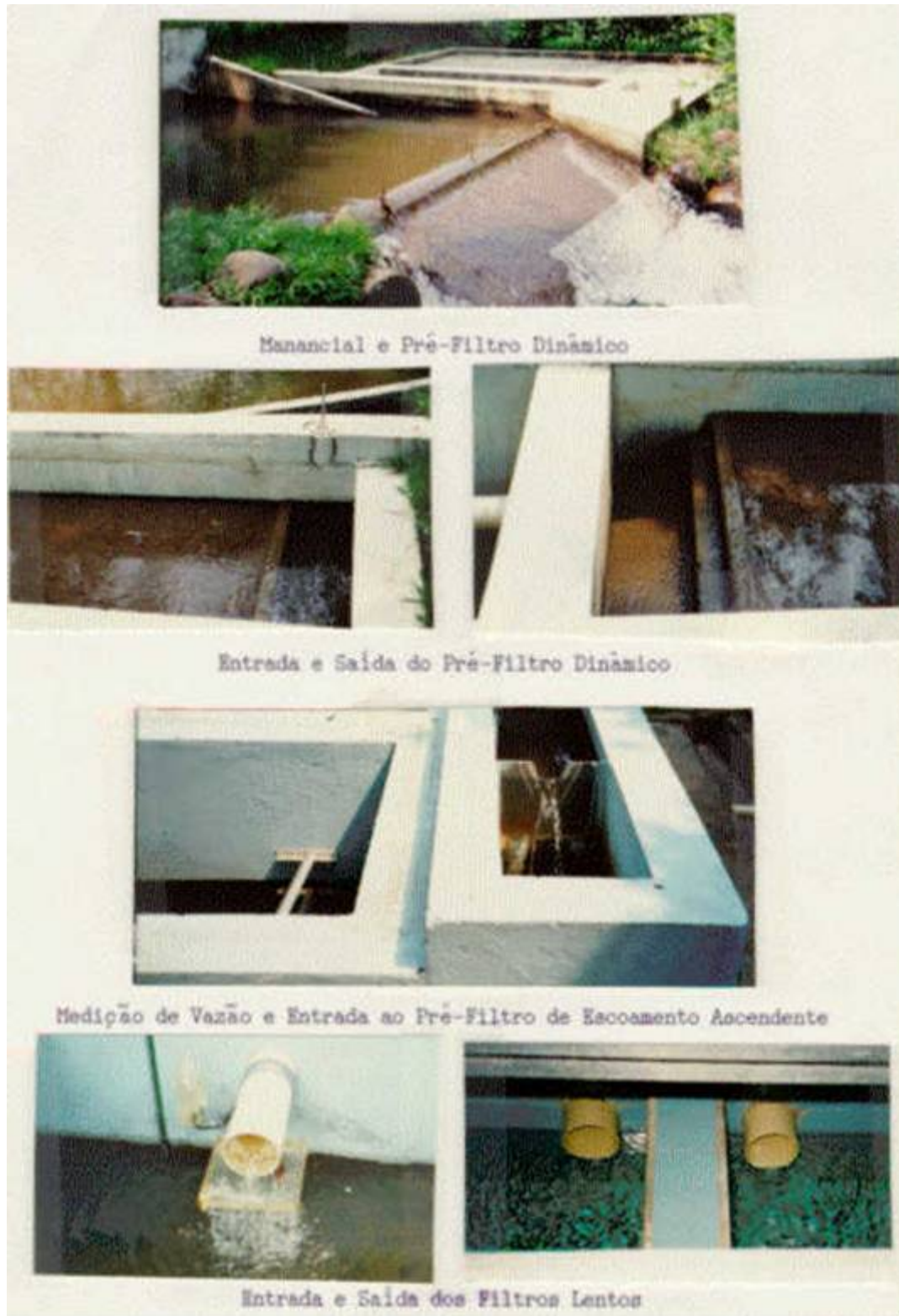


Figura 4.2 – Fotos de uma Instalação FiME ($Q = 1,5 \text{ L/s}$)

Na foto da Figura 4.3 é mostrado um dos quarenta filtros lentos com área em planta de cerca de 3 200 m², da estação Ashford Common de Londres (Inglaterra), que trata uma vazão da ordem de 10 m³/s.



Figura 4.3 – Foto de um Filtro Lento da ETA Ashford Common (Londres-Inglaterra)

Fatores que Influem na Eficiência da FiME

Os fatores que influem no desempenho da FiME podem ser agrupados em: a) características da água bruta, como número e tamanho das partículas, teor de sólidos suspensos, turbidez, concentração e principais gêneros de algas, outros organismos (bactérias, vírus, protozoários, etc), compostos orgânicos, nutrientes, ferro, manganês e outros metais, etc; b) tipo de pré-tratamento antecedendo à filtração lenta; c) operação e manutenção; d) características de projeto.

No ítems seguintes são desenvolvidos os principais fatores relacionados à eficiência da FiME e que devem ser considerados no projeto e operação.

Sólidos Suspensos, Turbidez e Tamanho das Partículas

É importante o conhecimento do tamanho das partículas presentes na água bruta, pois águas que contêm grande quantidade de partículas sub-micrômicas dificilmente podem ser tratadas convenientemente por meio da filtração lenta. A presença de partículas de maior tamanho é também importante, do ponto de vista operacional, uma vez que um filtro lento limpo deve inicialmente receber água bruta, pois essas partículas, importantes para a formação rápida do “schmutzdecke”, são retidas nas unidades de pré-filtração (dinâmica ou ascendente). Isso tem sido observado em pesquisas realizadas em instalação piloto e em estações em funcionamento na

Colômbia. Di Bernardo e Alcócer C. (1996) desenvolveram uma pesquisa em instalação piloto de filtração lenta para taxas de filtração de 3, 6, 9 e 12 m/d, tomaram amostras do afluente e efluente do filtro e efetuaram medidas de vários parâmetros de qualidade, destacando-se a turbidez e o número de partículas com tamanho entre 0,5 e 40 μm . Nas Figuras 4.4 e 4.5 são apresentados os valores da concentração de partículas em ordenadas e os de turbidez em abcissas, sendo mostrados dados do número total de partículas entre 0,5 e 40 μm e de partículas com tamanho médio de 10,08 μm .

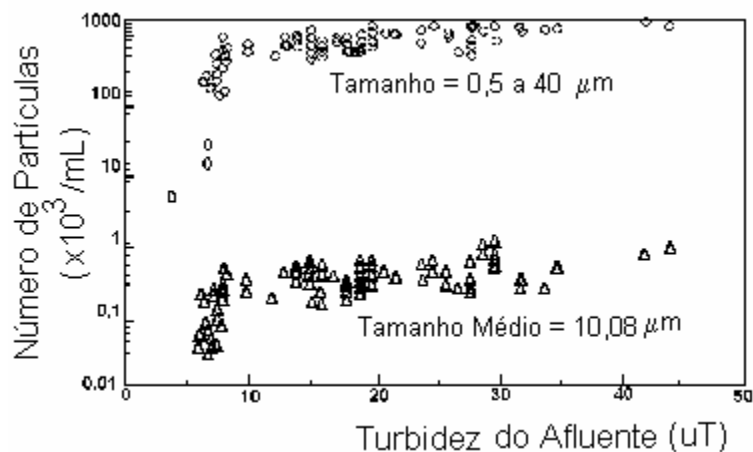


Figura 4.4 – Número de Partículas em Função da Turbidez do Afluente (Di Bernardo e Alcocer C, 1996)

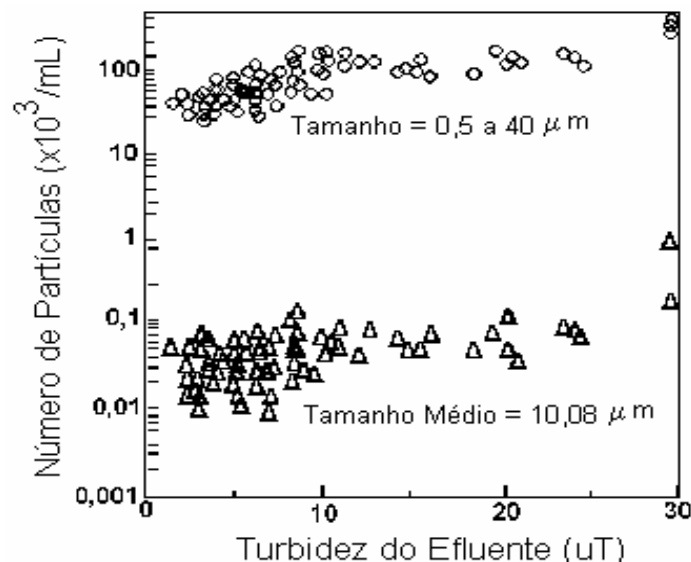


Figura 4.5 – Número de Partículas em Função da Turbidez do Efluente (Di Bernardo e Alcocer C, 1996)

Os valores de turbidez maiores que 10 uT ocorreram geralmente no início da carreira de filtração. A melhoria na qualidade do efluente foi detectada após cerca de 2 a 4 dias,

dependendo da taxa de filtração. Embora não sejam mostrados os dados, o número de partículas com tamanho médio de 1,16 μm resultou relativamente elevado no efluente, representando cerca de 50 % do número total entre 0,5 e 40 μm . Isso ocorre, principalmente, no início da carreira de filtração, embora se saiba que, mesmo após o período de amadurecimento, os filtros lentos não são muito eficientes na remoção de partículas pequenas que conferem turbidez à água. Por outro lado, a remoção de partículas com tamanho médio de 10,08 μm , representando aproximadamente 0,1 % do número total de partículas presentes na água bruta, foi da ordem de 99,9 % quando a turbidez do efluente era inferior a 10 uT. Nas duas Figuras percebe-se que existe certa correlação entre o número total de partículas e a turbidez da água bruta ou da água filtrada, embora os dados correspondentes ao tamanho médio de 10,08 μm se mostrem melhor correlacionados aos da turbidez, especialmente da água filtrada. Os autores concluíram que havia relação entre o número de partículas e a turbidez do afluente e efluente dos filtros lentos, cujo grau de dispersão dos dados diminuía à medida que aumentava o tamanho médio das partículas de 1,16 para 25,40 μm . Embora a turbidez venha sendo um dos parâmetros comumente considerados para a escolha da filtração lenta sem pré-tratamento, observa-se, pelo exposto, que tal parâmetro não necessariamente representa as partículas presentes na água bruta ou filtrada.

Segundo Bernier (1991), quando o afluente apresenta turbidez ou teor de sólidos em suspensão total - SST baixos, a duração da carreira de filtração pode resultar significativamente longa, como mostrado na Figura 4.6, na qual se tem a variação da turbidez nos 10 primeiros dias de carreira e 10 meses de carreira (após o período inicial de 10 dias), principalmente quando a taxa de filtração é baixa. Nesse experimento, a taxa de filtração era da ordem de 2,4 m/d, e a água bruta apresentou turbidez inferior a 5 uT, teor de SST menor que 5 mg/L e temperatura variando entre 4 e 20 °C.

Como se pode observar na Figura 4.6, a turbidez decresce continuamente durante o período de funcionamento, não havendo a ocorrência do traspasse, característica da filtração rápida, ou seja, aumento contínuo da turbidez da água filtrada após um certo tempo de operação. Dentre outras, essa é a grande diferença operacional entre a filtração rápida e a lenta. Também, como não há a coagulação química, o tempo requerido para a produção de água com turbidez menor que 1 uT, preconizada pelo Padrão de Potabilidade no Brasil, pode levar semanas ou meses (no presente caso,

foram necessários 2 meses para que isso ocorresse). Há casos em que não se produz água filtrada com turbidez menor que 1 uT, fato relacionado ao tamanho das partículas. Quando estas, em grande maioria, são menores que 1 μm , dificilmente o efluente filtrado apresenta-se com turbidez inferior a 1 uT, mesmo após a constatação da formação da camada biológica, embora, do ponto de vista microbiológico, o efluente possa apresentar-se com qualidade excelente.

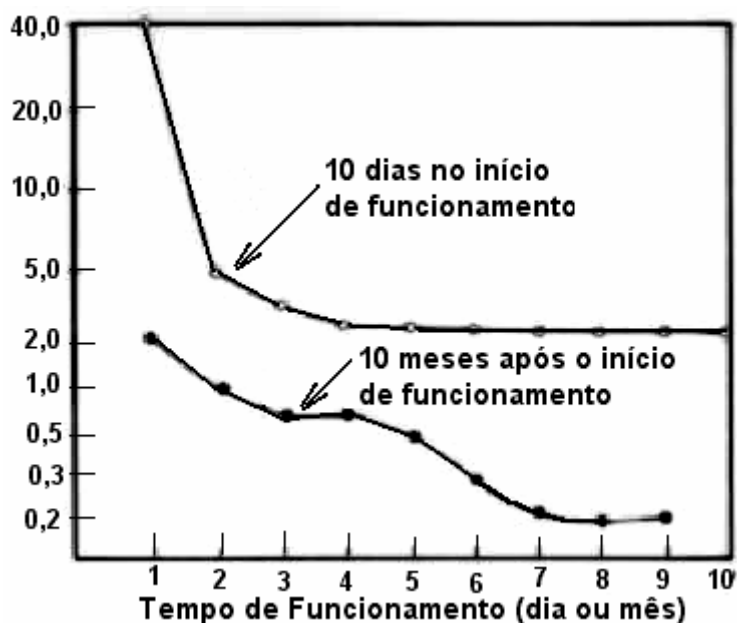


Figura 4.6 – Variação da turbidez da água filtrada em um filtro lento recebendo água bruta com turbidez e teor de SST baixos (Bernier, 1991)

Do ponto de vista prático, há algumas medidas simplificadas que podem fornecer subsídios ao projetista relativamente às partículas presentes na água bruta, quais sejam, ensaios para avaliar a sedimentabilidade e a filtrabilidade.

O ensaio de sedimentação pode ser efetuado empregando uma coluna com 60 cm de altura e diâmetro mínimo de 50 mm, contendo tomada de amostra a 15 cm a partir do fundo e escala colada na sua superfície externa. Após o enchimento da coluna com a água em estudo, introduz-se um termômetro na água para registro da temperatura, são coletadas amostras na tomada em intervalos de tempo (por exemplo, a cada 15 ou 30 min, dependendo do teor de sólidos suspensos totais-SST ou da turbidez da água bruta) e anotada a altura da lâmina líquida correspondente, até que se verifique que o teor de SST ou a turbidez não varie significativamente, podendo-se então encerrar o ensaio. São medidos os valores de SST ou de turbidez das amostras coletadas, os quais podem ser relacionados às velocidades de sedimentação, obtidas dividindo-se a altura média da lâmina líquida pelo tempo decorrido até o momento da

coleta. Em seguida, constrói-se um gráfico semelhante ao da Figura 4.7, na qual se tem fração da turbidez (turbidez da amostra dividida pela turbidez da água bruta) sedimentando com velocidade menor à considerada, a qual se encontra no eixo das abscissas ($V_{s1} > V_{s2} > V_{s3} > V_{s4} > V_{s5} > V_{s6}$). É preferível medir o teor de SST e a turbidez e procurar relacioná-los. No entanto, na impossibilidade da medição do teor de SST, pode-se utilizar somente a turbidez.

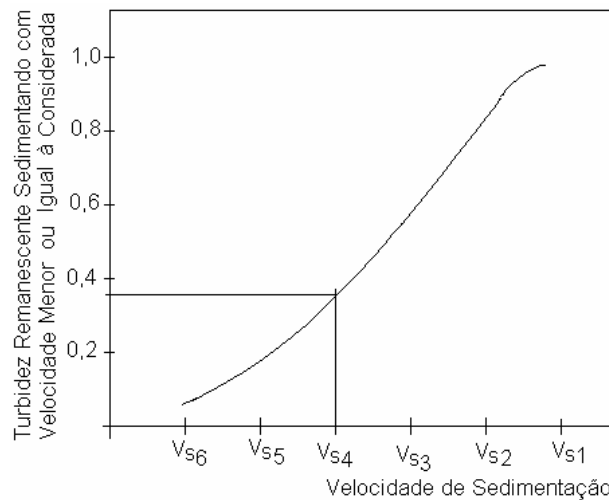


Figura 4.7 – Resultados Típicos Obtidos em Ensaio de Sedimentação em Coluna

Observa-se, na Figura 4.7, que cerca de 35 % da turbidez da água bruta encontra-se sedimentando com velocidade menor ou igual a V_{s4} . Com base no gráfico dessa Figura, o qual deve ser construído para a época de chuvas críticas, o projetista poderá decidir pela necessidade de uma lagoa de pré-sedimentação em lugar da pré-filtração dinâmica, desde que a fração da turbidez ou de SST que sedimenta seja significativa para uma velocidade de sedimentação relativamente alta quando comparada à taxa de aplicação na pré-filtração dinâmica.

O ensaio de filtração da água bruta coletada em diferentes épocas do ano também fornece uma idéia das partículas presentes. Podem ser utilizados alguns tipos distintos de papel ou de membrana, quais sejam: papel de filtro Whatman 41 (tamanho médio dos vazios=20 a 25 μm); Whatman 40 (tamanho médio dos vazios=8,4 μm); Whatman 44 (tamanho médio dos vazios= 3,0 μm); membrana GF/52C (tamanho médio dos vazios= 1,2 μm). O papel de filtro é dobrado e disposto em um funil apoiado em erlenmeyer; a água de estudo é pipetada e filtrada até que se obtenha um volume suficiente para a realização das medidas de turbidez e de SST. Em seguida, constrói-se um gráfico semelhante ao da Figura 4.7, com a diferença de que no eixo das ordenadas tem-se a fração da turbidez remanescente ou de SST remanescentes

menor ou igual ao tamanho do vazão considerado na filtração e no eixo das abcissas, a abertura do papel de filtro utilizado. Uma vez mais pode-se tentar relacionar a turbidez com o teor de SST das amostras filtradas, o que fornecerá informações importantes acerca do tamanho e quantidade das partículas presentes na água bruta.

Do mesmo modo que as partículas inertes, as algas podem ter tamanhos variados na água bruta, de forma que o conhecimento dos principais gêneros pode ser interessante, pois algas filamentosas causam obstrução rápida do meio filtrante dos filtros lentos, enquanto algas de outros gêneros podem ter forma e mobilidade que facilitam sua passagem pelo meio filtrante. Sempre que houver possibilidade da presença de algas nas fontes de abastecimento, torna-se imprescindível o pré-tratamento antecedendo a filtração lenta.

Método de Operação

Em geral, as unidades de um instalação FiME funcionam com taxa constante. No caso da pré-filtração dinâmica, pode haver uma pequena diminuição na taxa de filtração durante o dia, dependendo da frequência de ajuste de vazão. No caso da filtração lenta, os filtros normalmente funcionam com taxa constante e nível de água em seu interior constante ou variável.

Nas Figuras 4.8 e 4.9 são mostrados arranjos típicos de filtros lentos projetados e operados com nível de água constante ou variável em seu interior. Segundo Di Bernardo e Alcocer C. (1996), a eficiência é praticamente a mesma, de forma que, do ponto de vista econômico e operacional, é preferível optar pelo filtro com nível de água variável. É interessante observar nas duas Figuras a existência de uma descarga do sobrenadante, pois o tempo é relativamente longo quando a retirada do sobrenadante, para posterior execução da limpeza do meio filtrante, é feita pela drenagem geral do filtro.

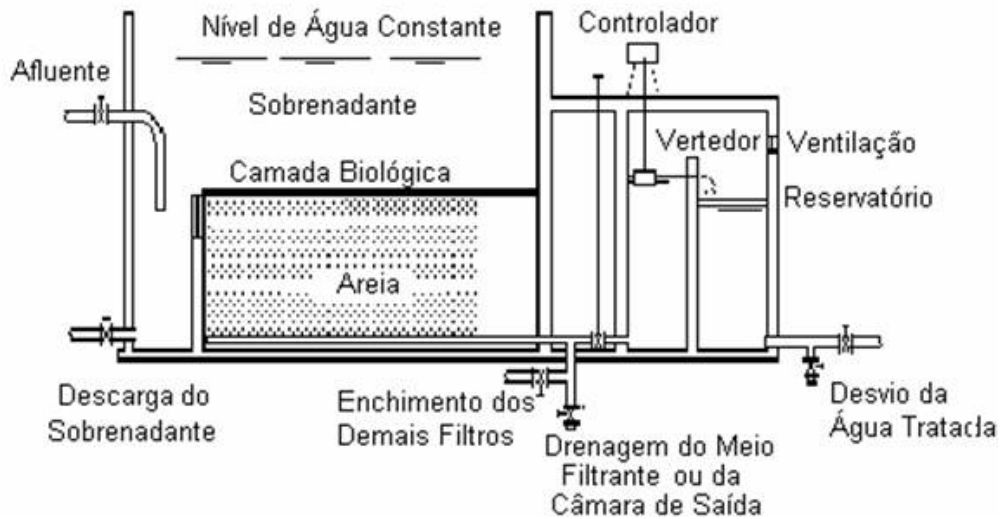


Figura 4.8 – Arranjo Típico de Filtro Lento com Nível de Água Constante

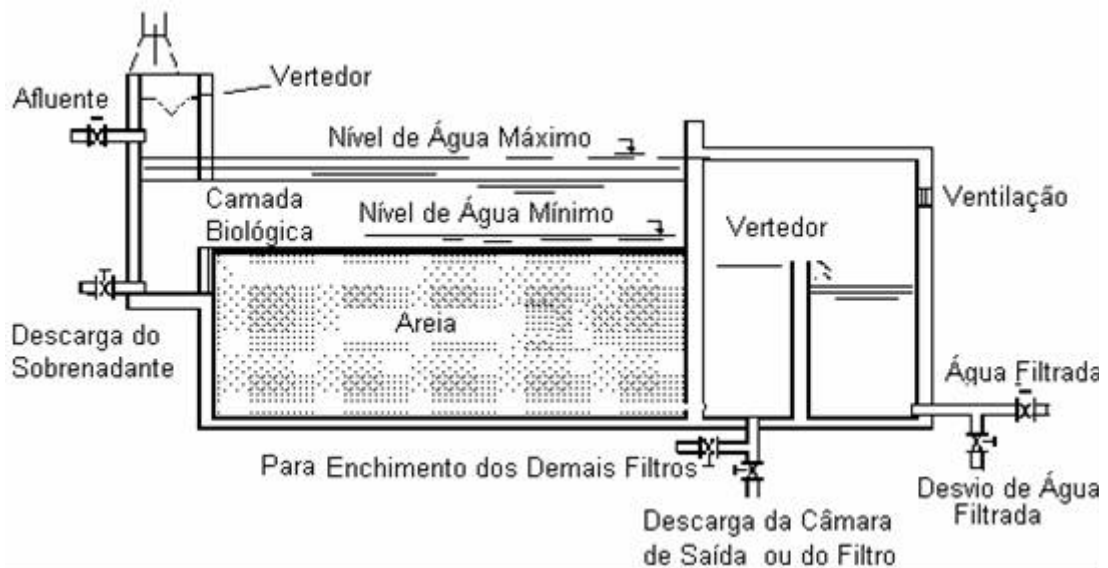


Figura 4.9 – Arranjo Típico de Filtro Lento com Nível de Água Variável



Figura 4.10 – Foto ilustrando o canal de descarga (e de entrada) de um filtro lento operado com nível de água variável

Meio Filtrante de Filtros Lentos

Desde 1829, quando os filtros de areia foram empregados pela primeira vez no tratamento de água para abastecimento público, ocorreram muitas inovações visando melhorar o desempenho destas unidades. Algumas pesquisas foram realizadas com areia de diferentes granulometrias, chegando-se à conclusão sobre o mais eficiente material: tamanhos dos grãos compreendidos entre 0,08 e 1,0 mm; tamanho efetivo entre 0,15 e 0,30 mm; coeficiente de desuniformidade menor que 5,0 (preferivelmente entre 2 e 5).

Na Figura 4.11 é mostrada a curva típica de distribuição granulométrica da areia usada na filtração lenta. No eixo das abcissas tem-se a abertura das peneiras da série granulométrica e, no das ordenadas, a porcentagem acumulada da areia que passa (em massa) nas peneiras. O tamanho efetivo, corresponde àquele referente a 10 % no eixo das ordenadas e é igual a 0,21 mm, e o coeficiente de desuniformidade, dado pela relação dos tamanhos correspondentes a 60 % (0,71 mm) e 10 % (0,21 mm), é igual a cerca de 3,4, para a areia com curva granulométrica igual à da Figura 4.11.

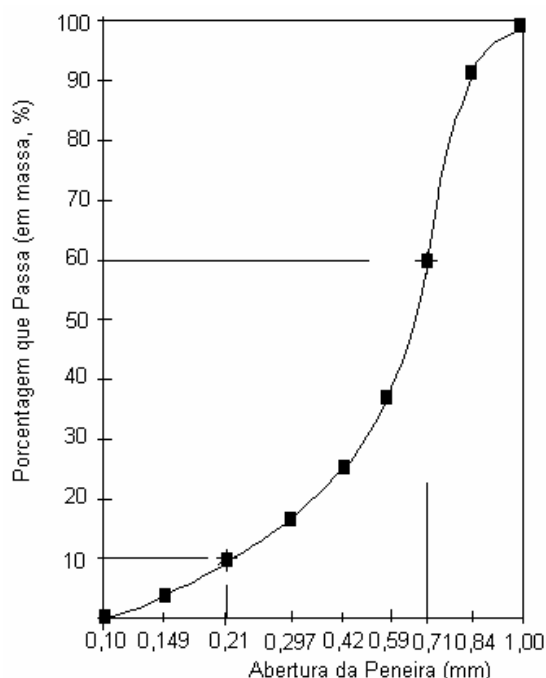


Figura 4.11 – Curva Granulométrica da Areia Comumente Usada nos Filtros Lentos

Di Bernardo e Escobar R. (1996) desenvolveram um trabalho de pesquisa com o fim de verificar a influência do coeficiente de desuniformidade na eficiência da filtração lenta. Os autores estudaram quatro areias, todas tendo tamanho efetivo da ordem de

0,2 mm, porém, com coeficientes de desuniformidade variando de 2,2 a 4,3 (camada de espessura igual a 70 cm) para taxas de filtração compreendidas entre 3 e 12 m/d. Os autores verificaram que a penetração de impurezas (espessura da camada biológica) resultava mais profunda com o aumento do coeficiente de desuniformidade e, como consequência, mais longas foram as carreiras de filtração para as taxas estudadas; também, a qualidade da água filtrada produzida não era significativamente alterada pela diferença entre os coeficientes de desuniformidade. Nas fotos da Figura 4.12 têm-se cortes do topo da camada de areia de dois filtros pilotos, evidenciando a espessura da camada biológica formada, para areia de mesmo tamanho efetivo e mesmo tamanho dos grãos (máximo e mínimo), porém, com coeficientes de desuniformidade diferentes.



Figura 4.12 - Fotos ilustrando a espessura da camada biológica em filtros lentos de areia com diferentes coeficientes de desuniformidade (Di Bernardo e Escobar R., 1996)

A espessura inicial da camada de areia é geralmente da ordem 0,9 a 1,0 m e, após raspagens sucessivas da sua superfície para limpeza, a camada de areia é recomposta somente quando a espessura atinge cerca de 0,6 m.

A espessura da camada pode diminuir quando são empregadas mantas sintéticas não tecidas no topo da areia. Os não-tecidos, amplamente utilizados em produtos industriais e em obras de engenharia, começaram a ser estudados na década de oitenta por grupos de pesquisa da Inglaterra, visando sua aplicação na filtração lenta para tratamento de águas de abastecimento.

As mantas são empregadas para reter parte das impurezas encaminhadas ao meio filtrante granular, visando aumentar a duração da carreira de filtração, incrementar a taxas de filtração e diminuir a espessura da camada de areia, sem prejudicar a qualidade do efluente, de modo a reduzir os custos operacionais das estações.

Graham *et al.* (1991) resumiram os resultados experimentais de pesquisas relacionadas ao emprego de mantas sintéticas não-tecidas na filtração lenta, realizadas no período de 1983 a 1989. A partir dos diversos trabalhos, os pesquisadores construíram, por interpolação, a Figura 4.13, na qual estão relacionadas a superfície específica, a espessura da camada de manta e o fator de aumento da duração da carreira de filtração.

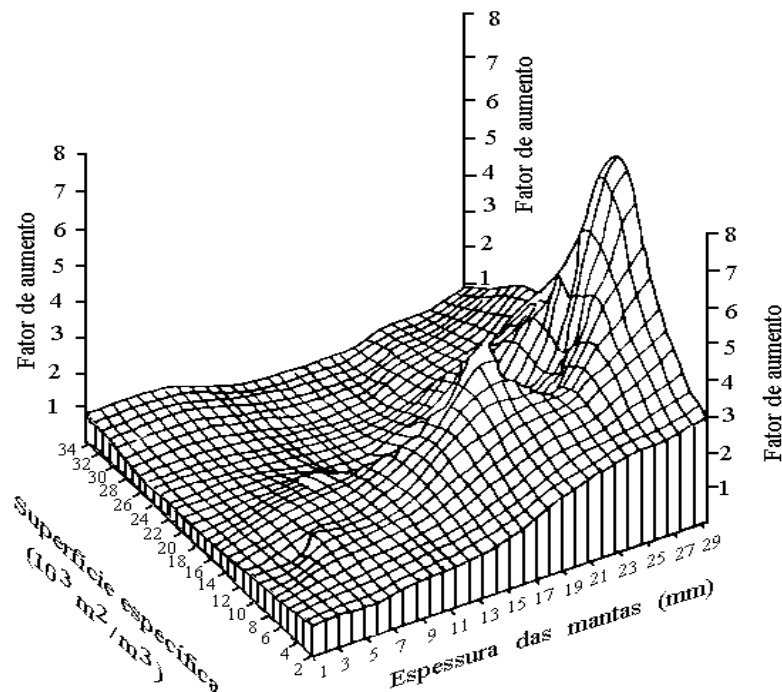


Figura 4.13 - Alteração na duração da carreira de filtros lentos em função da espessura e da superfície específica das mantas (Graham *et al.*, 1990)

Embora a Figura 4.13 tenha sido baseada em um número limitado de dados, e a carga hidráulica disponível para retenção de impurezas, a velocidade de filtração e a qualidade do afluente não tenham sido consideradas, Graham *et al.* (1991) observam que existe uma relação entre a superfície específica e a espessura da manta, quando se deseja otimizar o desempenho dos filtros lentos. Percebe-se que a região ótima de aumento da carreira de filtração corresponde a mantas com superfície específica entre 13.000 e 14.000 m^2/m^3 .

Para mantas com elevada superfície específica, a taxa de retenção de impurezas é tão grande que, para qualquer espessura de manta superior a 1 mm, a perda de carga torna-se maior do que nos filtros lentos constituídos apenas de areia. Embora uma pequena espessura destas mantas previna a penetração de partículas na areia, elas não são eficientes para aumentar a duração da carreira de filtração.

Por outro lado, mantas muito porosas e com baixa superfície específica possibilitam aumentar a duração da carreira de filtração, sendo que o fator de aumento cresce com a espessura da manta. Contudo, a baixa taxa de retenção de impurezas destas mantas conduz a uma apreciável penetração de partículas na camada de areia, mesmo para a espessura de aproximadamente 3 cm, de forma que a perda de carga ocorre principalmente na areia.

Os autores comentam que parece haver relação exponencial entre o fator de aumento da duração da carreira de filtração e a espessura da camada de manta. Contudo, é possível que para uma manta particular haja uma espessura limite que corresponda ao aumento máximo da duração da carreira de filtração. Entretanto, os pesquisadores recomendam que a espessura total não ultrapasse a 2 ou 3 cm, a fim de não dificultar a remoção das mantas para limpeza. Finalmente, segundo os autores, a superfície específica e a espessura são os parâmetros que melhor definem a adequabilidade de uma camada de manta a ser usada na filtração lenta. Contudo, algumas considerações devem ser feitas a respeito da porosidade e natureza da manta (diâmetro da fibra, material e método de manufatura).

Os primeiros trabalhos sobre o uso de mantas na filtração lenta foi iniciado no Brasil por volta de 1988. As principais propriedades de algumas mantas sintéticas estudadas por Paterniani (1991) e Di Bernardo *et al.* (1991), compostas por fibras de poliamida, poliéster e polipropileno combinadas em diferentes porcentagens, são mostradas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Propriedades físicas de cinco mantas sintéticas não-tecidas utilizadas em pesquisas realizadas no Brasil (Paterniani, 1991)

Parâmetro	Manta 1	Manta 2	Manta 3	Manta 4	Manta 5
Diâmetro médio das fibras (μm)	42,43	37,81	45,09	23,96	29,6
Massa específica média (g/cm^3)	0,123	0,108	0,115	0,106	0,171
Porosidade (%)	89,0	91,0	88,3	92,3	84,7
Superfície específica (m^2/m^3)	10 360	9 500	10 388	12 778	20 662
Permeabilidade (mm/s)	7,01	7,33	7,16	4,23	1,31
Espessura (mm)	5	5	5	5	3

Após a colmatção decorrente da retenção de impurezas, as mantas não-tecidas empregadas no tratamento de água são lavadas, por meio de jatos de água, e reutilizadas. A reutilização das mantas exige que o polímero que constitui a fibra do não-tecido apresente algumas propriedades particulares tais como resistência a abrasão, ausência de grupos polares para facilitar sua limpeza, resistência a compostos químicos como ácidos, álcalis e agentes oxidantes encontrados na água e resistência a fungos e ácidos orgânicos.

O baixo custo também é um fator relevante, de modo que as fibras de polipropileno são citadas como as mais indicadas para a confecção de mantas a serem empregadas no tratamento de água para abastecimento público.

Dos cinco tipos de mantas caracterizados por Paterniani (1991), foram selecionados previamente dois tipos, denominados M3 (preta) e M4 (branca com tela) para serem utilizados na filtração lenta. A escolha destas mantas baseou-se nos valores de porosidade, superfície específica, permeabilidade e na porcentagem de polipropileno na composição da mesma, além da resistência mecânica. Para investigar o desempenho dos filtros lentos (ver Figura 4.14) em função da utilização de mantas sintéticas não-tecidas no topo da camada de areia, foram realizadas cinco séries de ensaios, variando-se a taxa de filtração, a espessura da areia e da camada de manta, conforme mostrado na Tabela 4.2. Para comparar os resultados, em todos os ensaios foi mantido em paralelo um filtro sem manta. Foram medidos os seguintes parâmetros: perda de carga devido a retenção de impurezas, turbidez, cor aparente, pH, temperatura, oxigênio dissolvido, NMP de coliformes totais, contagem de colônias de bactérias em placa de Petri e contagem de partículas. O acompanhamento da evolução da perda de carga nos filtros devido a retenção de impurezas foi feito por meio da leitura do nível de água em piezômetros instalados a cada 10 cm de altura do

meio filtrante. O final da carreira de filtração ocorria no momento em que a perda de carga atingia um valor pré-estabelecido (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 - Programação dos ensaios realizados na instalação de filtração lenta

Série	Filtro	Taxa de filtração (m ³ /m ² .d)	Espessura da areia (cm)	Utilização de mantas	Perda de carga final (cm)
I	F1	6	80	Não	95
	F2	6	80	1M3	95
	F3	6	60	Não	115
	F4	6	60	1M3	115
	F5	6	30	1M3	145
II	F1	6	30	Não	145
	F2	6	30	2M3	145
	F3	6	60	Não	115
	F4	6	60	2M3	115
	F5	6	30	3M3	145
III	F1	6	30	Não	145
	F2	6	30	1M3	145
	F3	6	30	2M3	145
	F4	6	30	1M3+1M5	145
	F5	6	30	2M3+1M5	145
IV	F1	9	30	Não	145
	F2	9	30	2M3+1M5	145
	F3	12	30	Não	145
	F4	12	30	2M3+1M5	145
V	F1	3	30	Não	95
	F2	3	30	2M3+1M5	95
	F3	3	30	1M3+1M5	95

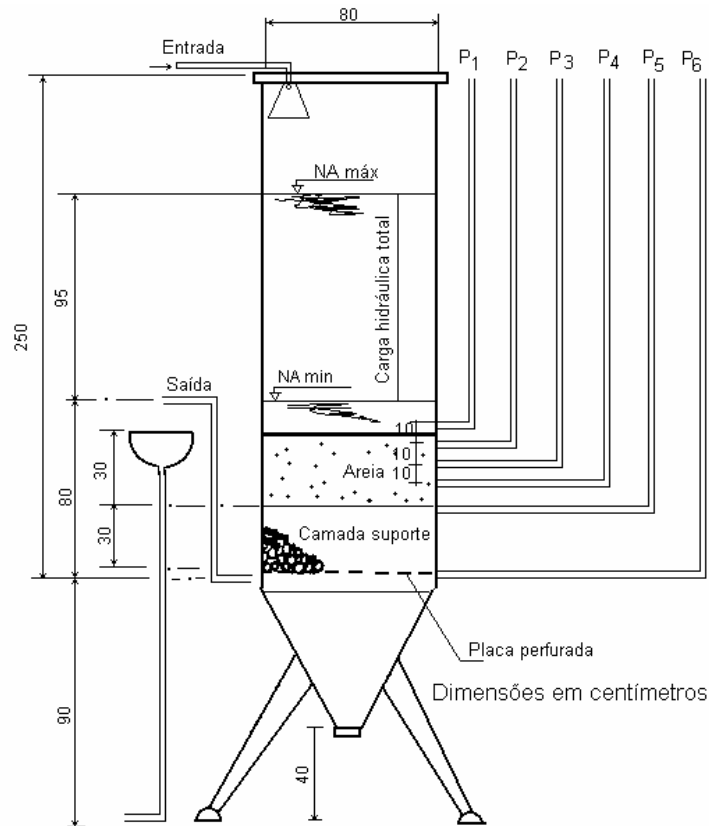


Figura 4.14 – Esquema do Filtro Lento Piloto (Paterniani, 1991)

Na Figura 4.15 é mostrado o esquema da instalação das mantas nos filtros. A limpeza dos filtros sem manta foi feita pela remoção de 2 a 5 cm da camada superficial de areia, a qual era em seguida lavada e recolocada no filtro, de forma a manter inalterada a espessura da camada de areia. Nos filtros com mantas, estas eram retiradas do topo da camada de areia e lavadas por meio de jatos de água. A limpeza era considerada completa quando visualmente a água da lavagem apresentava aspecto límpido. Depois de lavadas e secas, as mantas eram recolocadas nos filtros para iniciar novos ensaios. A areia utilizada como meio filtrante apresentava as seguintes características: tamanho do maior e do menor grão iguais a 0,08 e 0,84mm, respectivamente, tamanho efetivo igual a 0,23mm, coeficiente de desuniformidade igual a 1,8 e coeficiente de esfericidade igual a 0,75. As mantas foram colocadas nos filtros sobre a camada de areia de forma a garantir que não ocorresse curto-circuito, isto é, que o afluente não percolasse entre a parede interna do filtro e a própria manta. Um círculo de polietileno com diâmetro um pouco menor que o diâmetro do filtro foi colocado sobre a manta, comprimindo esta contra a parede do filtro. Um segundo círculo igual ao primeiro foi então colocado, pressionando a manta contra o primeiro círculo.

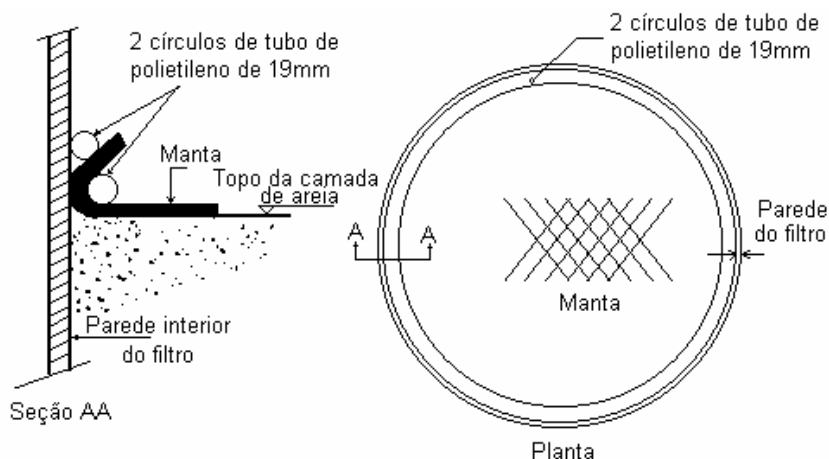


Figura 4.15 - Instalação das mantas no topo da camada de areia (Paterniani, 1991)

Embora as pesquisas realizadas até o presente mostrem muitas vantagens, o uso de mantas não-tecidas em escala real tem sido limitado a algumas aplicações em campos de refugiados na África no final da década de oitenta. Como há tendência das mantas flutuarem nos filtros lentos em escala real, tem sido sugerida a fixação delas por meio de fios de plástico presos aos pedregulhos da camada suporte, e devem passar pelo menos 30 cm acima do topo da camada de areia.

Na Figura 4.16 são apresentados alguns resultados obtidos em um dia de coleta, durante o trabalho experimental, após o período de amadurecimento. Nos ensaios realizados, o uso de mantas sintéticas não-tecidas proporcionou aumentos de 1,1 a 3,6 vezes na duração da carreira de filtração. A combinação de mantas $2M_3+1M_5$ foi a que se mostrou mais eficiente para evitar a penetração de impurezas na camada de areia para taxas de filtração de até $6 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$. A utilização de mantas na filtração lenta não interferiu na qualidade físico-química e bacteriológica do efluente produzido. Foi possível reduzir a espessura da camada de areia para até 30 cm com a instalação de mantas no topo desta camada, sem prejuízo da qualidade do efluente filtrado.

Com as mantas, pôde-se empregar taxas de filtração mais elevadas, em torno de 9 e $12 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$, resultando em carreiras de filtração com duração razoável, embora ocorresse penetração de impurezas na camada de areia.

Segundo Di Bernardo *et al.*(1991), a penetração de impurezas pode ser evitada limitando-se a duração da carreira de filtração por meio da limitação da perda de carga final, ou pela otimização das três principais características da manta (porosidade, superfície específica e espessura). Mantas com menor superfície específica conduzem a carreiras de filtração mais longas, embora não previnam a penetração de impurezas

na areia. Mantas com maior superfície específica evitam a ocorrência de penetração de impurezas na areia, mas proporcionam fatores de aumento menores na duração da carreira de filtração. A duração da carreira de filtração tende a ser maior quanto maior for a espessura das mantas utilizadas. Após três anos de uso consecutivo, as mantas utilizadas na pesquisa não apresentaram qualquer sinal de desgaste ou deterioração, demonstrando grande resistência e durabilidade para o uso na filtração lenta. A operação de limpeza do filtro foi bem mais simples com o uso de mantas sintéticas, quando esta era capaz de evitar a penetração de impurezas na areia

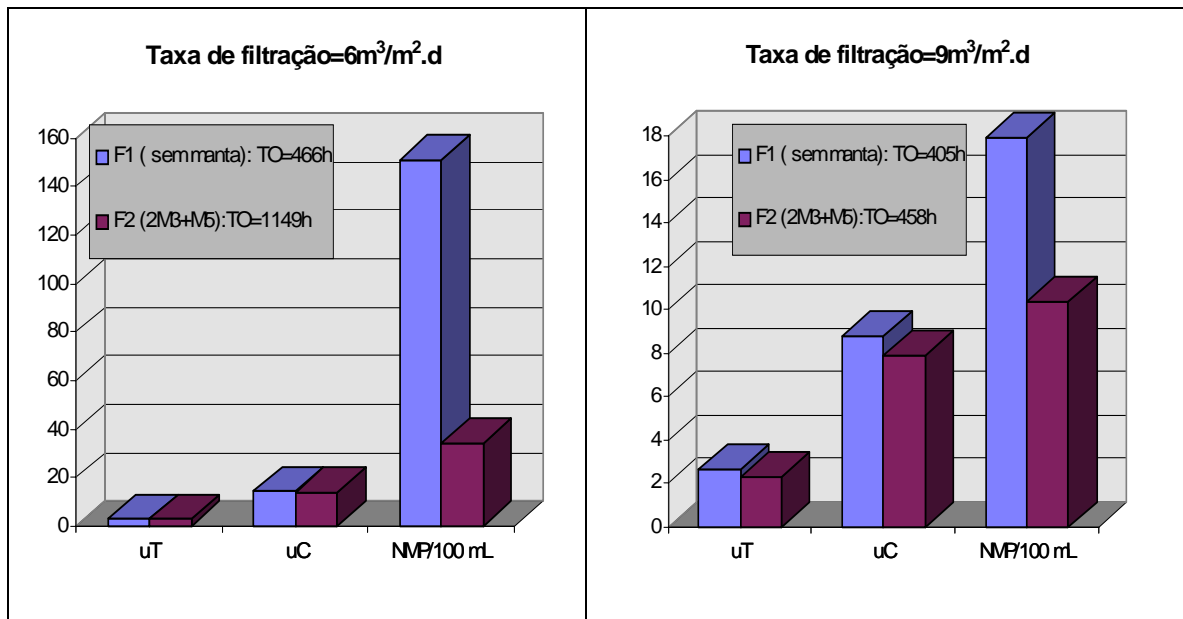


Figura 4.16 – Resultados parciais da pesquisa realizada na instalação piloto de filtros lentos (Di Bernardo *et al.*, 1991)

Nas Figuras 4.17 e 4.18 são mostrados dados sobre a perda de carga em dois filtros lentos operados em paralelo, um deles contendo mantas, 2M₃+1M₅, e o outro, sem mantas, ambos com camada de areia de 30 cm de espessura. É evidente, nessas Figuras, que as mantas propiciam a obtenção de carreiras de filtração de maior duração, além da possibilidade de ser utilizada taxa de filtração maior que aquelas comumente adotadas na filtração lenta em areia somente. Embora já existam dados confirmatórios da vantagens do uso das mantas, ainda falta o seu estudo em filtros em escala real para que seu emprego seja definitivamente consagrado.

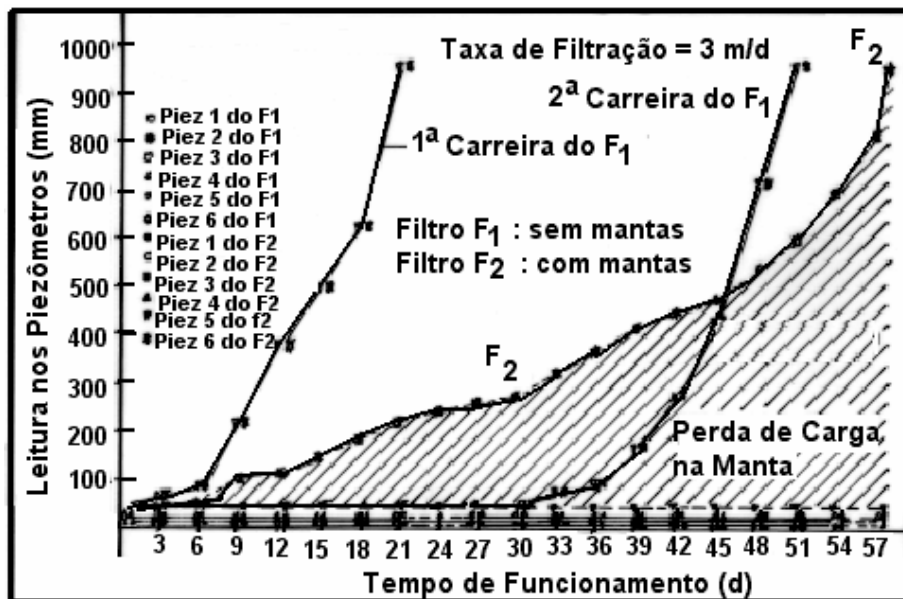


Figura 4.17 – Variação das leituras piezométricas nos filtros lentos para as condições especificadas – Taxa de Filtração = 3 m/d (Paterniani, 1991)

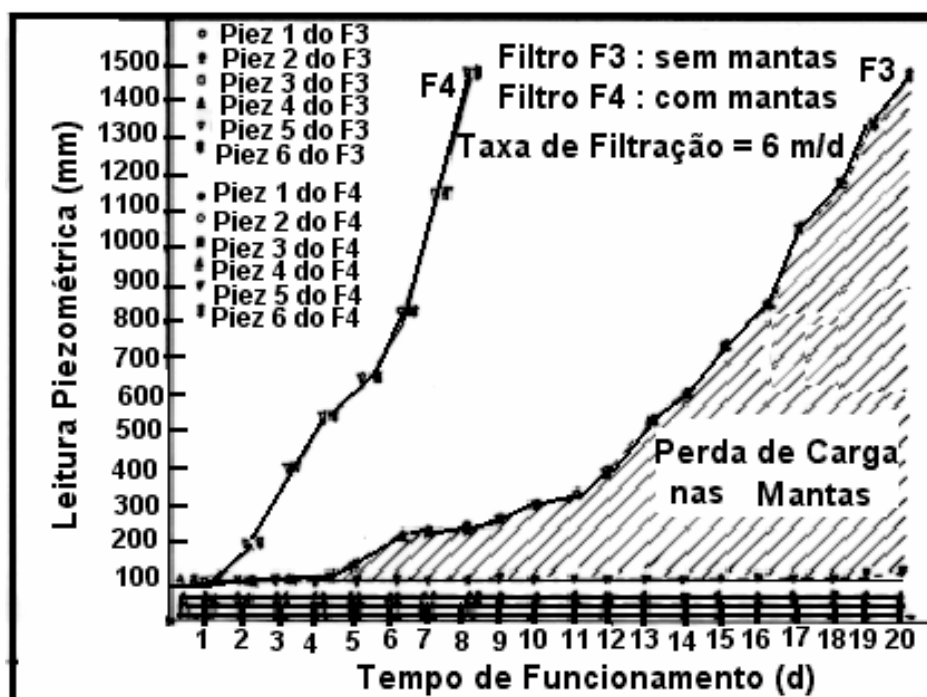


Figura 4.18 – Variação das leituras piezométricas nos filtros lentos para as condições especificadas – Taxa de Filtração = 6 m/d (Paterniani, 1991)

Nas fotos das Figuras 4.19 são mostradas as mantas utilizadas por Paterniani (1991), que são as mesmas usadas por Di Bernardo *et al.* (1991) e cujos resultados foram apresentados nas Figuras anteriores.



Figura 4.19 – Fotos Ilustrando a Retirada e Lavagem de Manta Sintética Disposta sobre o Topo da camada de Areia em Filtro Lento (Paterniani, 1991)

Carga Hidráulica Disponível e Taxa de Filtração nos Filtros Lentos

Como visto anteriormente, os filtros lentos são geralmente projetados para funcionar com nível de água variável em seu interior, cujo esquema foi mostrado na Figura 4.9. O nível de água mínimo deve situar-se acima do topo do meio filtrante (geralmente 10 a 20 cm), de forma que a crista do vertedor de saída deve estar adequadamente posicionada para que isso ocorra.

A duração da carreira de filtração depende, dentre outros fatores, da carga hidráulica disponível total e da taxa de filtração. A carga hidráulica disponível total é igual à soma da perda de carga inicial e a correspondente à retenção de impurezas, geralmente resultando em cerca de 1,0 a 1,5 m.

No início da carreira de filtração, o meio filtrante encontra-se limpo e o nível de água no interior do filtro, acima da crista do vertedor de saída, é ditado pelo somatório das perdas de carga (meio filtrante, camada suporte, tubulações e acessórios e altura de água sobre o vertedor). Com o tempo, há aumento do nível de água no interior do filtro para compensar a perda de carga decorrente da retenção de impurezas, até que o nível máximo de água é atingido, quando o filtro deve ser retirado de operação para limpeza.

Em geral, a taxa de crescimento de perda de carga é relativamente baixa nos primeiros dias de operação. Porém, após um certo tempo, cresce de forma exponencial, causando o final da carreira de filtração rapidamente (ver Figuras 4.17 e 4.18 - filtro lento sem mantas). Por isso, valores de perda de carga devido à retenção de impurezas superiores a 1,2 m não necessariamente conduzem à obtenção de carreiras de filtração mais longas. Note que a altura da caixa do filtro lento irá depender da perda de carga prevista para a retenção de impurezas.

A taxa de filtração nos filtros lentos é limitada pela ABNT (1989) em 6 m/d quando se tem meio filtrante constituído unicamente de areia. Embora as pesquisas realizadas com mantas sintéticas indiquem a possibilidade da utilização de taxa de filtração dessa ordem de grandeza, têm sido recomendados valores da taxa de filtração entre 2 e 5 m/d, dependendo da qualidade do afluente e da carga hidráulica disponível total.

Nas Figuras 4.20 e 4.21 são mostrados dados de perda de carga de filtros lentos operados com taxas de filtração iguais a, respectivamente, 9 e 12 m/d, com e sem mantas sintéticas dispostas sobre o topo da camada de areia. Embora a qualidade do efluente não seja muito afetada, as carreiras de filtração, mesmo nos filtros com mantas, resultam relativamente curtas, razão pela qual não são recomendáveis taxas superiores a 6 m/d. Para águas com valores continuamente baixos de turbidez, cor verdadeira, concentração de algas, índice de coliformes totais e fecais, etc, (características similares às da classe 1 da Resolução nº 20 do CONAMA), os filtros lentos poderiam comportar taxas de filtração mais elevadas desde que fossem comprovadas em instalação piloto. Nesse caso, se fosse observada deterioração da

qualidade da água bruta ao longo da operação, há possibilidade de adequar o sistema, ampliando os filtros ou instalando mantas, por exemplo.

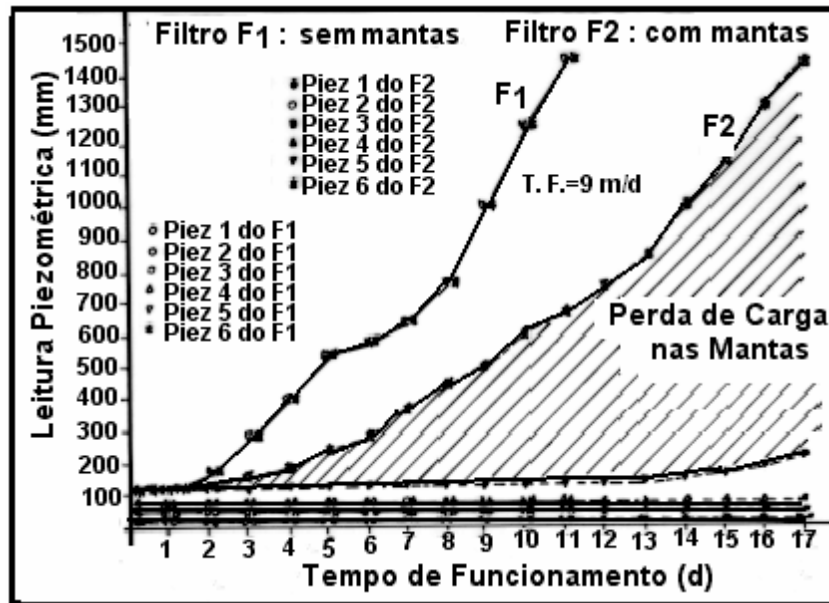


Figura 4.20 – Variação das leituras piezométricas nos filtros lentos para as condições especificadas – Taxa de Filtração = 9 m/d (Paterniani, 1991)

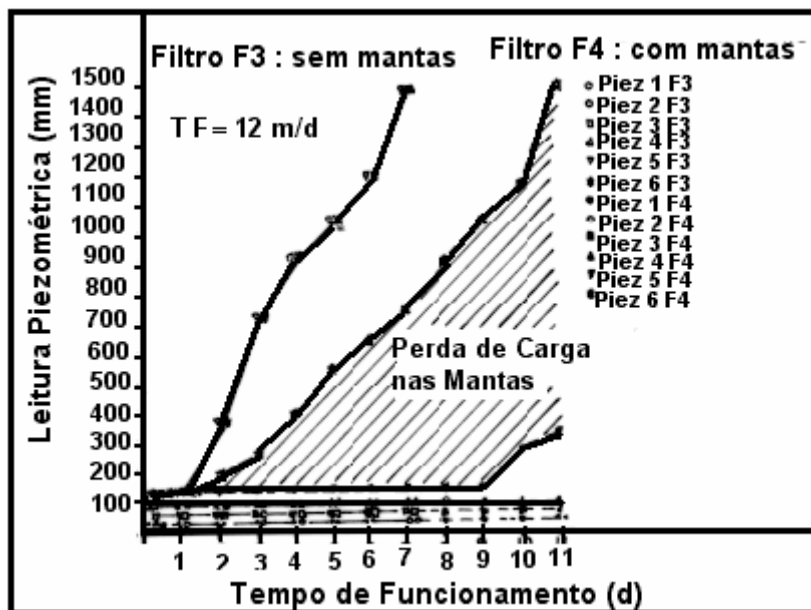


Figura 4.21 – Variação das leituras piezométricas nos filtros lentos para as condições especificadas – Taxa de Filtração = 12 m/d (Paterniani, 1991)

Fundo dos Filtros Lentos

O fundo dos filtros lentos, ou seja, o sistema de drenagem, pode ser constituído de tubulações providas de orifícios, de canais com placas perfuradas ou de drenos

especiais. Na Figura 4.22 é mostrada a disposição de tubulações e canais do sistema de drenagem usualmente utilizados na filtração lenta, enquanto na Figura 4.23 têm-se esquemas de tipos de drenos empregados.

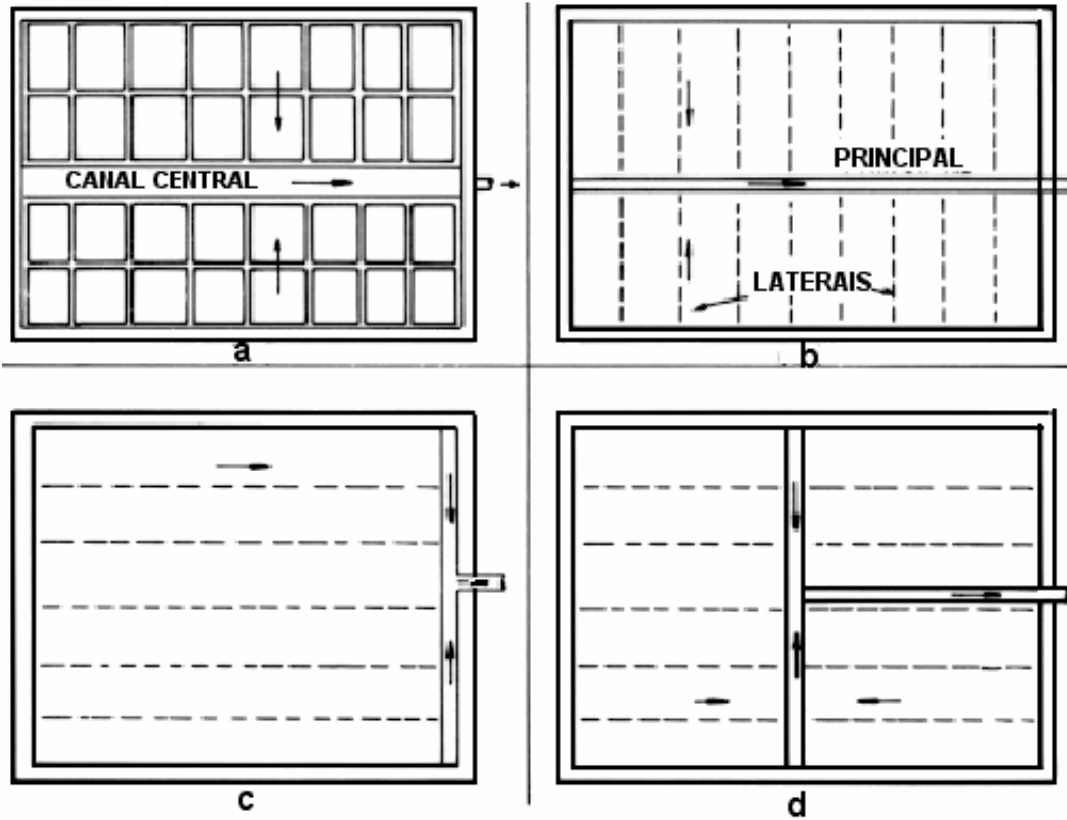


Figura 4.22 – Configuração Usual do Sistema de Drenagem de Filtros Lentos

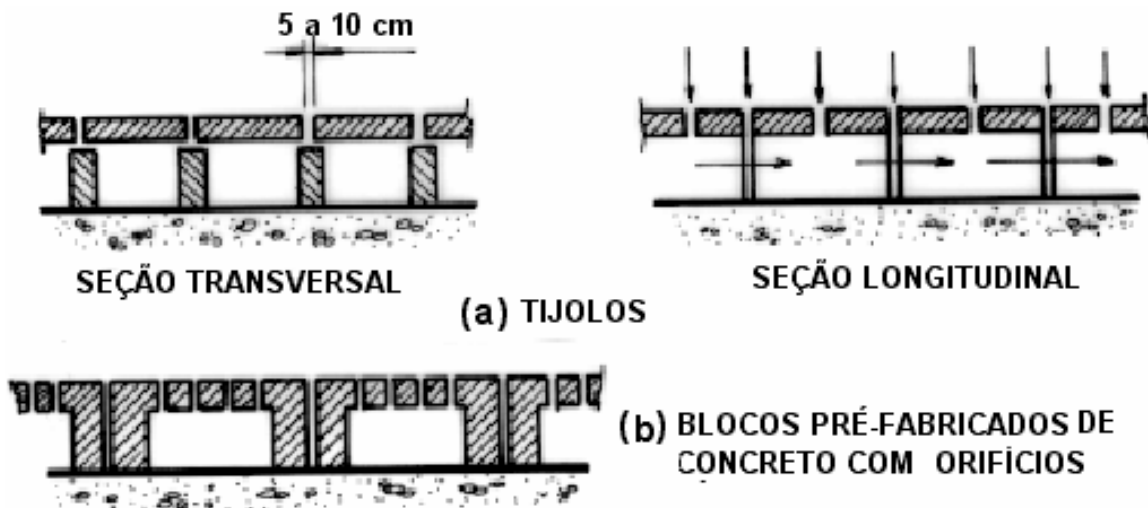


Figura 4.23 – Tipos Usuais de Sistemas de Drenagem de Filtros Lentos

Nas fotos da Figura 4.24 tem-se o sistema de drenagem de um filtro lento constituído por drenos especiais, a camada de pedregulho e a colocação da areia.



Figura 4.24 – Fotos ilustrando os drenos especiais, a colocação da camada de pedregulho e a de areia em um filtro lento

Meios Granulares de Pré-Filtros e Características de Projeto e Operação

Tanto na pré-filtração dinâmica, quanto na pré-filtração ascendente, diversos estudos foram realizados para verificar a composição apropriada e espessura das diferentes subcamadas que compõem o meio granular (Di Bernardo e Valenzuela, 1992). Estudos hidrodinâmicos têm sido realizados para verificar o comportamento das unidades com relação à posição que ocupam as impurezas retidas e seu deslocamento no interior do meio granular de pré-filtros dinâmicos (La Torre, 1994, Gusman, 1997, etc), além da eficiência das descargas de fundo no caso dos pré-filtros de escoamento ascendente (IRC-WHO, 1989).

Pré-filtração Dinâmica

O sistema de drenagem dos pré-filtros dinâmicos é geralmente constituído por tubulações providas de orifícios, cuja disposição dos tubos pode ter uma das configurações mostradas na Figura 4.25.

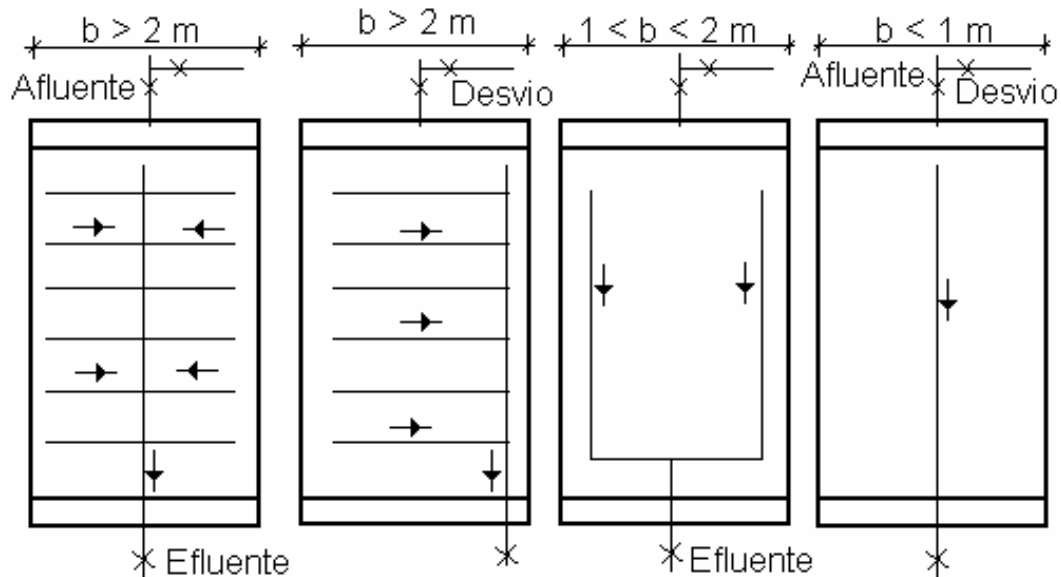


Figura 4.25 – Disposição dos Tubos do Sistema de Drenagem de Pré-filtros Dinâmicos

Na Figura 4.26 é mostrado o esquema, em corte, de um pré-filtro dinâmico. Para garantir a vazão efluente desejada, a válvula da tubulação de saída deve ser regulada constantemente, pois, com o tempo de funcionamento, há retenção de impurezas no meio granular, causando diminuição da vazão efluente e aumento da vazão de excesso. A vazão efluente do pré-filtro dinâmico pode ser medida por meio de vertedor triangular, localizado a montante das unidades subseqüentes. Quando a válvula de saída estiver completamente aberta e a vazão efluente for inferior à requerida, deverá ser efetuada a limpeza do meio granular. Fecha-se a válvula de saída, de forma que a vazão total afluyente passa a escoar para o canal de excesso e; com auxílio de um rastelo ou ancinho, o meio granular fino é revolvido, liberando as impurezas que são arrastadas juntamente com a água que escoar superficialmente. Se for necessária a retirada do material granular, o afluyente pode ser desviado do pré-filtro dinâmico e ser encaminhado para as unidades subseqüentes. Na foto da Figura 4.27 é mostrada uma instalação de três pré-filtros dinâmicos recém-construídos. A altura de água sobre o topo da camada de pedregulho fino varia, segundo Gusmán (1997) entre 3 e 5 cm.

Em geral, são usadas três ou quatro subcamadas de pedregulho, com tamanho maior entre 25,4 e 38,0 mm, e menor entre 2,0 e 4,8 mm, sendo as subcamadas, com espessura de 20 a 30 cm. Posteriormente são apresentados detalhes dos materiais granulares.

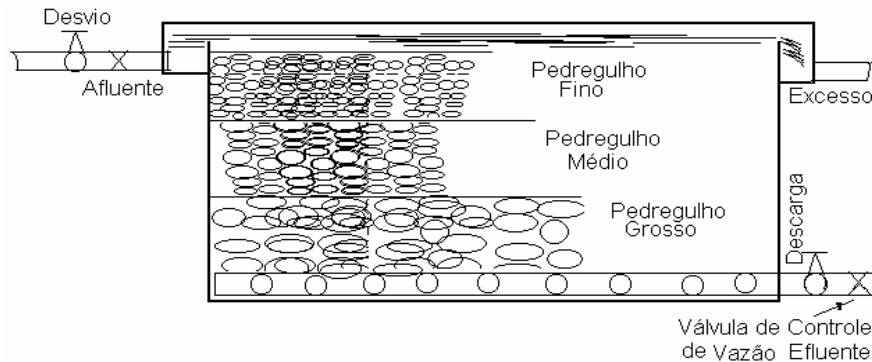


Figura 4.26 – Esquema em Corte de um Pré-filtro Dinâmico



Figura 4.27 – Foto de uma instalação com três unidades de pré-filtração dinâmica

Pré-filtração Ascendente em Pedregulho

A filtração ascendente pode ser realizada em uma única unidade, com os materiais granulares de menor tamanho dispostos sobre os de maior tamanho-PFPAC, ou em duas ou mais unidades em série, com as primeiras contendo os materiais de maior tamanho-PFPAS. As instalações apresentam eficiência muito próximas, porém a área e a altura das unidades resultam muito diferentes, de forma que o uso de um ou outro tipo irá depender de vários fatores, destacando-se a existência de área, de materiais de construção locais, de tecnologias alternativas para construção em lugar do uso de concreto, facilidade de operação e manutenção, custos de implantação, etc.

A granulometria do material utilizado na pré-filtração ascendente foi objeto de diversas pesquisas realizadas nas décadas de 80 e 90, destacando-se as realizadas por Rugno (1987), IRC-WHO (1989), Pocasangre (1990), Bresaola Jr.(1990) e Pardon (1992). Em cada estudo o afluente utilizado apresentava-se com qualidade diferente, com turbidez relativamente alta em alguns casos e concentração elevada de algas filamentosas em outros. Não há uma relação definida entre qualidade do afluente, granulometria, taxa de filtração e eficiência desejada, porém, com base nos resultados dessas pesquisas, pode-se selecionar as características dos materiais granulares que forneçam resultados satisfatórios conforme será visto posteriormente.

A execução de descargas de fundo durante a carreira pode ser uma metodologia operacional muito interessante, não só para facilitar a limpeza final, como também evitar que, momentaneamente, o efluente possa conter sólidos em excesso por alguma falha de operação. A freqüência das descargas de fundo durante o tempo de funcionamento depende, basicamente, da qualidade da qualidade do afluente e da perda de carga prevista no meio granular para a retenção de impurezas. Nas Figuras 4.28 e 4.29 são mostrados dados publicados pelo IRC – International Research Centre (Holanda) sobre a variação da perda de carga em um pré-filtro com escoamento ascendente, com meio granular disposto em subcamadas, da estação de El Retiro (Colômbia) que tratava 9,5 L/s, operado com taxa de 18 m/d e tendo as seguintes subcamadas: subcamada 1 (espessura = 0,3 m; tamanho médio dos pedregulhos = 25 mm); subcamada 2 (espessura = 0,2 m; tamanho médio dos pedregulhos = 19 mm); subcamada 3 (espessura = 0,15 m; tamanho médio dos pedregulhos = 12 mm); subcamada 4 (espessura = 0,15 m; tamanho médio dos pedregulhos = 6 mm); subcamada 6 (espessura = 0,15 m; tamanho médio dos pedregulhos = 3 mm).

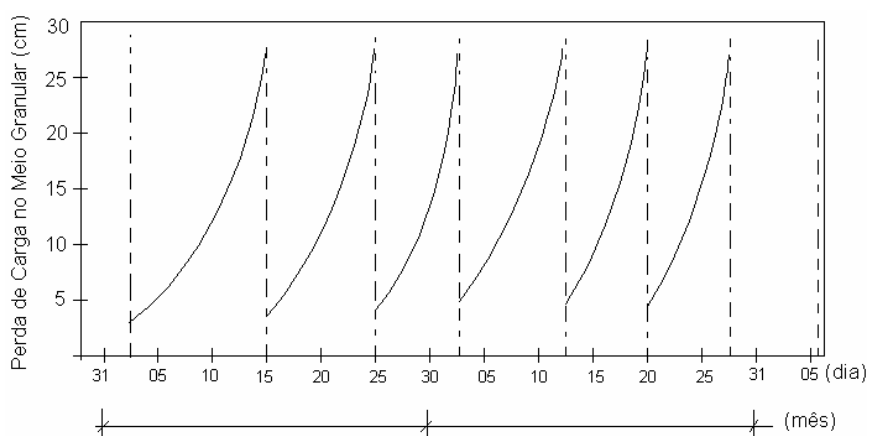


Figura 4.28 – Variação da perda de carga no meio granular durante as descargas de fundo em um pré-filtro de escoamento ascendente (IRC-WHO, 1989)

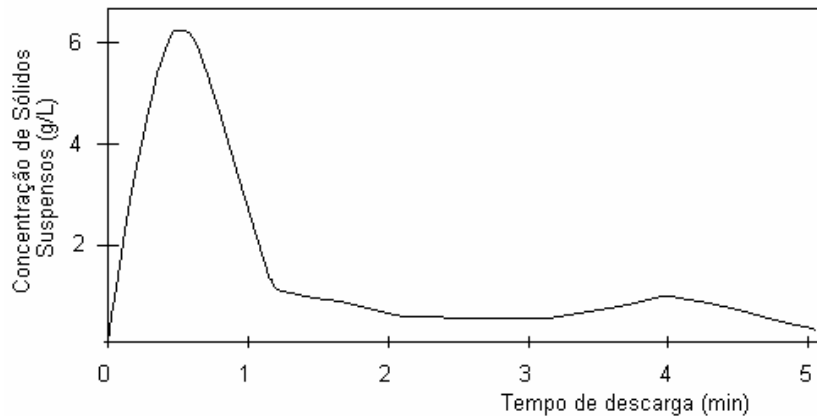


Figura 4.29 –Variação da concentração de sólidos suspensos totais de uma descarga de fundo em um pré-filtro de escoamento ascendente (IRC-WHO, 1989)

Na Figura 4.30 é mostrado um esquema de uma instalação de PFPAS contendo três unidades em série, enquanto, na Figura 4.31, tem-se o esquema em planta e corte de uma instalação de PFPAC.



Figura 4.30 – Esquema em corte de uma Instalação de PFPAS

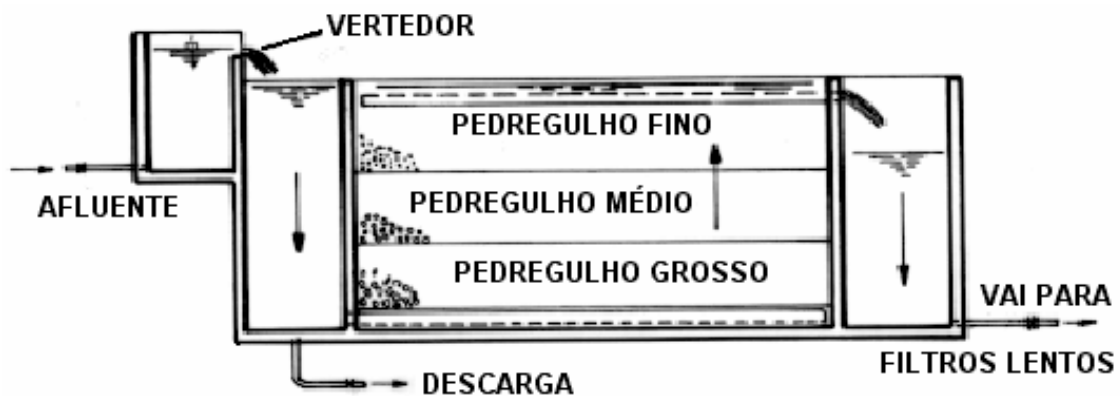


Figura 4.31 – Esquema em corte de uma Instalação de PFPAC

O sistema de drenagem dos pré-filtros de escoamento ascendente pode ser constituído por tubulações perfuradas, lajes providas de orifícios, etc. É importante que o sistema de drenagem garanta a distribuição uniforme do afluente em toda a área no

fundo da unidade, como também deve propiciar condições hidráulicas para que a descarga seja efetiva na remoção de sólidos acumulados no meio granular.

Critérios de Projeto

Considerações Iniciais

Primeiramente, deve-se, em função da qualidade da água bruta, selecionar as unidades que irão compor a instalação FiME. Podem-se ter várias configurações, tais como: pré-filtração dinâmica e filtração lenta; pré-filtração dinâmica, pré-filtração ascendente em pedregulho em subcamadas e filtração lenta; pré-filtração dinâmica, pré-filtração ascendente em pedregulho em unidades em série e filtração lenta. A filtração lenta pode ser usada como única tecnologia de tratamento somente nos casos em que a qualidade da água bruta possui qualidade praticamente constante e, pelo menos semelhante àquela obtida no pré-tratamento das instalações FiME. A pré-filtração dinâmica é geralmente considerada parte integrante de uma instalação FiME, tendo em vista seu custo relativamente baixo quando comparado ao custo total do sistema, a menos que se tenha recalque da água bruta, e com custo de implantação e operação significativo.

Na Tabela 4.3 são apresentados os principais parâmetros sugeridos para projeto de instalações de filtração lenta e FiME em função da qualidade da água bruta.

Fazolo (1999) estudou três sistemas independentes de pré-filtração ascendente em pedregulho, sendo: sistema 1 : pré-filtração em quatro unidades em série, com a primeira contendo pedregulho de maior tamanho, a segunda de menor tamanho, e assim sucessivamente; sistema 2 : duas unidades em série; com a primeira contendo duas camadas de pedregulho de maior tamanho (iguais às da primeira e segunda unidades do sistema 1) e a segunda com duas camadas de menor tamanho (iguais às da terceira e quarta unidades do sistema 1); sistema 3 : unidade única com as quatro camadas de pedregulho superpostas. Os sistemas receberam água pré-filtrada em dois pré-filtros dinâmicos em série e foram operados com taxas de aplicação de 8, 12 e 16 m³/m² d.

Tabela 4.3 –Características Gerais da Água Bruta e Tipo de Instalação FiME

Características da Água Bruta	FL	PFD	PFD
		FL	PFPAC ou PFPAS FL
Turbidez (uT)	100 % < 25 uT 95 % < 10 uT	100 % < 50 95 % < 25	100 % < 200 95 % < 100
Cor Verdadeira (uC)	100 % < 10 95 % < 5	100 % < 25 95 % < 10	100 % < 25 95 % < 10
Sólidos Suspensos Totais (mg/L)	100 % < 25 95 % < 10	100 % < 50 95 % < 25	100 % < 200 95 % < 100
Coliformes Totais (NMP/100 mL)	100 % < 1 000 95 % < 500	100 % < 10 000 95 % < 5 000	100 % < 20 000 95 % < 10 000
Coliformes Fecais (NMP/100 mL)	100 % < 500 95 % < 250	100 % < 5 000 95 % < 1 000	100 % < 10 000 95 % < 5 000
Concentração de Ferro Total (mg/L)	100 % < 1,5 95 % < 1,0	100 % < 3,0 95 % < 2,0	100 % < 5,0 95 % < 3,0
Concentração de Algas (UPA/mL)	100 % < 500 95 % < 250	100 % < 1 500 95 % < 1 000	100 % < 5 000 95 % < 2 500

Obs. 1 : na impossibilidade de se conseguir dados em UPA/mL, pode-se utilizar o parâmetro clorofila a e, eventualmente, o número de indivíduos por litro;

Obs. 2 : com relação aos limites sugeridos para coliformes, deve ressaltar que, após a desinfecção, deve-se, sempre, assegurar, por meio de teste de ausência/presença, a inexistência de coliformes fecais na água a ser distribuída;

Legenda : FL = filtração lenta ; PFD = pré-filtração dinâmica ; PFPAC = pré-filtração em pedregulho com escoamento ascendente em subcamadas ; PFPAS = pré-filtração em pedregulho com escoamento ascendente em unidades em série;

Fazolo (1999) efetuou ensaios com aplicação de substância traçadora (cloreto de sódio) para verificar o comportamento hidrodinâmico dos três sistemas, tendo sido observado que, para a mesma taxa de aplicação, o sistema 1 apresentava comportamento mais próximo do escoamento tipo pistão ideal, ou seja, a água afluyente permanecia no sistema 1 um tempo médio praticamente igual ao tempo teórico. Não obstante tais diferenças no comportamento hidrodinâmico, o pesquisador observou que, estatisticamente, os três sistemas apresentaram a mesma eficiência com relação à remoção de turbidez, sólidos suspensos totais, cor aparente e coliformes totais e fecais.

Galvis *et al* (1992), utilizando instalação piloto constituída de três linhas de pré-filtros com escoamento ascendente, recebendo água afluyente de rio com grau relativamente elevado de poluição e submetida previamente à pré-filtração dinâmica, observaram

que a linha contendo três unidades era mais eficiente que as demais (uma com duas unidades em série e a outra, com uma única unidade com camadas de pedregulho superpostas). Vargas *et al* (1996), em levantamento realizado em instalações em escala real na Colômbia, considerando o risco sanitário apresentado pela água bruta, a eficiência das unidades e os custos envolvidos, concluiu, principalmente, que uma instalação de PFPAS poderia ser utilizada no lugar da PFPAC para água de pior qualidade.

Apesar da diferença de desempenho relatado e de recomendações sobre as duas formas de pré-filtração ascendente entre Galvis *et al* (1992), Vargas *et al* (1996) e Fazolo (1999), optou-se, na Tabela 4.3, por recomendar os mesmos valores máximos das características da água bruta para as tecnologias com pré-filtração em pedregulho ascendente em camadas ou em unidades em série. Caber ressaltar que, esporadicamente e por um período de tempo relativamente curto, a água bruta poderia apresentar valores de turbidez e de sólidos suspensos maior que 200 uT e 200 mg/L, respectivamente.

Pré-filtração Dinâmica

Na pré-filtração dinâmica, a subcamada de pedregulho fino, superior, é basicamente a responsável pela retenção de impurezas, sendo a sedimentação, o mecanismo principal pela sua eficiência, pois a área superficial é relativamente grande. A função das duas subcamadas inferiores é de suportar a superior. Uma instalação de PFD possui caixa de chegada e de divisão de vazão para diferentes unidades, estrutura de entrada e de desvio do afluyente, câmara de filtração (a qual contém o meio granular e o sistema de drenagem), estrutura de saída, tubulações e acessórios para ajuste e controle da vazão. Na Figura 2.4 foi mostrado o esquema de uma unidade de pré-filtração dinâmica contendo os principais componentes, a qual deve ser consultada para facilitar a compreensão do presente item. Na Tabela 4.4 são apresentados os critérios gerais de projeto de instalações de PFD.

É recomendado que uma unidade de PFD funcione continuamente. Em caso de recalque da água bruta, por período inferior a 24 h/d, é desejável ter-se um tanque de armazenamento para o funcionamento da instalação durante a paralisação do recalque. Segundo Galvis *et al.* (1997), a largura da unidade depende da vazão disponível de água para a limpeza e da velocidade de escoamento sobre o topo do

meio granular. Para um PFD com um vertedor de parede delgada, localizado na saída como mostrado na Figura 4.32, tem-se:

$$Q = 1,848 b h^{3/2} \quad \text{eq. 4.1}$$

e

$$Q = (s + h) b v \quad \text{eq. 4.2}$$

em que:

Q : vazão de água para limpeza (m³/s)

v : velocidade média de escoamento sobre o topo do meio granular durante a limpeza (m/s)

h : carga hidráulica no vertedor (m)

b : largura da unidade (m)

s : desnível entre a crista do vertedor e o topo do meio granular (m)

Tabela 4.4 – Critérios de Dimensionamento de Instalações de Pré-filtração Dinâmica

Parâmetro	Recomendação ou Valor Recomendado
Método de Operação	contínuo
Taxa de Aplicação (m/d)	18 a 60
Número Mínimo de Unidades em Paralelo	2
Área Máxima em Planta por Unidade (m ²)	10 m ²
Largura Máxima (m)	1,5
Velocidade Média do Escoamento Superficial para a Limpeza	0,1 a 0,3
Meio Granular	
- número de subcamadas	3
- espessura mínima e material granular : subcamada inferior	0,2 m ; 19 a 31 mm
- subcamada intermediária	0,2 m ; 7,9 a 15,9 mm
- subcamada superior	0,2 m ; 3,2 a 6,4 mm
Altura da Lâmina Líquida sobre a Superfície do Meio Granular	2 a 5

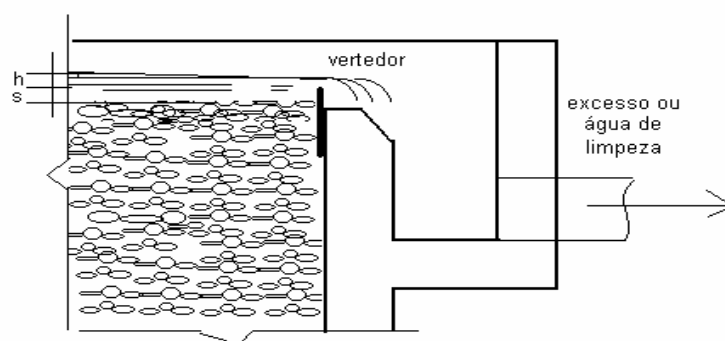


Figura 4.32 – Esquema do vertedor localizado na saída do PFD

As principais atividades de operação e manutenção de uma unidade de PFD estão relacionadas ao ajuste da válvula de saída para que a vazão efluente seja aquela compatível com a de abastecimento, pois, à medida que ocorre retenção de impurezas, há aumento da perda de carga no meio granular e, como consequência, tem-se aumento da vazão de excesso e diminuição da vazão efluente. Quando a válvula de saída estiver completamente aberta, há necessidade de paralisar a unidade e efetuar a limpeza do meio granular - fecha-se esta válvula de forma que a vazão total afluente à unidade passe a escoar superficialmente e, com auxílio de ancinho ou rastelo, revolve-se o topo do meio granular.

O sistema de drenagem é geralmente constituído de tubulações perfuradas, como os drenos comerciais de PVC mostrados na Figura 4.33. O diâmetro dos orifícios desses tubos comerciais variam geralmente de 4,5 a 6,0 mm. Também podem ser usados tubos de PVC comuns e serem executados os orifícios, desde que o somatório da área dos orifícios seja menor ou igual a 20 % da área do tubo, caracterizando um “manifold” de coleta. Quando forem usados tubos com orifícios projetados, deve-se adotar diâmetro mínimo de 6,4 mm. Na Tabela 4.5 são mostradas as principais características dos drenos comerciais.

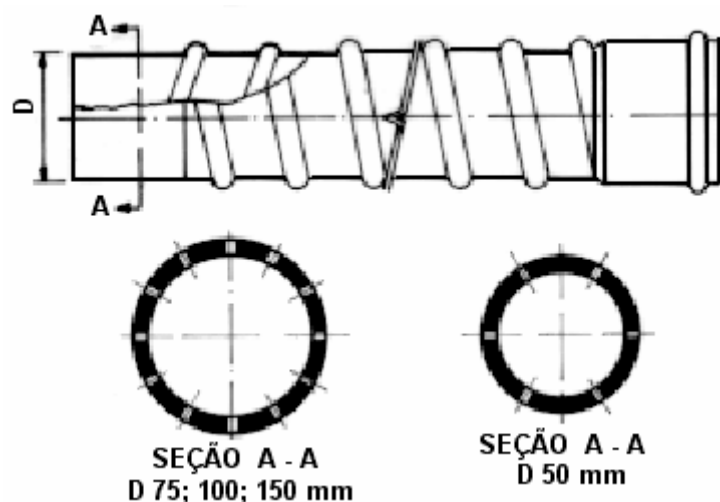


Figura 4.33 – Drenos comerciais de PVC

Tabela 4.5 - Características de drenos comerciais

Diâmetro do Tubo (mm)	Diâmetro dos Orifícios (mm)	Número de Orifícios por Seção	Número de Orifícios por Metro Linear	Área Total dos Orifícios por Metro ($10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$)	Vazão Coletada por Metro de Tubo (L/s m)
50	4,5	6	158	24,8	0,124
75	4,5	12	312	49,6	0,248
100	5,0	12	312	61,25	0,306
150	6,0	12	312	88,22	0,441

Exemplo 4.1 – Dimensionamento de uma instalação de PFD para uma vazão a ser tratada de 8 L/s. A adução é feita por gravidade e não há limitação da vazão afluenta à instalação.

- a) Número de unidades = 2
- b) Taxa de aplicação = 36 m/d
- c) Área superficial de uma unidade = $[86,4 \times 4]/36 = 9,6 \text{ m}^2$
- d) Vazão de excesso a uma unidade = 1 L/s
- e) Vazão total afluenta a uma unidade = 5 L/s
- f) Desnível s(adotado) = 0,015 m
- g) Velocidade média de escoamento durante a limpeza = 0,2 m/s
- h) Utilizando as equações 4.1 e 4.2, obtém-se $h = 0,0277\text{m}$ e $b = 0,7 \text{ m}$
- i) Altura de água sobre o topo do meio granular durante a limpeza = 0,0427 m
- j) Comprimento da unidade = $9,6/0,7 = 13,7 \text{ m}$
- k) Carga hidráulica no vertedor durante a pré-filtração ($Q=1\text{L/s}$; Eq. 4.1) = 0,0084 m
- l) Altura de água sobre o topo do meio granular durante a pré-filtração = 0,0234 m
- m) Sistema de drenagem : constituído por 2 drenos comerciais de 75 mm de diâmetro dispostos longitudinalmente; tais tubos serão conectados a uma tubulação de 100 mm de diâmetro localizada no interior da unidade, a qual possuirá, externamente, uma válvula para ajuste da vazão efluente.

Pré-filtração Ascendente

Basicamente, a pré-filtração ascendente é composta pela estrutura de divisão de vazão às diferentes unidades, câmaras filtrantes (as quais contêm o meio granular e o sistema de drenagem), estrutura de saída, tubulações e acessórios de controle da vazão. Como visto anteriormente nas Figuras 4.30 e 4.31, a pré-filtração ascendente pode ser realizada em câmaras em série (PFPAS) ou em uma câmara contendo as subcamadas de pedregulho (PFPAC). Deve-se considerar as condições existentes no local, tais como topografia e geotecnia da área destinada à estação, disponibilidade de mão de obra e de materiais, etc, para a escolha do tipo de instalação de pré-filtração ascendente. Nas Tabelas 4.6 e 4.7 são apresentados os critérios gerais de dimensionamento de instalações de pré-filtração ascendente.

Tabela 4.6 – Critérios Gerais de Dimensionamento de Instalações PFPAC

Parâmetro	Recomendação ou Valor Recomendado - PFPAC
Método de Operação	contínuo
Taxa de Aplicação (m/d)	12 a 36
Número Mínimo de Unidades em Paralelo	2
Altura Mínima da Lâmina Líquida sobre a Superfície do Meio Granular (cm)	20
Taxa Mínima de Descarga para Limpeza (m/d)	400
Espessura das Subcamadas e Material Granular - suporte - subcamada inferior - subcamada intermediária 1 - subcamada intermediária 2 - subcamada superior	0,25 a 0,35 m ; 19,0 a 31,0 mm 0,2 a 0,3 m ; 12,7 a 19,0 mm 0,2 a 0,3 m ; 6,4 a 12,7 mm 0,2 a 0,3 m ; 3,2 a 6,4 mm 0,2 a 0,4 m ; 1,68 a 3,2 mm

Tabela 4.7 – Critérios Gerais de Dimensionamento de Instalações PFPAS

Parâmetro	Recomendação ou Valor Recomendado - PFPAS
Método de Operação	Contínuo
Taxa de Aplicação (m/d)	12 a 36
Número Mínimo de Unidades em Paralelo	2
Altura Mínima da Lâmina Líquida sobre Topo do Meio Granular de cada Câmara (cm)	20
Taxa Mínima de Descarga para Limpeza (m/d)	400
Espessura das Subcamadas e Material Granular - primeira câmara camada suporte camadas filtrantes - segunda câmara camada suporte camada filtrante - terceira câmara camada suporte camada filtrante	0,2 a 0,3 m ; 19,0 a 31,0 mm 0,1 a 0,2 m ; 12,7 a 19,0 mm 0,4 a 0,6 m ; 6,4 a 12,7 mm 0,2 a 0,3 m ; 19,0 a 31,0 mm 0,1 a 0,2 m ; 12,7 a 19,0 mm 0,1 a 0,2 m ; 6,4 a 12,7 mm 0,4 a 0,6 m ; 3,2 a 6,4 mm 0,2 a 0,3 m ; 19,0 a 31,0 mm 0,1 a 0,2 m ; 12,7 a 19,0 mm 0,1 a 0,2 m ; 6,4 a 12,7 mm 0,1 a 0,2 m ; 3,2 a 6,4 mm 0,4 a 0,6 m ; 1,68 a 3,20 mm

Exemplo 4.2 – Dimensionamento de uma instalação de PFPAC para um vazão a ser tratada de 8 L/s.

- a) Número de unidades = 2
- b) Taxa de aplicação = 18 m/d
- c) Área superficial de uma unidade = $[86,4 \times 4]/18 = 19,2 \text{ m}^2$
- d) Dimensões : largura = 3,1 m ; comprimento = 6,2 m (relação comprimento/largura =2)
- e) Sistema de drenagem : 4 tubos longitudinais de 75 mm de diâmetro, conectados a um tubo de 100 mm de diâmetro, o qual possuirá derivação com válvula de abertura rápida para execução de descarga de fundo.
- f) Condição crítica para o sistema de drenagem : descarga de fundo para limpeza com taxa da ordem de 400 m/d.
- g) Perda de carga máxima inicial durante a execução da descarga : 2,5 m
- h) Vazão total de descarga : $[19,2 \times 400] / 86400 = 0,0889 \text{ m}^3/\text{s} = 88,9 \text{ L/s}$
- i) Vazão por dreno de 75 mm = 22,2 L/s
- j) Diâmetro dos orifícios = 12,7 mm (área de 1 orifício : $A_o = 127 \times 10^{-6} \text{ m}^2$)
- k) Número de orifícios por dreno = 48
- l) Vazão inicial de descarga por orifício : $q_o = 22,2 / 48 = 0,463 \text{ L/s}$
- m) Perda de carga inicial no orifício ($q_o = C_d S (2gh)^{1/2}$; para $q_o = 0,463 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$, $C_d = 0,61$, $S = 127 \times 10^{-6} \text{ m}^2$, $g = 9,8 \text{ m} / \text{s}^2$, obtém-se $h \cong 1,8 \text{ m}$
- n) Perda de carga total inicial no meio granular, tubulações, acessórios, válvula, etc : máxima de 0,7 m
- o) Localização da válvula de descarga : aproximadamente a 2,5 m abaixo do nível de água no interior da unidade
- p) Meio granular
 - suporte 0,25 m ; 19,0 a 31,0 mm
 - subcamada inferior 0,25 m ; 12,7 a 19,0 mm
 - subcamada intermediária 1 0,3 m ; 6,4 a 12,7 mm
 - subcamada intermediária 2 0,3 m ; 3,2 a 6,4 mm
 - subcamada superior 0,3 m ; 1,68 a 3,2 mm
- q) Coleta do efluente : 4 tubos de PVC rígido, de 100 mm de diâmetro, localizados a aproximadamente 20 cm acima do topo do meio granular, providos de orifícios de 12,7 mm de diâmetro, e dispostos transversalmente, resultando vazão de 1 L/s por tubo de 100 mm com escoamento livre; o número de orifícios em cada tubo de coleta será

igual a 10 e a vazão por orifício de 0,1 L/s; a perda de carga nos orifícios será da ordem de 8,5 cm (igual a altura da lâmina líquida acima da geratriz superior dos tubos).

r) Localização dos tubos de coleta : geratriz inferior situada a 20 cm acima do topo do meio granular.

s) Altura total da câmara : 2,0 m (0,3 m de altura adicional acima da geratriz superior da tubulação de coleta).

Perda de carga inicial no orifício ($q_0 = C_d S (2gh)^{1/2}$; para $q_0 = 0,463 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$, $C_d = 0,61$, $S = 127 \times 10^{-6} \text{ m}^2$, $g = 9,8 \text{ m} / \text{s}^2$, obtém-se $h \cong 1,8 \text{ m}$

u) Esquema:

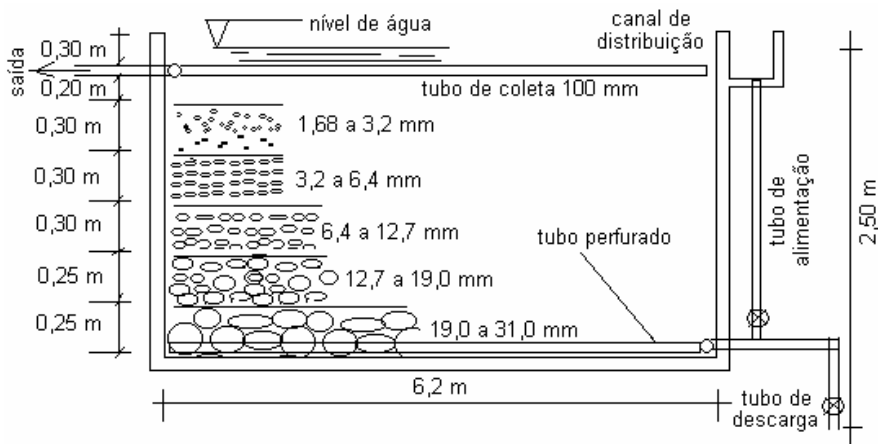


Figura 4.34 – Esquema do Pré-filtro de Escoamento Ascendente

Filtração Lenta

Basicamente, um filtro lento é composto por uma estrutura de entrada contendo medidor de vazão, câmara filtrante, tubulação de descarga do sobrenadante quando da necessidade de limpeza, dispositivo para permitir o enchimento da câmara com água filtrada no sentido ascendente (geralmente proveniente dos demais filtros em operação), extravasor, meio filtrante, camada suporte, sistema de drenagem, tubulações, válvulas e acessórios de saída. Em geral, as saídas dos filtros lentos de uma instalação são conectadas a um canal provido de vertedor para garantir o nível mínimo de água no interior da câmara filtrante ou então têm-se caixas individuais, contendo vertedores com escoamento livre, interligadas por meio de tubulação que conduz o efluente global à câmara de desinfecção. Dependendo da carga hidráulica disponível para a retenção de impurezas, da espessura do meio filtrante e do sistema de drenagem, a altura total da caixa do filtro varia entre 2 e 3 m.

A carga hidráulica disponível está relacionada à taxa de filtração adotada. Porém, independentemente desta, depois de um certo tempo de operação é comum resultar taxa de crescimento de perda de carga muito acentuada (geralmente exponencial), de forma que, mesmo com carga hidráulica maior, a carreira de filtração não aumenta linearmente com o seu aumento. A taxa de filtração máxima permitida é de 6 m/d quando o afluyente apresenta-se, consistentemente, com turbidez inferior a 5 uT e cor verdadeira menor que 5 uC. Para valores de turbidez até 10 uT, a taxa de filtração pode situar-se entre 3 e 5 m/d, dependendo do uso de areia e de mantas sintéticas não tecidas.

A perda de carga final pode ser fixada entre 1,0 e 1,5 m, com a qual resultam carreiras de filtração com duração razoável (geralmente superior a 30 dias). É evidente que a carga hidráulica total deve ser igual à soma da perda de carga devida à retenção de impurezas, meio filtrante limpo, camada suporte, sistema de drenagem, tubulações, acessórios, etc. Como visto anteriormente, a entrada e a saída dos filtros lentos deve ser projetada de forma que o nível de água no interior da câmara filtrante varie livremente, desde um valor mínimo (da ordem de 20 cm acima do topo do meio filtrante) até o máximo previsto, ditado pela carga hidráulica disponível total adotada. Na Tabela 4.8 são apresentados os critérios gerais de projeto de instalações de filtração lenta.

Tabela 4.8 – Critérios Gerais de Dimensionamento de Instalações de Filtração Lenta

Parâmetro	Recomendação ou Valor Recomendado
Período de funcionamento diário (h/d)	24
Número mínimo de unidades	2
Taxa de filtração (m/d)	3 a 6
Meio filtrante (*) Areia	
- tamanho dos grãos (mm)	0,08 a 1,0
- tamanho efetivo (mm)	0,15 a 0,25
- coeficiente de desuniformidade	2 a 5
- espessura inicial da camada (m)	0,8 a 1,0
Camada suporte	
- espessura (cm) e tamanho do pedregulho da subcamada 1 (mm)	10 a 15 ; 19,0 a 31,0
- espessura (cm) e tamanho do pedregulho da subcamada 2 (mm)	5 a 10 ; 12,7 a 19,0
- espessura (cm) e tamanho do pedregulho da subcamada 3 (mm)	5 a 10 ; 6,4 a 12,7
- espessura (cm) e tamanho do pedregulho da subcamada 4 (mm)	5 a 10 ; 3,2 a 6,4
- espessura (cm) e tamanho do pedregulho da subcamada 5 (mm)	5 a 10 ; 1,41 a 3,2
Borda livre (m)	0,1 a 0,2
Área máxima (em planta) de uma unidade (m ²)	200

(*) no caso de previsão do uso de mantas sintéticas não tecidas, deve-se verificar sua disponibilidade no mercado a um custo razoável.

O número de filtros retangulares em planta pode ser estimado a partir da seguinte equação (Galvis et. al, 1998):

$$N = \frac{\sqrt[3]{A}}{2} \quad \text{eq. 4.3}$$

em que:

A : área total, em planta (m²)

N : número de unidades em paralelo

A área de uma unidade está limitada a 200 m², para que possa ser limpa em um só dia, embora outros fatores locais devam ser considerados, como (topografia, geotecnia, climatológico, cultural, etc). Os filtros retangulares são preferíveis em lugar dos circulares pela vantagem das paredes comuns entre diferentes unidades. Tendo-se a área total (em planta) e o número de filtros retangulares, o comprimento total de parede (eq. 4.4) torna-se mínimo quando se tem a seguinte relação entre a e b (ver Figura 4.35):

$$L_t = 2 b N + a (N + 1) \quad \text{eq. 4.4}$$

$$b = \frac{(N + 1) a}{2 N} \quad \text{eq. 4.5}$$

em que:

L_t : comprimento total das paredes (m)

a: comprimento das unidades filtrantes (m)

b : largura da unidade filtrante (m)

N = número de unidades filtrantes

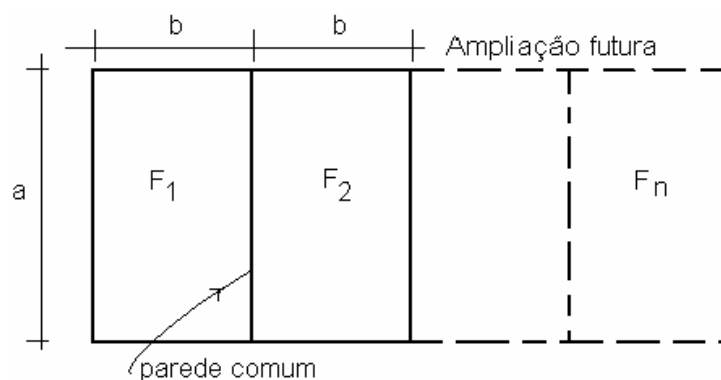


Figura 4.35 – Esquema da disposição dos filtros lentos (em planta)

Exemplo 4.3 – Dimensionamento de uma instalação de filtração lenta para tratamento de uma vazão de 8 L/s, precedida de pré-filtração dinâmica e de pré-filtração ascendente em pedregulho.

- a) Taxa de filtração adotada = 3,6 m/d
- b) Área total em planta = 192 m²
- c) Número de unidades filtrantes (eq. 4.3) = 2,88 (N adotado = 3)
- d) Área de uma unidade filtrante = 64 m²
- e) Utilizando a eq. 4.5, obtém-se $b = 2a/3$; como $b \cdot a = 64 \text{ m}^2$, resultam $a = 9,8 \text{ m}$ e $b = 6,55 \text{ m}$
- f) Sistema de drenagem : a configuração será do tipo canal central e tubos laterais de PVC providos de orifícios (ver Figuras 4.22, 4.24 e 4.33); o canal central terá as seguintes dimensões : largura = 0,2 m; altura = 0,2 m (velocidade final de escoamento igual a 0,1 m/s); os tubos laterais terão comprimento útil de 3,0 m e diâmetro de 50 mm, coletando 0,124 L/sm (ver tabela 4.5); serão utilizados 12 tubos laterais coletores, 6 de cada lado do canal central, conforme esquemas das Figuras 4.36.
- g) meio filtrante e camada suporte: a camada de areia terá espessura de 0,9 m e deverá Ter sua altura inicial reconstituída sempre que, após raspagens sucessivas, baixar para 0,6 m; as características da areia serão as seguintes: tamanho dos grãos : entre 0,08 e 1,0 mm, tamanho efetivo = 0,25 mm; coeficiente de desuniformidade = entre 3,5 e 4,5; a camada suporte terá espessura total de 0,4 m e será constituída de cinco subcamadas, conforme Tabela 4.8.
- h) considerações gerais : a borda livre foi assumida igual a 0,2 m; note que na tubulação de saída foram previstas derivações (dreno e interligação com os demais filtros para enchimento daquele que foi limpo com água dos remanescentes em operação); foi previsto vertedor triangular na entrada para controle da vazão afluente; foi previsto também, um canal interno ao filtro, provido de vertedor e de tubulação de descarga do sobrenadante.

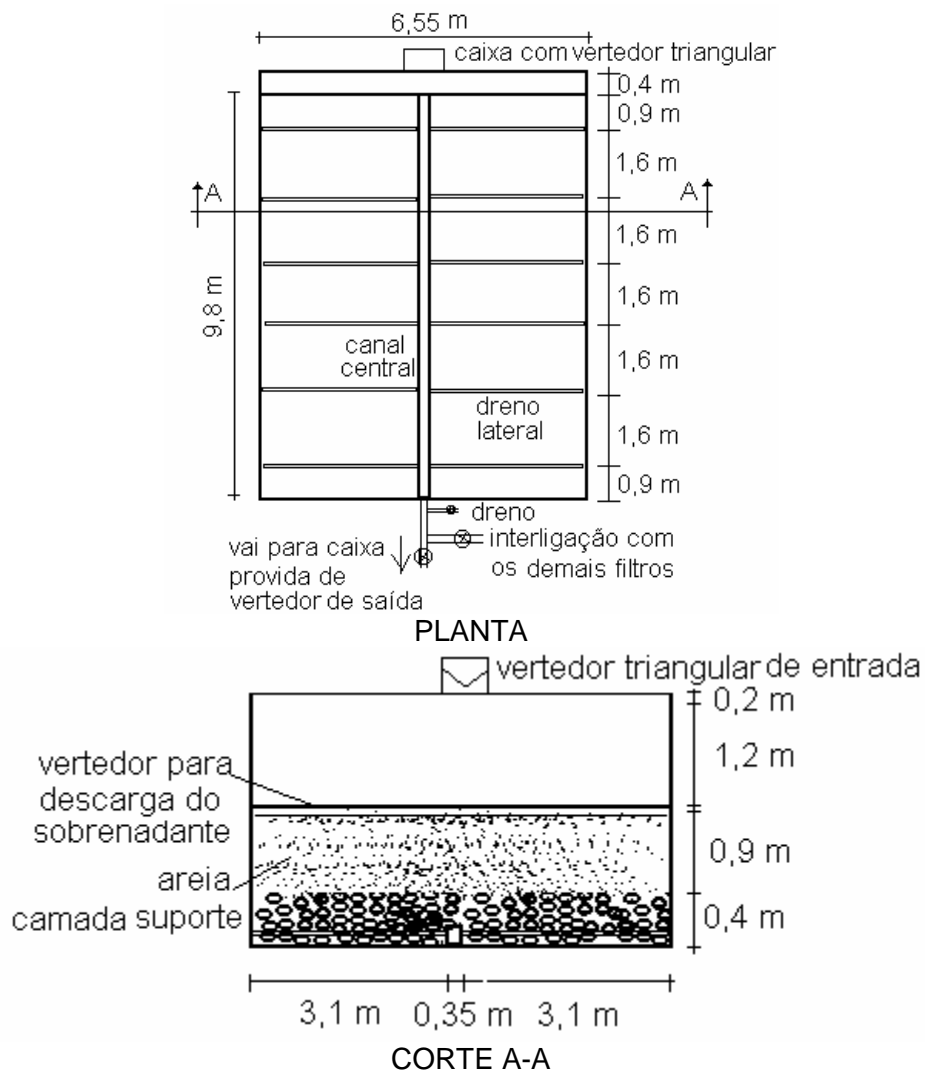


Figura 4.37 – Esquema da configuração do sistema de drenagem do Exemplo 4.3

Bibliografia

Associação Brasileira de Normas Técnicas-ABNT NB-592 “Projeto de Estação de Tratamento de Água” 1989, Rio de Janeiro, Brasil.

Bernier, P. D. Start-up of Slow Sand Filtration Plant in Gorham – NH Slow Sand Filtration Workshop – AWWA Oct. 1991, Durham, N. H, USA.

Bresaola Jr., R. Estudos Comparativos do Desempenho de sistemas Constituídos de Pré-filtro de Pedregulho – Filtro Lento de Areia e de Pré-Filtro de Areia – Filtro Lento de Areia para o Tratamento de Águas de Abastecimento Tese de Doutorado Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1990, São Carlos, Brasil

Di Bernardo, L., Valenzuela G., M. R. Pré-filtração em pedregulho e Filtração Lenta em Areia com Mantas Sintéticas para Tratamento de Águas de Abastecimento XXIII Congresso Interamericano de Ingeniería Sanitária y Ambiental Nov. 1992, La Habana, Cuba.

Alcócer C., N. E. Comparação do Desempenho de Filtros Lentos de Areia Operados com Nível Constante e com Nível Variável Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1993, São Carlos, Brasil

Di Bernardo, L. Métodos e Técnicas de Tratamento de Água Vol. II Luiz Di Bernardo e Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental 1993, R. J., Brasil

Di Bernardo, L., Rivera E., A. Influence of Sand Uniformity Coefficient on Slow Sand Filtration Performance In : Advances in Slow Sand and Alternative Biological Filtration p: 179-178, John Wiley & Sons Ltd, 1996, England.

Di Bernardo, L., Paterniani, J. E. S., Graham, N. J. D. Investigação Experimental sobre o Desempenho de Mantas Sintéticas na Filtração Lenta XXII Congreso Interamericano de Ingenieria Sanitária y Ambiental Set. 1990, San Juan, Puerto Rico.

Fazolo, A. Desempenho de Sistemas de Pré-filtração em Pedregulho com Escoamento Ascendente Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1999, São Carlos, Brasil

Galvis C., G., Fernandes M., J., Visscher, J. T. Comparative Study of Different Pretreatment Alternatives Roughing Filters Workshop for Water Treatment June 1992, Zurich, Switzerland.

Galvis C., G. Latorre, J., Visscher, J. T. Filtración en Múltiples Etapas – Tecnologia Alternativa para el Tratamiento de Agua, Série Documentos Técnicos, 1998 IRC International Water and Sanitation Centre e CINARA

Graham, N. J. D., Mbwette, T. S., Di Bernardo, L. Fabric Protected Slow Sand Filtration – A Review NH Slow Sand Filtration Workshop – AWWA Oct. 1991, Durham, N. H, USA.

Gusmán R., S. M. Evaluación de la Filtración Gruesa Dinámica Operando a Tasa Constante y a Tasa Declinante de Filtración Tesis de Maestria Universidad del Valle, 1997, Cali, Colômbia.

IRC-WHO Pretreatment Methods for Community Water Supply - Pretreatment Research and Demonstration Project IRC-International Water and Sanitation Centre Feb. 1989, The Hague, The Netherlands

Latorre M., J. Performance Evaluation of Dynamic Roughing Filtration Msc Thesis International Institute for Infrastructural Hydraulic and Environmental Engineering 1994, Delft, The Netherland.

Pardon, M. Research, Developmente and Implementation of Roughing Filtration Technology in Peru Roughing Filters Workshop for Water Treatment, 1992, Zurich, Switzerland.

Paterniani, J. E. S. Aplicabilidade de mantas Sintéticas não Tecidas na Filtração Lenta de Águas de Abastecimento Tese de Doutorado Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1991, São Carlos, Brasil

Pocasangre C., A. E. A. Pré-filtração em Pedregulho e Areia Grossa de Fluxo Ascendente e Fluxo Descendente como Pré-tratamento de Filtros Lentos de Areia Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1990, São Carlos, Brasil

Rugno, F. E. Uso de Pré-filtros de Pedregulho para a Remoção de Impurezas das Águas de Abastecimento Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1987, São Carlos, Brasil.

Vargas, F., Galvis C., A., Hincapie G., M. M. e Latorre, J. Filtración en Múltiplas Etapas: Selección de Tecnologia Considerando Riesgo Sanitário, Eficiencia y Costos Conferencia Internacional Mejoramiento de la Calidad del Agua, Univalle, CINARA, 1996, Cali, Colombia.

Wegelin, M., Galvis, G., Latorre, J. M. La Filtración Gruesa en el Tratamiento de Água de Fuentes Superficiales Ministerio de Desarrollo Económico y Social de Colombia e SANDEC, 1998, Cali, Colombia.

Wegelin, M. Surface Water Treatment by Roughing Filters - A Design, Construction and Operation Manual SANDEC-EAWAG , 1996, Duebendorf, Swiss.

Capítulo 5 - OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO

Como já mencionado uma das maiores vantagens do sistema de filtração em múltiplas etapas, é a simplicidade de operação e de manutenção. Embora a simplicidade, as atividades de operação e manutenção, sejam elas diárias, periódicas ou eventuais, devem ser acompanhada com muita atenção por parte dos operadores para garantir o bom funcionamento do sistema e a produção contínua de água potável.

Nesse capítulo são apresentadas as principais atividades de operação e manutenção de cada uma das unidades constituintes de uma instalação de FiME. Os procedimentos e recomendações são, em sua maioria, baseadas na experiência colombiana relativa à operação e manutenção desse tipo de estação de tratamento de água (*Manual de Operación e Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Agua por Filtración en Múltiples Etapas*, 1996).

Pré-filtro Dinâmico de Pedregulho (PFD)

Considerando o funcionamento descrito no Capítulo 2, a operação cotidiana de um pré-filtro dinâmico consiste nas seguintes atividades:

- controle e registro das vazões afluente e efluente;
- determinação e registro da qualidade afluente e efluente, utilizando, geralmente, o parâmetro turbidez;
- avaliação da acumulação de lodo na superfície do meio filtrante.

O controle da vazão afluente deve garantir que seja respeitada a velocidade (ou taxa) de filtração de projeto. Com o decorrer do tempo de funcionamento e a progressiva retenção de impurezas no meio filtrante, verifica-se a diminuição da vazão de água efluente do PFD, e aumento da perda de carga no meio granular. Quando o pré-filtro dispõe de válvula na tubulação de efluente, deve-se ajustar a abertura desta válvula de tal modo que a vazão de água efluente permaneça aproximadamente constante. A partir do momento em que a válvula na tubulação de efluente estiver completamente aberta, a vazão de água pré-filtrada irá diminuir, indicando que a unidade deve ser retirada de operação para sua limpeza. A inspeção visual da camada de lodo que se forma na superfície do filtro também auxilia na tomada de decisão da hora de executar a limpeza do filtro.

A periodicidade da limpeza depende, principalmente, do conteúdo de sólidos suspensos, turbidez e quantidade de algas presentes na água bruta, entretanto, Galvis

et al. (1997) recomendam a execução de uma limpeza semanal dos pré-filtros dinâmicos.

Em geral, a limpeza do pré-filtro dinâmico é uma operação manual, com duração de cerca de 30 a 60 minutos. Os instrumentos necessários para o procedimento de limpeza são simples e consistem de rastelo, pá, escovão com cabo, escovão de mão, balde, luva, capa e botas. Todo o material deve estar limpo para evitar a contaminação do material filtrante.

O procedimento de limpeza periódica, que consiste de quatro etapas seqüenciais, tem seu início com o fechamento da válvula ou comporta da tubulação efluente (Figura 5.1). Esse procedimento permite que toda água afluyente escoe pela superfície do meio filtrante.

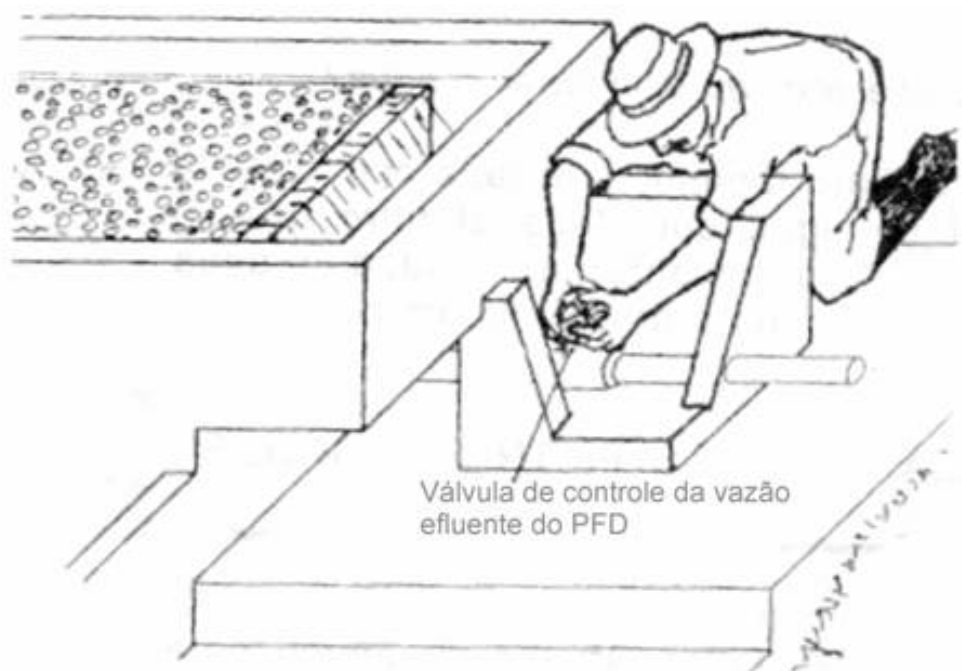


Figura 5.1: Início da operação de limpeza periódica do pré-filtro dinâmico - Fechamento da válvula da tubulação efluente (Vargas *et al.*, 1996 - modificado)

Na primeira etapa de limpeza, o operador, com o auxílio de um escovão, deve limpar as paredes e fundo das câmaras de entrada, bem como as demais paredes internas da unidade (Figura 5.2). Em seguida, com o auxílio de um rastelo ou ancinho, o operador deve revolver (escarificar), com movimentos em contra corrente, a superfície do meio filtrante (5 a 10 cm) para remover o lodo acumulado (Figura 5.3). Este procedimento deve ser iniciado no extremo próximo a câmara de entrada de água

bruta e avançar em direção ao vertedor de saída de água de lavagem. O fato de que toda vazão afluyente ao PFD está escoando superficialmente garante uma velocidade suficiente alta, capaz de arrastar o lodo devido ao revolvimento do meio granular. Essa operação deve continuar até que a água descartada apresente qualidade similar à da água bruta afluyente.



Figura 5.2: Limpeza da câmara de entrada de água bruta (Vargas *et al.*, 1996 - modificado)



Figura 5.3: Revolvimento da superfície do meio filtrante (Vargas *et al.*, 1996 - modificado)

Na terceira fase da limpeza, a superfície do meio filtrante é nivelada e tem-se início um processo de descarga de fundo com repetidos “choques”, ou seja, a rápida abertura e fechamento do registro de descarga de fundo (válvula de abertura rápida). Este procedimento permite a limpeza das camadas mais profundas do meio granular do pré-filtro dinâmico. Após cerca de 10 “choques” sucessivos, deixa-se escoar toda água para garantir o sucesso da limpeza. Se a água da descarga de fundo estiver muito turva, pode-se encher a unidade e repetir o procedimento 2 ou 3 vezes, até que a água apresente turbidez similar a água bruta.

A etapa final do procedimento de limpeza periódica consiste da limpeza das paredes e fundo da câmara de saída, realizada de forma similar à da câmara de entrada. Terminado esse procedimento, o PFD deve então ser alimentado com água até o nível de água normal de trabalho e repostado em operação.

Se, após a limpeza, a produção de água e a perda de carga no meio granular não apresentarem valores similares àqueles observados no início da operação do pré-filtro, é possível que a lavagem não tenha sido eficiente ou tenha entrado ar no sistema de drenagem. Neste caso se deve drenar a unidade, repetir a lavagem e novamente encher pré-filtro com água. Se o problema persistir, é possível que seja necessário uma limpeza completa, com retirada do meio granular. Geralmente a limpeza completa é necessária após meses ou anos de operação.

A limpeza completa deve ser realizada quando as limpezas periódicas não garantirem a reprodução das condições iniciais do meio granular e, portanto, o restabelecimento da capacidade de produção de água do pré-filtro. Neste caso, todo meio granular deve ser retirado e lavado. Posteriormente, o meio granular deve ser reclassificado e repostado na unidade conforme o arranjo previsto no projeto. Nesta oportunidade, deve-se lavar também as paredes internas e o fundo da unidade, verificar a integridade do sistema de drenagem de água filtrada, bem como a realização de inspeções estruturais.

A Tabela 5.1 apresenta um resumo das atividades de operação e manutenção do pré-filtro dinâmico descritas anteriormente, de acordo com a periodicidade de sua execução.

Tabela 5.1: Atividades de operação e manutenção do pré-filtro dinâmico

Atividades		
Diárias	Periódicas	Eventuais
<ul style="list-style-type: none"> • Controle e registro da vazão afluente e efluente. • Medição e registro da qualidade (turbidez) da água afluente e efluente. • Inspeção da camada de lodo formada na superfície do meio granular. 	<ul style="list-style-type: none"> • Limpeza das câmaras de entrada e saída, escarificação do topo do meio granular, e descargas de fundo. • Execução de exame para determinação do NMP de coliformes totais e fecais 	<ul style="list-style-type: none"> • Retirada do material granular , lavagem do pedregulho, e recomposição das camadas filtrantes.

Pré-filtro de Pedregulho com Escoamento Ascendente (PFA)

As atividades rotineiras de operação e manutenção do PFA, similarmente ao PFD, visam garantir o controle da taxa de filtração e da qualidade da água produzida na unidade. Para tal deve-se efetuar, diariamente, a medição, o controle e o registro da vazão afluente. A medição da vazão afluente ao PFA é realizada através da verificação do nível da água na régua de leitura da carga sobre vertedor. Se o nível de água apresentar-se mais baixo ou mais alto que o nível pré-determinado em função da taxa de aplicação adotada, a vazão deverá ser ajustada manipulando-se a válvula de controle de água afluente até que o nível desejado seja atingido.

A Figura 5.4 apresenta os principais elementos da chegada de água aos pré-filtros ascendentes e os dispositivos que facilitam as atividades rotineiras de operação destes pré-filtros.

O controle da qualidade da água afluente e efluente deve ser também realizado diariamente, coletando-se amostras na câmara de alimentação e na câmara de saída da unidade. Geralmente o controle de qualidade diário é feito através da medida de turbidez. O operador deve estar atento (inspeção visual) à presença de materiais flutuantes sobre a lâmina d'água do PFA e retirá-los diariamente com o auxílio de uma "cesta de tela" com cabo longo.

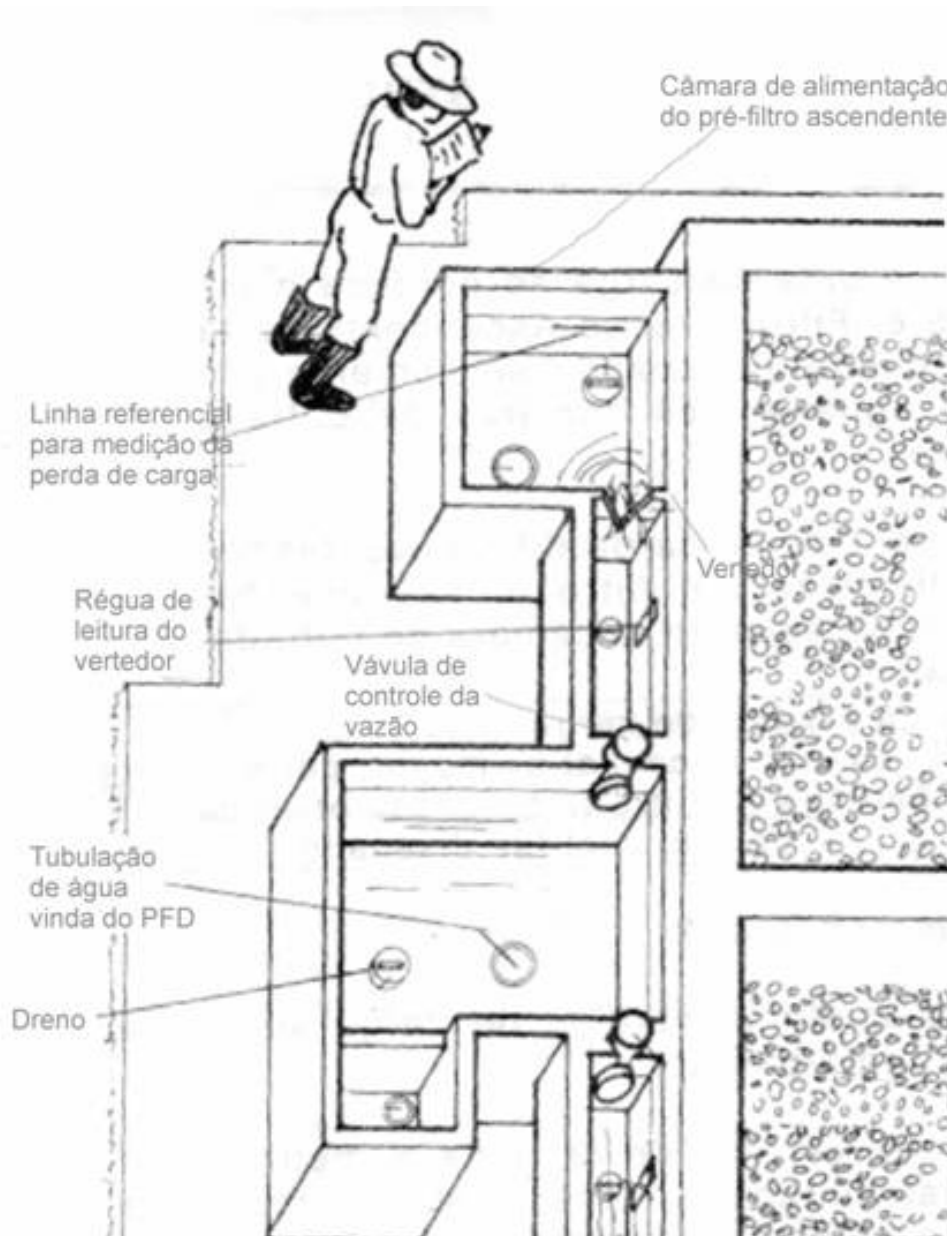


Figura 5.4: Principais elementos da distribuição de água para os pré-filtros ascendentes (Vargas *et al.*, 1996 - modificado)

A medição e registro da perda de carga no meio granular do PFA pode ser realizada diariamente ou, no mínimo, três vezes por semana. Essa medida é feita pela inspeção do nível d'água na câmara de entrada de cada unidade, tomando como base uma régua de nível ou linha referencial. O desenvolvimento da perda de carga é informação fundamental para tomada de decisão do operador em relação aos procedimentos de limpeza e manutenção desse pré-filtro. Entretanto, a perda de carga também aumenta no pré-filtro quando a vazão afluyente é maior do que a prevista para sua operação e, por isso, é importante que seja mantida a vazão para qual o filtro foi projetado.

A limpeza do pré-filtro ascendente é realizada por meio de descargas de fundo, e o seu sucesso depende do adequado projeto do sistema de drenagem. Em relação à operação e manutenção periódica dos pré-filtros ascendentes recomenda-se que, além da limpeza ao final de cada carreira de filtração, sejam efetuadas descargas de fundo intermediárias para evitar a compactação do material depositado e posterior ineficiência do procedimento de lavagem entre as carreiras de filtração (Galvis *et al.*, 1997). Para realização das descargas de fundo intermediárias, recomenda-se uma frequência semanal ou, alternativamente, quando um acréscimo de 10 cm na perda de carga no meio granular for observado.

A limpeza intermediária é realizada procedendo-se inicialmente a limpeza da câmara de entrada. O procedimento é similar ao mostrado na Figura 5.2, e consiste do esvaziamento da câmara, escovação das paredes e fundo para retirada de material aderido, e o enxague final. Em seguida, o meio granular deve ser submetido a 10 “choques” sucessivos, realizados com abertura e fechamento rápido da válvula localizada na tubulação de descarga de fundo (Figura 5.5). Após os choques, a válvula é mantida aberta para drenar toda água do pré-filtro. Como última etapa dessa limpeza intermediária, deve-se proceder a escovação e enxague da câmara de saída. Durante o procedimento de limpeza, a saída de água do PFA para o filtro lento deve ser interrompida.

Avaliações preliminares realizadas por Souza Jr. (1999) sugerem que as descargas de fundo podem ter um efeito danoso na eficiência do PFA quando o objetivo deste for a remoção de algas. O autor observou também que a evolução da perda de carga no PFA é bastante lenta quando o material acumulado no meio granular é composto majoritariamente de algas.

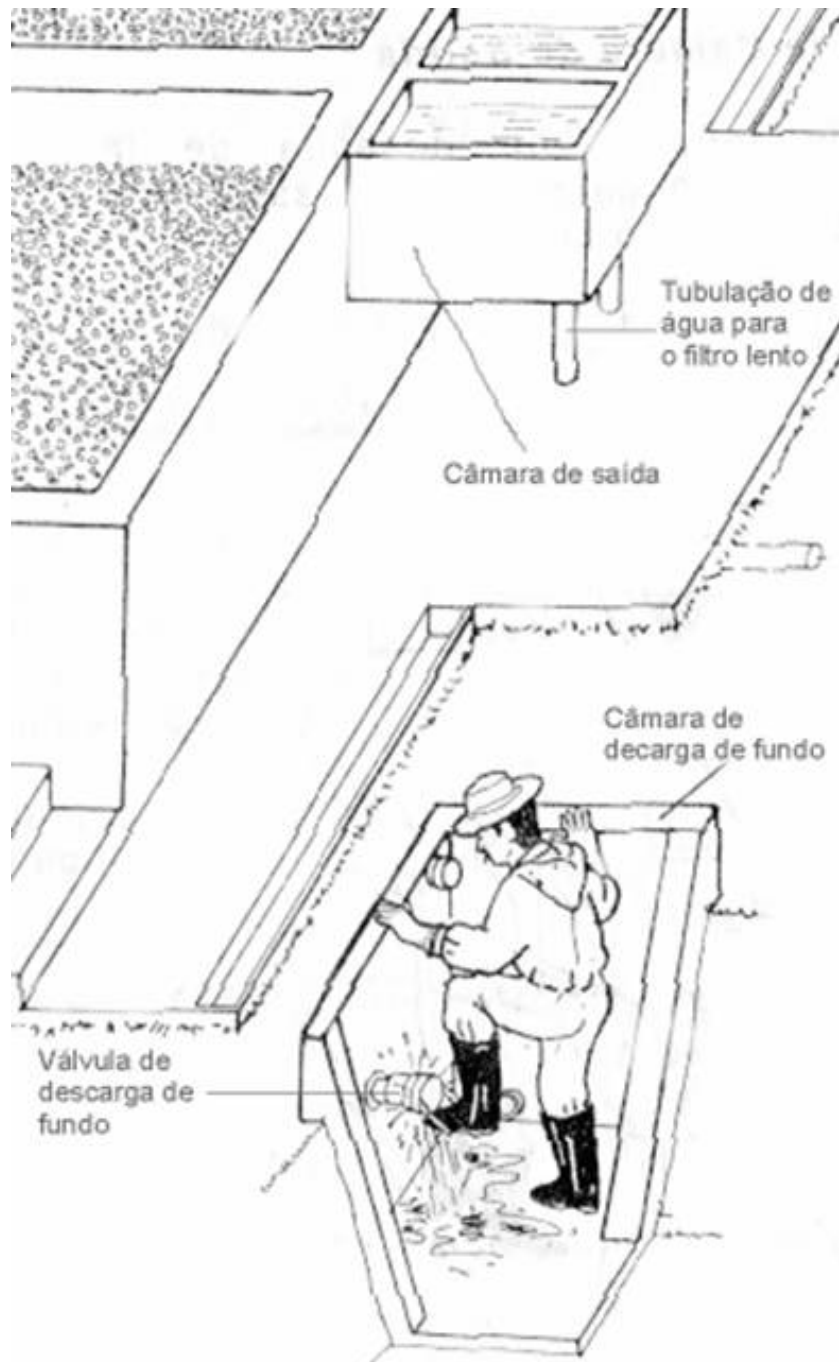


Figura 5.5: realização de “choques” e descarga de fundo (Vargas *et al.*, 1996 - modificado)

Como a limpeza intermediária não remove totalmente o lodo acumulado no meio granular, ao final de cada carreira de filtração, ou mensalmente, deve-se proceder uma limpeza mais intensa. A rotina inicia-se com a limpeza da câmara de entrada de água, de forma similar ao realizado na limpeza intermediária. Em seguida, o operador, deve proceder, com o auxílio de uma pá, o revolvimento manual da parte superior do meio granular (cerca de 20 cm). A Figura 5.6 apresenta uma ilustração dessa etapa da limpeza. Para realização dessa etapa, o operador deve observar os seguintes aspectos: (a) se a saída de água para o filtro lento e a interligação entre unidades do

pré-filtro estão fechadas; (b) se a alimentação de água ao pré-filtro está aberta; e, (c) se o sistema de drenagem de água da superfície está aberto.

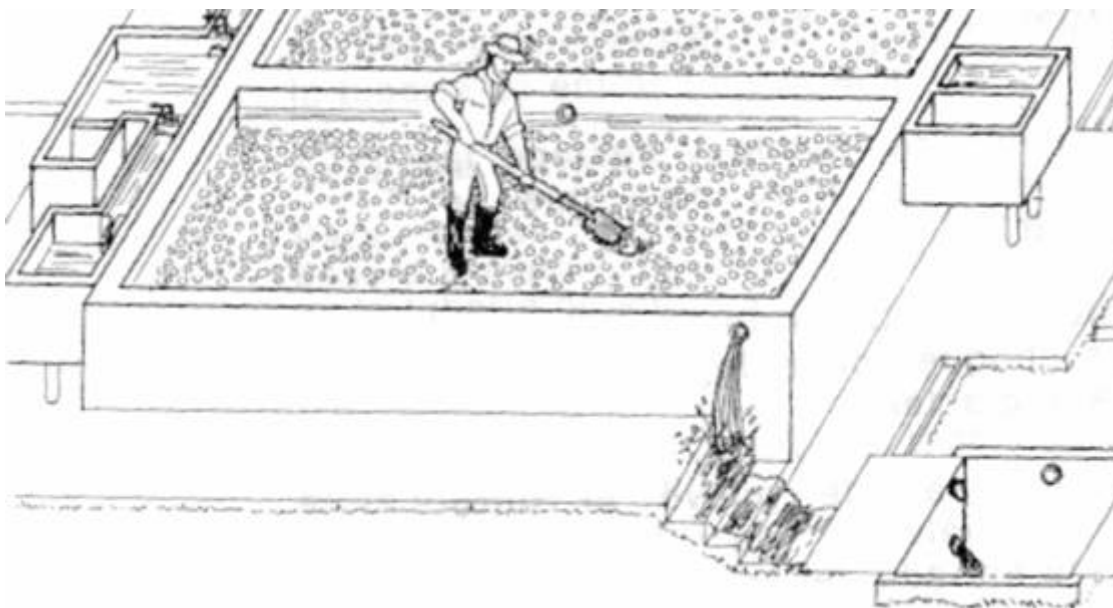


Figura 5.6: Limpeza da camada de topo do PFA (Vargas *et al.*, 1996 - modificado)

Dando continuidade à limpeza, deve-se efetuar 5 a 10 “choque”, seguidos da descarga de fundo. Estes procedimentos devem ser repetidos até que a água drenada tenha aparência (turbidez) similar à da água afluyente à unidade. Finalmente, realiza-se a limpeza da câmara de saída de água e coloca-se o pré-filtro em operação.

Se após a realização das limpezas periódicas a perda de carga não apresentar um valor próximo ao valor inicial do meio granular limpo, deve-se verificar se há obstrução na tubulação de distribuição da água afluyente. Essa verificação é feita com a introdução de uma sonda na referida tubulação e/ou na tubulação de descarga de fundo. Se a perda de carga permanecer elevada deve-se proceder a remoção do material granular e efetuar uma lavagem rigorosa do mesmo.

Para a remoção do material granular do PFA o operador precisará do apoio de mais trabalhadores, sendo que o número de pessoas envolvidas depende do tamanho da unidade. Os equipamentos necessários para esta tarefa são botas, luvas, pás e baldes. Tanto a retirada como a lavagem do pedregulho deve ser feita de forma cuidadosa para evitar a mistura do material de cada sub-camada. Nessa oportunidade deverão ser também lavadas as paredes internas, o fundo e as tubulações do pré-filtro ascendente.

No procedimento de reposição do material granular devem ser observadas as características de projeto de cada subcamada do meio granular, ou seja, ordem, espessura e faixa granulométrica.

A Tabela 5.2 apresenta um resumo das atividades de operação e manutenção do pré-filtro de pedregulho de escoamento ascendente descritas anteriormente, de acordo com a periodicidade de sua execução.

Tabela 5.2: Atividades de operação e manutenção do pré-filtro ascendente

Atividades		
Diárias	Periódicas	Eventuais
<ul style="list-style-type: none"> • Medição, controle e registro da vazão afluente. • Medição e registro da qualidade (turbidez) da água afluente e efluente. • Retirada do material flutuante. • Medição e registro da perda de carga. 	<ul style="list-style-type: none"> • Limpeza intermediária (câmaras de entrada e saída, “choques” e descargas de fundo). • Limpeza entre carreiras ou mensal (câmaras de entrada e saída, revolvimento da camada de topo, “choques” e descargas de fundo). • Execução de exame para determinação do NMP de coliformes totais e fecais 	<ul style="list-style-type: none"> • Verificação de obstrução na tubulação de distribuição de água. • Retirada do material granular , lavagem do pedregulho, e recomposição das camadas filtrantes.

Segundo Di Bernardo (1993), a coleta do efluente pode representar um problema operacional sério pois, com pequenas lâminas líquidas sobre o topo do meio granular, pode haver um desenvolvimento acentuado de algas causando a obstrução dos tubos coletores de água efluente e contribuindo para prejudicar o funcionamento dos filtros lentos. Para evitar esse fenômeno recomenda-se dispor pedras de tamanhos relativamente grandes (100 a 500 mm) para cobrir os tubos coletores e evitar a penetração de luz. Alternativamente, pode-se utilizar algum tipo de cobertura de baixo custo e fácil remoção, como por exemplo o uso de tecido de cor preta.

Como já discutido no Capítulo 3, o pré-filtro ascendente, em camadas ou em série, comparativamente aos pré-filtros horizontal e descendente, apresenta menor custo de operação, uma vez que demandam menos água e menos horas de trabalho para os

procedimentos de limpeza; além disso, tem-se observado que neste pré-filtro a descarga de fundo resulta em limpeza mais eficiente do material granular.

Como o PFA antecede o filtro lento, a qualidade da água nele produzida é fundamental para garantir carreiras de filtração longas no filtro lento. Enfatiza-se assim a necessidade do controle da qualidade da água nessa unidade. Quando na eventualidade de picos ou períodos nos quais a turbidez do afluente ao PFA encontra-se muito elevada e a eficiência de remoção nessa unidade não é suficiente para garantir qualidade compatível com as restrições do filtro lento, recomenda-se que as vazões (taxas) nas diversas unidades sejam reduzidas, para permitir a produção de água tratada com qualidade desejada, ou seja, atendendo ao padrão de potabilidade.

Filtro Lento (FL)

A capacidade de remoção de impurezas no filtro lento depende do adequado amadurecimento do filtro, ou seja, do desenvolvimento da “schmutzdecke” e da maturidade biológica do meio filtrante. Por esta razão, o início da operação do filtro lento caracteriza-se pela produção de água filtrada com qualidade insatisfatória. O período de amadurecimento do filtro pode variar de alguns dias até cerca de dois meses em função da qualidade da água e de fatores como o procedimento de limpeza adotado.

Durante o período de amadurecimento, além da turbidez relativamente alta, a água filtrada geralmente apresenta um elevado número de microrganismos, de forma que a desinfecção pode ser comprometida. Assim, nesse período, é recomendado que a água produzida no filtro lento seja desviada para o sistema de drenagem da estação. Com o passar dos dias observa-se a gradual melhora da qualidade da água produzida pelo filtro lento, de modo que o momento à partir do qual a água poderá ser encaminhada para a etapa final de desinfecção, e conseqüentemente fornecida para a população, dependerá do valor da turbidez da água filtrada. Embora o Padrão de Potabilidade no Brasil (Portaria 36/MS) preconize que a água tratada deixando a estação deva ter turbidez menor que 1 uT, a qualidade bacteriológica é mais importante que esse parâmetro, razão pela qual recomenda-se que o efluente do filtro lento apresente turbidez menor que 5 uT, e valores do NMP/100 mL de coliformes totais e fecais inferiores, respectivamente, a 100 e 25, para que o mesmo seja encaminhado para a etapa de desinfecção.

Para reduzir o período de amadurecimento dos filtros lentos recomenda-se que nos primeiros dias de funcionamento esta unidade seja operada com taxas inferiores à taxa de filtração de projeto, iniciando com 25% desta taxa e aumentando gradativamente (50%, 75%) até atingir o valor de projeto. Com o mesmo objetivo Di Bernardo e Valenzuela (1992) recomendam que nos dois ou três primeiros dias de funcionamento o filtro lento seja alimentado diretamente com água bruta ou com efluente do pré-filtro dinâmico, desviando-se a água do pré-filtro ascendente.

As tarefas diárias de operação de um filtro lento envolvem: o controle e registro da vazão afluente; a medição e registro da turbidez da água filtrada; a remoção do material flutuante; e, a medição e registro da perda de carga.

O controle da vazão afluente ao filtro lento é fundamental pois tanto a eficiência do filtro, principalmente no que tange a remoção de microrganismos patogênicos, como o desenvolvimento da perda de carga dependem da taxa de aplicação adotada. O procedimento de medição e controle da vazão é feito de forma similar ao descrito para o PFA, ou seja, através da verificação e ajuste do nível de água no canal de entrada (carga sobre o vertedor) pela abertura ou fechamento da válvula de entrada.

Os filtros lentos são normalmente operados com taxa constante e nível de água no seu interior constante ou variável. Estudos realizados Alcócer C. (1993) mostraram que esta última modalidade é mais simples de operar, dispensa o uso de equipamentos para controle do nível da água, e apresenta eficiência de remoção de impurezas similar à operação tradicional a nível constante. No filtro de nível variável, a lâmina d'água sobre o meio filtrante se eleva como resultado do aumento da perda de carga. Assim, a medição da perda de carga pode ser feita diretamente pelo registro do nível da água na unidade de filtração.

Quando o nível d'água no filtro atinge o limite estabelecido, a carga hidráulica disponível para manter o funcionamento do mesmo foi consumida, e, faz-se necessário realizar a limpeza periódica. Esse procedimento consiste da limpeza das câmaras de entrada e saída de água, da limpeza das paredes internas do filtro e da raspagem da superfície do meio filtrante.

A raspagem do meio filtrante é uma operação delicada e pode ser realizada de forma manual ou mecanizada. A limpeza mecanizada é geralmente adotada em grandes instalações e em países desenvolvidos e não será descrita no presente texto.

A rotina de raspagem do meio filtrante inicia-se com a interrupção da alimentação de água para unidade e drenagem da lâmina d'água acumulada sobre a areia. Como o volume de água sobre o meio filtrante é grande, recomenda-se que essa água seja descartada utilizando-se a tubulação de descarga de sobrenadante (ver Figura 4.10). Em seguida parte da água remanescente deve ser drenada pelo sistema de descarga de fundo, até que o nível de água se encontre cerca de 8 centímetros abaixo da superfície do meio filtrante.

Uma vez rebaixado o nível da água tem-se início a raspagem propriamente dita. Os equipamentos necessários para a limpeza manual são pranchas de madeira, pás, botas, luvas, baldes e carrinhos de mão para o transporte da areia até o local da sua lavagem. Esse material deve ser rigorosamente limpo antes do início da raspagem, para evitar a contaminação da areia. Como pode ser visto na ilustração da Figura 5.7, a raspagem consiste na remoção manual, com o auxílio de uma pá, de 1 a 2 centímetros do topo da areia. O uso das pranchas de madeira não só evitam o contato direto das botas e baldes com a areia, com também a compactação da mesma. Findo o procedimento de raspagem, o operador, com o auxílio de um “rodo de madeira” deve nivelar a superfície do meio filtrante.

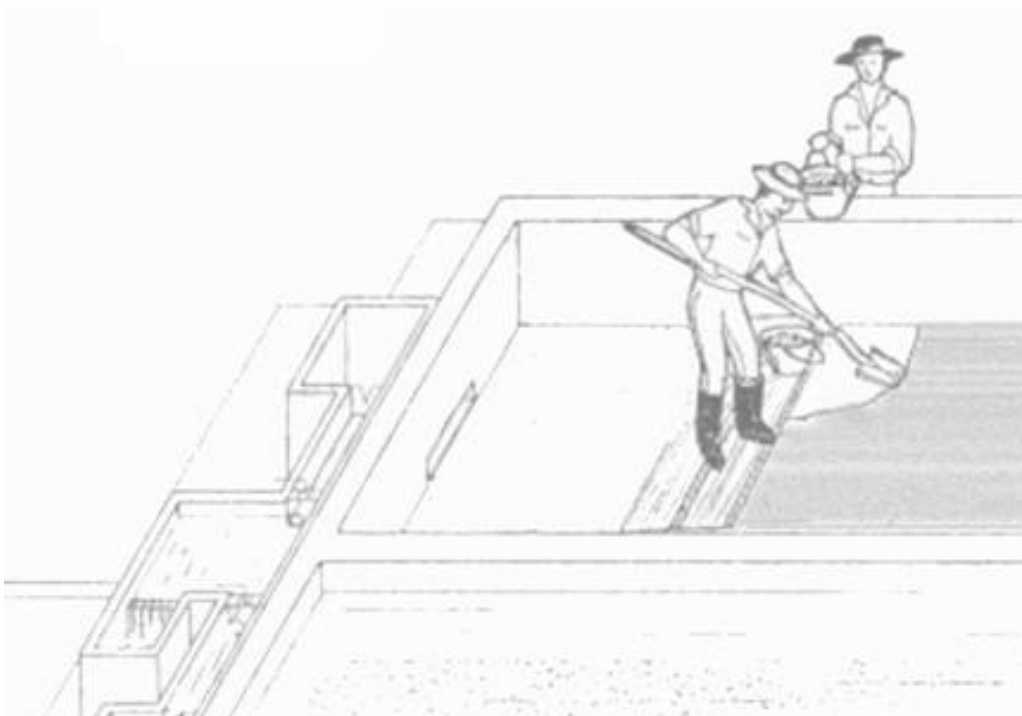


Figura 5.7: Procedimento de raspagem da areia (Vargas *et al.*, 1996 - modificado)

Ao repor o filtro em operação é necessário, inicialmente, alimentar o mesmo com água filtrada proveniente demais unidades e no sentido ascensional, de modo a evitar a permanência de ar nos interstícios do meio filtrante. Este procedimento pode ser realizado através de um arranjo apropriado da tubulação da câmara de saída dos filtros lentos (ver Figura 4.10). Somente após o nível da água encontrar-se acima do meio filtrante, a alimentação da água afluenta ao filtro lento deve ser iniciada.

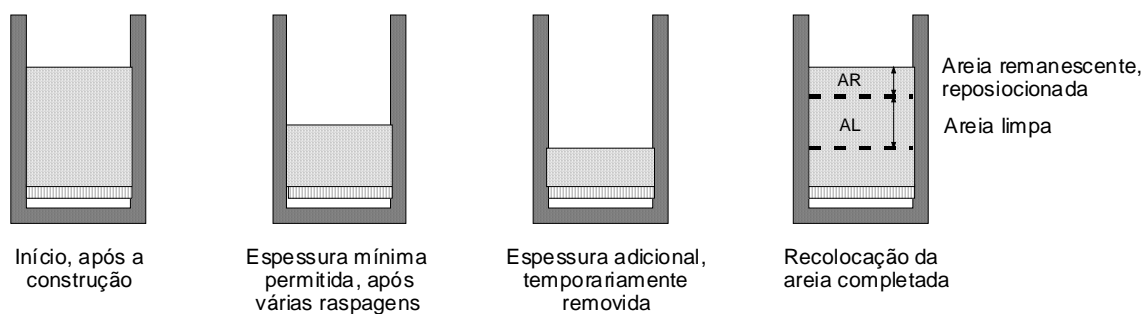
É importante registrar a data em que a limpeza periódica de cada unidade filtrante foi realizada, de modo a ter controle sobre o seu funcionamento.

A areia retirada do filtro lento em raspagem deve ser cuidadosamente lavada, seca e estocada em local ventilado, para a posterior reposição no filtro. A lavagem é feita em um tanque ou câmara de lavagem dotado de água corrente. O procedimento, similar ao adotado para lavagem do material granular tanto do PFD como do PFA, consiste no revolvimento da areia com uma pá sob contínua passagem da água. A areia é considerada limpa quando a água drenada da câmara de lavagem se apresente com baixa turbidez.

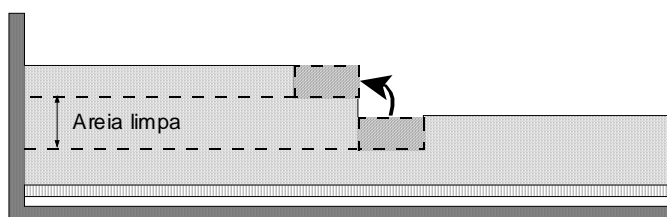
Para verificar se a areia está bem lavada pode-se fazer um teste simples. Coloca-se uma amostra da areia lavada em um recipiente transparente (e.g.: uma garrafa de vidro), completando o volume com água limpa. Agita-se o recipiente e, após a areia decantar e as bolhas de ar desaparecerem, avalia-se a turbidez da água sobrenadante.

Após diversas raspagens em um mesmo filtro, faz-se necessária a reposição da areia. Recomenda-se que a reposição seja realizada quando a espessura da camada de areia diminuir para cerca de 50 a 60 centímetros. A reposição deve ser feita segundo o esquema mostrado na Figura 5.8. Como a areia remanescente no filtro é rica em microrganismos, esse arranjo permite um amadurecimento mais rápido do filtro quando o mesmo é repostado em operação. De acordo com Bellamy *et al.* (1985) a drenagem total do meio filtrante, o revolvimento, e reposição da areia limpa, afeta negativamente a eficiência do filtro lento.

Antes de ser colocado em funcionamento, o filtro lento deve ser cuidadosamente preenchido com água filtrada, com uma velocidade ascensional que seja inferior a 0,05 m/h. Este procedimento é fundamental para expulsar o ar retido no meio filtrante que foi completamente drenado para permitir a reposição da areia.



RECOLOCAÇÃO DE AREIA NO FILTRO LENTO



REPOSIONAMENTO DA AREIA REMANESCENTE

Figura 5.8: Esquema de reposição da areia no filtro lento (Letterman, 1991)

A Tabela 5.3 apresenta um resumo das atividades de operação e manutenção do pré-filtro de pedregulho de escoamento ascendente descritas anteriormente, de acordo com a periodicidade de sua execução.

Tabela 5.3: Atividades de operação e manutenção do filtro lento

Atividades		
Diárias	Periódicas	Eventuais
<ul style="list-style-type: none"> • Controle e registro da vazão afluente. • Medição e registro da qualidade (turbidez) da água filtrada. • Retirada do material flutuante. • Medição e registro da perda de carga. 	<ul style="list-style-type: none"> • Limpeza das canaletas e câmara de entrada. • Limpeza entre carreiras (câmaras de entrada e saída, e raspagem do topo do meio filtrante). • Execução de exames para determinação do NMP de coliformes totais e fecais 	<ul style="list-style-type: none"> • Reposição da areia limpa e reposicionamento da areia remanescente.

Bibliografia

Alcócer C., N. E. (1993). Comparação do Desempenho de Filtros Lentos de Areia Operados com Nível Constante e com Nível Variável. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

Bellamy, W.D., Silverman, G.P., Hendricks, D.W. e Logsdon, G.S. (1985a). "Removing Giardia Cysts with Slow Sand Filtration". Journal of American Water Works Association, Vol 77, No. 2, pp. 52-60.

Di Bernardo, L. (1993). Métodos e Técnicas de Tratamento de Água, vol. 2. ABES, Rio de Janeiro.

Di Bernardo, L., e Valenzuela G., M. R. (1992). "Pré-filtração em pedregulho e Filtração Lenta em Areia com Mantas Sintéticas para Tratamento de Águas de Abastecimento" Anais do XXIII Congresso Interamericano de Ingenieria Sanitária y Ambiental, Havana, Cuba.

Galvis, G., Latorre, J. e Visscher, J.T. (1997). Filtración en Múltiples Etapas. Tecnologia Innovativa para el Tratamiento de Agua (versión preliminar). IRC, CINARA, Colômbia

Letterman, R.D. (1991). "Operation and Maintenance". In: Logsdon, G.S. (ed.) Slow Sand Filtration. ASCE, Nova Iorque, E.U.A.

Souza Jr., W.A. (1999). Filtração em Múltiplas Etapas Aplicada ao Tratamento de Águas com Presença de Algas: Avaliação de Variáveis Operacionais. Dissertação de Mestrado Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

Vargas O., T.S.S., Hincapié G., M.M. e Guerra R., D. (1996). Manual de Operación e Mantenimiento de Plantas de Tratamiento por Filtración en Múltiples Etapas. CINARA, Cali, Colômbia.