

Segundo Bastos (2004), o enfoque de controle e vigilância da qualidade da água, desde o manancial até o consumo, assim como a incorporação de procedimentos de promoção de boas práticas em todo o sistema de produção/abastecimento de água, juntamente com os outros critérios adotados pela Portaria MS 518/2004 representam um avanço significativo na vigilância da qualidade da água para consumo humano.

Sendo assim, o emprego do conceito de Múltiplas Barreiras visa à tomada de todas as medidas possíveis para garantir a qualidade da água destinada ao abastecimento público.

Controle do Aporte de Nutrientes

O primeiro passo na melhoria da qualidade da água de lagos ou reservatórios é a remoção ou tratamento dos lançamentos diretos, esgotos domésticos e industriais, e das fontes difusas, como as águas de drenagem de chuva e os esgotos provenientes das fossas de residências localizadas nas proximidades do manancial ou de regiões agrícolas. Essas são fontes ricas em fósforo (P) e nitrogênio (N) que se não forem reduzidas farão com que os resultados de qualquer técnica de manejo aplicada ao ambiente não apresente benefícios em longo prazo.

Contudo, a intensidade da resposta à retirada das fontes externas de nutrientes dependerá do equilíbrio interno das concentrações de P e N, da profundidade do reservatório e de quão longo foi o período de enriquecimento, entrada de nutrientes, ocorrido no ambiente. Em outras palavras, se as concentrações desses nutrientes no sedimento forem muito elevadas, não serão observados grandes benefícios imediatos apenas com a retirada das fontes externas. Da mesma forma, os ambientes profundos irão responder mais rapidamente que os ambientes rasos. Aqueles que receberam por mais tempo uma carga de nutrientes elevada terão um tempo de resposta mais longo após a retirada das fontes externas. Existem diversos trabalhos relacionados com a redução de nutrientes em lagos e relatos mostram que geralmente a resposta dos ambientes à redução externa de nutrientes pode ser considerada lenta (COOKE *et al.*, 1993).

O uso conjunto de medidas de controle do aporte de nutrientes, provenientes tanto de fontes externas quanto internas, poderá garantir o sucesso da redução da concentração desses compostos no ambiente e, conseqüentemente, a diminuição da produtividade do fitoplâncton, principalmente do grupo das cianobactérias.

O tratamento dos esgotos visando à redução das concentrações de nutrientes (P e N) para os menores níveis possíveis é a solução mais adequada na redução do aporte de nutrientes. O tratamento pode ser realizado através de métodos químicos, físicos e biológicos. A remoção química inclui a precipitação com a utilização de sais metálicos, geralmente de ferro e alumínio, ou cal. O tratamento físico pode empregar o uso de técnicas como a filtração, separação em membranas e adsorção. Já o emprego de métodos biológicos se baseia na utilização de diferentes microrganismos em processos que combinam zonas de aerobiose e anaerobiose, levando à redução da concentração de fósforo e nitrogênio (TCHOBANOGLIOUS e BURTON, 1991).

A ação de retirada das fontes externas de um ambiente apenas pelo desvio dessas para outra bacia de drenagem, não se apresenta como medida adequada de controle do aporte de nutrientes, pois levará tão somente a transferência do problema, podendo gerar impactos em outro ecossistema.

O desvio das fontes externas se baseia na captação dos esgotos, com a construção de redes coletoras, interceptores e emissários que, dependendo da distância entre o manancial a ser protegido e aquele escolhido como receptor, poderá acarretar elevados custos de implantação. Para a escolha do novo manancial receptor, deverá ser analisada a sua capacidade de autodepuração e assimilação, assim como os possíveis impactos gerados a curto, médio e longo prazo.

O uso de bacias de retenção, ou mesmo o manejo de áreas alagadas dos tributários, visando à redução do aporte de sedimentos, encontra-se também como medida adequada para redução da entrada de nutrientes no reservatório. A eficiência do manejo de áreas alagadas, apontadas em estudos experimentais, compreende: presença controlada de macrófitas, para que haja absorção de nutrientes; o controle do tempo de residência da água para aumento do tempo de contato com as macrófitas e tratamento da maior quantidade de água possível; além da possibilidade de aliar a construção de bacias de retenção a montante das áreas alagadas para tratamento de maiores volumes de água e melhoria da qualidade da água afluyente (ESPÍNDOLA, LEITE e DORNFELD, 2004). Torna-se importante salientar que a construção de bacias de retenção ou o manejo de áreas alagadas implicam no monitoramento constante da área para que problemas futuros, como crescimento descontrolado de macrófitas e acúmulo excessivo de sedimentos, sejam evitados. Além disso, o sucesso do emprego dessas

metodologias será alcançado apenas se houver um plano de gerenciamento ambiental da bacia sendo desenvolvido conjuntamente.

Desestratificação e Aeração

A camada mais profunda de lagos e reservatórios, denominada hipolímnio, pode muitas vezes ser considerada como uma zona de estagnação do corpo d'água. A ocorrência dessa camada é característica de um ambiente estratificado e a ausência de oxigênio (anoxia) nessa porção representa um dos primeiros indícios de um ambiente eutrofizado. A desestratificação de um ambiente aquático, ou circulação artificial, baseia-se no emprego de técnicas que levem à quebra da estratificação da coluna d'água através da circulação da massa de água, resultando no aumentando da concentração de oxigênio dissolvido em todo o ambiente e propiciando a oxidação química das substâncias presentes, inclusive dos nutrientes.

Por aeração do hipolímnio entende-se o processo de melhoria da qualidade da água abaixo da zona fótica sem, contudo, promover a quebra da estratificação. Pode ser realizada através da injeção de ar, de oxigênio puro ou ainda pelo tratamento através da retirada, aeração e retorno da água do fundo. O uso da descarga de fundo apresenta-se como alternativa, onde a camada do fundo com pior qualidade é retirada.

Todos os processos descritos a seguir têm como objetivo comum à extinção ou redução da camada mais profunda do reservatório. A falta de oxigênio dissolvido nessa água permite a solubilização do fósforo, de metais tóxicos, amônia e gás sulfídrico (H_2S) do sedimento para a coluna d'água, aumentando a concentração dessas substâncias no ambiente aquático, alterando a qualidade da água, seja pela dissolução de substâncias tóxicas, seja pelo aumento das concentrações de fósforo e nitrogênio disponíveis para o crescimento das cianobactérias e algas em geral.

Circulação artificial / Desestratificação

Um grande número de técnicas foi desenvolvida para o emprego da circulação artificial ou desestratificação. A maioria dos sistemas utiliza ar comprimido que, injetado na massa de água, produzirá uma mistura água/ar na camada de água próxima à saída do ar, produzindo um forte movimento vertical ascendente da água emulsionada, devido às bolhas.

A ascensão da camada de água mais fria para a superfície fará com que essa primeiramente se espalhe e em seguida retorne novamente para o fundo e assim sucessivamente. Na Figura 4.1 apresenta-se um desenho esquemático do processo representando um sistema com bomba injetora, seguindo as etapas de sucção da água, oxigenação e retorno para o meio (1) e outro com compressor, com a injeção de ar no fundo (2).

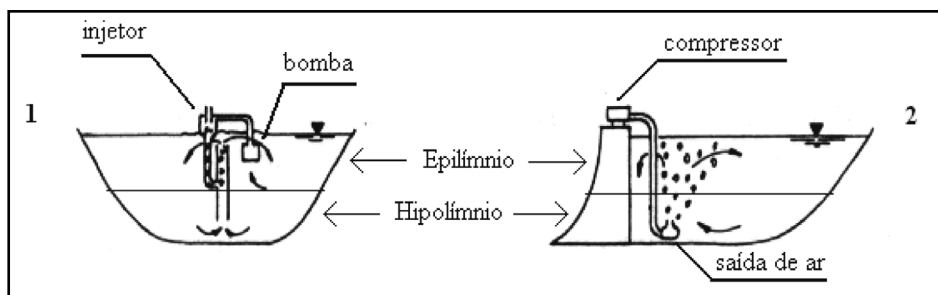


Figura 4.1 Desenho esquemático do emprego da técnica de desestratificação. Adaptado de Klapper (1991).

Além de promover a oxigenação da camada mais profunda e, conseqüentemente, oxidação dos nutrientes nela presentes, a circulação artificial proporcionará alterações nas condições físicas do meio, tornando-o desfavorável ao desenvolvimento das cianobactérias. Dentre as diferentes estratégias de competição apresentadas pelas cianobactérias, o crescimento em profusão, formando escumas na superfície do corpo d'água, denominada floração, é uma das vantagens adaptativas de algumas espécies, como as do gênero *Microcystis*. A dominância dessas espécies e a ocorrência das florações estão diretamente relacionadas com a estabilidade da coluna d'água.

Desta forma, a turbulência gerada pela circulação artificial prejudicará não só a formação das escumas como também impedirá a migração vertical das colônias, dificultando a busca de melhores condições de luz e nutrientes por esses organismos, reduzindo sua taxa de crescimento e diminuindo assim sua eficiência na competição com outros grupos fitoplanctônicos. A eliminação da vantagem competitiva das cianobactérias pode levar a uma mudança do grupo predominante do fitoplâncton, favorecendo, por exemplo, o predomínio de diatomáceas que apresentam crescimento preferencial em ambientes turbulentos, em detrimento das cianobactérias (CHORUS e BARTRAM, 1999).

A utilização de técnicas de circulação artificial pode, contudo, apresentar algumas desvantagens. Caso a concentração de fósforo na

camada superior (epilímnio) esteja limitando a produtividade, a circulação poderá aumentar a concentração desse nutriente na zona eufótica, levando a maior da produtividade do fitoplâncton, podendo desta forma favorecer a ocorrência de florações de cianobactérias. Assim, o conhecimento do balanço interno de nutrientes, sua concentração no sedimento e em toda a coluna d'água, torna-se importante para o sucesso do tratamento.

Segundo Straškraba e Tundisi (2000), para o sucesso do emprego da circulação artificial, deve-se evitar a ocorrência de uma mistura insuficiente, ocasionando uma desestratificação parcial, para que não hajam efeitos negativos do emprego da técnica, como o aumento do crescimento do fitoplâncton. As modelagens desenvolvidas em diversos estudos (LORENZ e MITCHELL, 1993 e SCHLADOW, 1993), demonstram que o fluxo de ar deve ser maior que 0,09 m³/ha para que uma mistura eficiente com a circulação de toda a camada d'água seja alcançada. Na Tabela 4.1 estão apresentadas algumas vantagens e desvantagens do emprego da circulação artificial.

Tabela 4.1 Vantagens e desvantagens do emprego da técnica de circulação artificial em reservatórios.

Vantagens	Desvantagens
Aumenta o oxigênio no hipolímnio	Mistura insuficiente ? liberação do fósforo
Evita a liberação fósforo do sedimento	Possibilidade de supersaturação de nitrogênio dissolvido, pelo emprego de ar comprimido, causando mortandade de peixes a jusante.
Reduz as concentrações de ferro e manganês	
Diminui a concentração de algas e cianobactérias	

Fonte: Straškraba e Tundisi (2000).

Os custos de implantação do método de circulação artificial resumem-se à instalação das tubulações e difusores, custos do compressor e energia elétrica consumida, podendo dessa forma variar de acordo com a área a ser tratada e com a disponibilidade de recursos no local.

Aeração do hipolímnio e redução pela descarga de fundo

A aeração do hipolímnio tem como objetivo principal oxigenar a camada mais profunda do meio aquático, como o próprio nome indica. A oxigenação apenas do fundo procura evitar a ocorrência de anoxia nessa camada e os problemas a ela associados, sem causar a quebra da estratificação térmica e aumento da temperatura no hipolímnio. Em ambientes profundos, onde a água do hipolímnio encontra-se mais fria, o aquecimento dessa camada torna-se indesejado, por acelerar os processos de decomposição da matéria orgânica, aumentando a concentração de nutrientes disponível e consumindo mais oxigênio.

O aumento da concentração de oxigênio dissolvido no hipolímnio através da aeração objetiva controlar o aporte interno de nutrientes e outras substâncias, como metais (Fe e Mn) e gás sulfídrico (H_2S), pelo aumento da oxidação na interface água/sedimento, diminuindo, principalmente, a concentração de fósforo disponível na coluna d'água.

Para a aeração do hipolímnio são utilizados sistemas que circulam a água internamente, promovendo sua oxigenação e evitando a turbulência e suspensão do sedimento. Existem muitos equipamentos desenvolvidos que variam quanto ao uso de ar comprimido ou oxigênio puro, capacidade ou volume de água a ser tratada, pressão a ser injetada e consumo de energia, entre outras características (KLAPPER, 1991).

Na Figura 4.2 estão apresentados desenhos esquemáticos de dois princípios adotados na aplicação da aeração do hipolímnio: (1) utilizando-se um compressor ou (2) uma bomba para transporte da água e injetores de ar para a oxigenação. Em ambas as formas, a água circula dentro do sistema, sendo oxigenada e retornando em seguida.

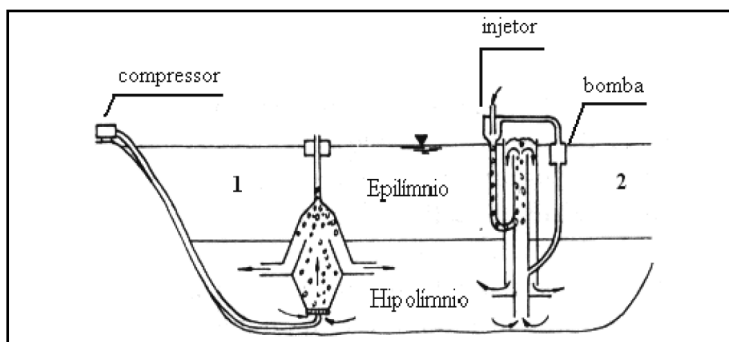


Figura 4.2 Desenho esquemático de equipamentos utilizados para injeção de ar.
Adaptado de Klapper (1991).

O uso da descarga de fundo, com o intuito de retirar a camada de água de pior qualidade, vem sendo empregado no Brasil, principalmente em reservatórios que possuem torre de tomada d'água, com diferentes profundidades de captação (Figura 4.3). A utilização da descarga de fundo deve ser monitorada para que o nível do reservatório não seja alterado e para que ocorra a redução do tempo de detenção no hipolímnio, diminuindo a chance de anaerobiose dessa camada. A redução do período de anóxia do fundo irá, portanto, diminuir o aporte interno de fósforo proveniente do sedimento, assim como das substâncias reduzidas, principalmente ferro e manganês, contidas nessa camada.

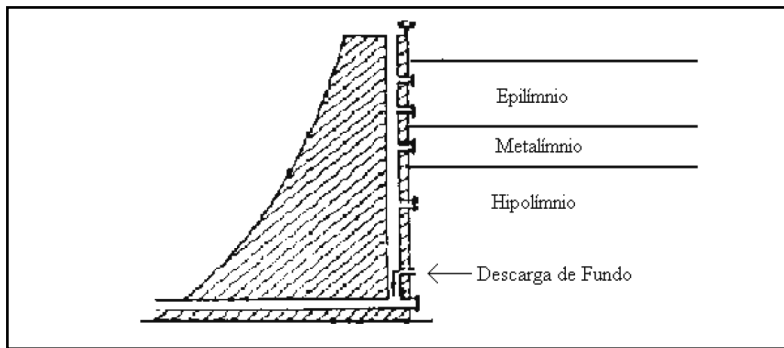


Figura 4.3 Desenho esquemático de uma torre de tomada d'água com diferentes profundidades de captação e descarga de fundo. Adaptado de Klapper (1991).

Em reservatórios menores, onde as torres de tomada estão ausentes, o uso de um tubo instalado ao longo do fundo, funcionando como um sifão, encontra-se como alternativa adequada para a aplicação da descarga de fundo. Na Figura 4.4 estão representados os esquemas de dois exemplos, com a retirada da água do hipolímnio através de bombeamento (1) e por gravidade (2) (Klapper, 1991). Dependendo da qualidade da água obtida, essa pode ser aproveitada para usos como a irrigação.

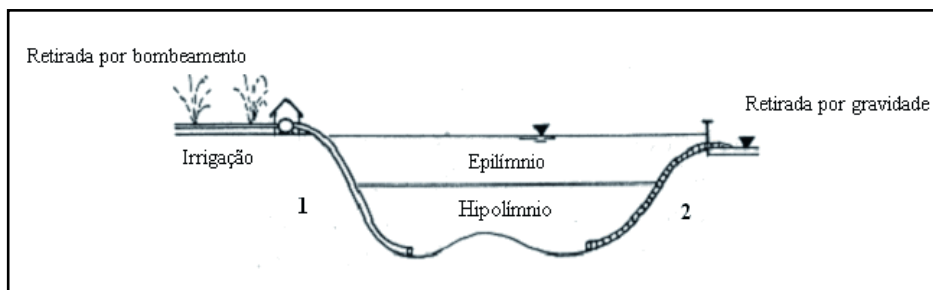


Figura 4.4 Desenho esquemático da utilização de descarga de fundo com tubulação. (1) retirada de água por bombeamento; (2) retirada de água por gravidade. Adaptado de Klapper (1991).

A principal desvantagem do uso da descarga de fundo refere-se aos problemas que podem ser causados à jusante, em decorrência da liberação de uma água de má qualidade, pobre em oxigênio e com a presença de compostos reduzidos. Os possíveis efeitos negativos, como a mortandade de peixes e o mau cheiro, podem ser minimizados pelo emprego de válvulas dispersoras na saída da tubulação que permitirão a oxigenação da água e melhoria de sua qualidade. Contudo, a concentração de metais pesados e contaminantes inorgânicos deve ser monitorada para a garantia da qualidade da água à jusante da descarga de fundo (Figura 4.5).



(a) Pedras Altas



(b) Rio Manso

Figura 4.5 Fotos das saídas das descargas de fundo contendo válvulas dispersoras em dois mananciais brasileiros: (a) Pedras Altas (BA) e (b) Rio Manso (Brumadinho/MG).
Fotos: Eduardo von Sperling.

Dragagem ou Bloqueio do Sedimento

A retirada de parte do sedimento ou dragagem apresenta-se como uma das técnicas mais caras de recuperação de ambientes aquáticos. Uma vez que o sedimento é considerado o reservatório de nutrientes no sistema aquático, sua retirada irá favorecer a melhoria da qualidade da água, pela redução na disponibilidade de nutrientes e, consequentemente, na produtividade aquática. A dragagem é geralmente aplicada em ambientes rasos e pode ter como objetivo o aumento da profundidade. Uma preocupação associada ao emprego dessa técnica é a suspensão de sedimento durante o processo, levando ao aumento da concentração de nutrientes e substâncias tóxicas (metais pesados), normalmente encontrados em abundância na água intersticial do sedimento. Além desse fato, a destruição da fauna bentônica do ambiente, causando desequilíbrio da cadeia alimentar, faz necessária uma análise aprofundada da utilização desse método. Outra preocupação encontra-se na disposição adequada do sedimento retirado, que deverá ser devidamente acondicionado de acordo com seu grau de contaminação.

Na Figura 4.6 podem ser observadas algumas técnicas empregadas para a dragagem de sedimento. A seção 1 da figura representa a retirada de sedimento antigo das camadas mais profundas, já mineralizado, podendo ser utilizado como cobertura dos sedimentos mais recentes. E na seção 2, a dragagem de sedimento recente, mais fertilizado e/ou contaminado.

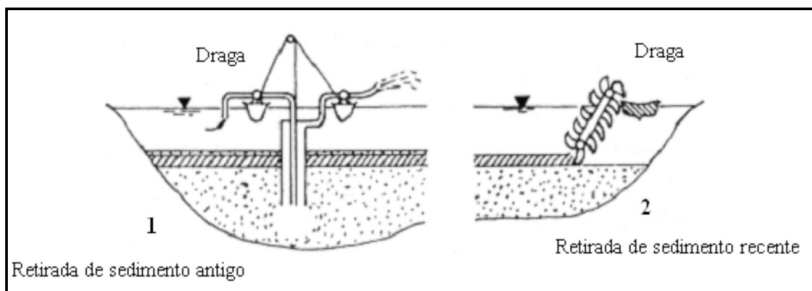


Figura 4.6 Desenho esquemático da utilização de duas metodologias de dragagem. (1) retirada de sedimento antigo; (2) retirada de sedimento recente.

Adaptado de Klapper (1991).

A dragagem de sedimentos é uma das opções mais caras de manejo. Sua utilização deve levar em conta o objetivo a ser alcançado, seja para redução do aporte interno de nutrientes, redução do assoreamento ou outra necessidade, assim como a profundidade da dragagem e as características do local. Na Figura 4.7 pode-se observar uma draga de sucção utilizada para a remoção de sedimentos na lagoa da Pampulha em Belo Horizonte/MG.



Figura 4.7 Fotos da draga de sucção utilizada na lagoa da Pampulha, Belo Horizonte/MG. Fotos: Eduardo von Sperling.

Outra forma de minimizar a liberação de fósforo do sedimento seria a utilização de materiais inertes depositados sobre o sedimento, bloqueando seu contato com o meio aquático. Contudo, a aplicação desse material (ex: argila) promoverá o bloqueio do sedimento e redução da liberação de fósforo e nitrogênio apenas se o aporte externo de nutrientes for controlado. Do contrário, continuará ocorrendo a deposição de matéria orgânica e surgimento de nova camada de sedimento rica em nutrientes. É importante salientar que esse método não seria viável em ambientes profundos e extensos.

Barreira de Contenção

O emprego de barreiras de contenção de óleo em mananciais com ocorrência de florações de cianobactérias constitui-se como alternativa interessante devido às características apresentadas por algumas espécies de cianobactérias. Principalmente para as espécies formadoras de densas escumas capazes de flutuar na superfície da água, apresentando comportamento semelhante às manchas de óleo, o uso de

barreiras flutuantes para contenção poderá impedir que essa densa massa de células seja aduzida à estação de tratamento de água, garantindo uma água bruta com menor número de células de cianobactérias (CHORUS e BARTRAM, 1999).

O estudo realizado por Rivelino *et al* (2003) no sistema Rio Grande, em São Bernardo do Campo-SP, relata o uso da barreira de contenção próximo à captação. Foi instalada uma barreira flutuante durante a ocorrência de uma floração de *Microcystis* sp devido à necessidade de operar o sistema e minimizar os efeitos negativos da floração. Foram obtidos resultados satisfatórios, com a redução de 94% no número total de células, tanto na água da porção externa à barreira quanto na água do ponto de captação (Figura 4.8). A biomassa de células contida foi retirada com o emprego de bombas de sucção e disposta em local apropriado para degradação natural, não tendo sido relatado aumento na concentração de toxinas dissolvidas após o uso da barreira.



Figura 4.8 Utilização de barreira flutuante na contenção de floração no sistema Rio Grande/SP (RIVELINO *et al*, 2003).

Devido aos elevados custos para a compra de barreiras de contenção de óleo existentes no mercado, têm sido buscadas algumas tentativas de construção de barreiras com material alternativo. No caso do trabalho descrito anteriormente (RIVELINO *et al*, 2003), foram utilizados blocos de isopor (poliestireno) de 0,15 x 0,20 x 0,70m, revestidos de geotêxtil não-tecido, 100% poliéster de grande resistência, com 4 metros de largura e lastro feito com uma corrente comum de aço, totalizando, portanto, uma barreira com 300 m de comprimento por 3 m de profundidade (Figura 4.9). A estrutura construída mostrou-se adequada, não necessitando de constante manutenção.



Figura 4.9 Estrutura da barreira flutuante testada no sistema Rio Grande/SP (RIVELINO et al, 2003).

Contudo, alguns materiais parecem não serem adequados para esse fim, apresentando problemas em relação a flutuabilidade e integridade da estrutura, como foi o caso da barreira construída pela COPASA (Companhia de Saneamento de Minas Gerais). Foram construídos módulos com dimensões de 16x12m, formando uma barreira com extensão de 280m no total. Com o intuito de se utilizar material alternativo, foram escolhidos como flutuadores estruturas cilíndricas de espuma de poliestireno, normalmente utilizadas em atividades físicas em piscinas, popularmente conhecidas como “espaguetes”. A estrutura do módulo consistia de lona dupla face, dobrada nas extremidades inferior e superior, envolvendo os flutuadores na parte superior e os tensores (correntes galvanizadas de 8mm) na parte inferior. Os módulos foram unidos com fecho tipo “zíper” e com cordas e ilhoses para reforço da vedação. Porém, a barreira desenvolvida pela COPASA não apresentou bons resultados. Os testes realizados mostraram que os flutuadores não suportaram o peso da estrutura, ocasionando uma estrutura disforme com problemas de flutuabilidade, como mostrado na Figura 4.10.



Figura 4.10 Estrutura da barreira flutuante construída pela COPASA mostrando os problemas de flutuabilidade.

A proposta do grupo do Prosab que realizou a pesquisa na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) foi desenvolver uma barreira flutuante com material barato e de fácil aquisição. Desta forma, optou-se pela construção de uma barreira utilizando-se garrafas de Polietileno Tereftalato (PET) e lona. Para a manutenção da estrutura da barreira foram formados conjuntos de 3 garrafas como flutuadores (Figura 4.11). Na parte superior, as garrafas contendo somente ar proporcionaram a flutuabilidade, enquanto na porção oposta, submersa na água, as garrafas continham quantidades variáveis de areia, funcionando como um lastro. Foram construídos módulos que se fixaram com o auxílio de ilhoses e cordões de náilon, que quando amarrados proporcionavam a sobreposição da lona de cada módulo, vedando e conferindo maleabilidade à estrutura (FIRPO, 2005).

de cianobactérias, antes e após a cortina de ar, variam muito entre os ensaios. Durante os testes foram obtidos tanto resultados satisfatórios, com cerca de 80% de remoção, quanto resultados que indicavam nenhuma alteração ou, até mesmo, aumento do número de células após a cortina de ar (GOMES *et al.*, 2005).

Embora os resultados das pesquisas em escala piloto não tenham sido conclusivos, devido a experiência prática dos profissionais da COPASA, relatada anteriormente, acredita-se que a utilização da injeção de ar na captação possa ser uma alternativa passível de ser testada em caso de ocorrência de florações de cianobactérias. Contudo, fica claro o caráter experimental da metodologia, sendo necessária uma avaliação da eficiência do emprego da cortina de ar, caso a caso.

Algicidas

Os tratamentos químicos com algicidas, tais como sulfato de alumínio, sulfato de cobre, quelatos de cobre ou permanganato de potássio utilizados para controlar populações de cianobactérias em reservatórios. Entre esses algicidas, o sulfato de cobre é o mais comumente aplicado, por ser econômico, eficiente e relativamente seguro para a saúde humana. Entretanto, essa técnica deve ser usada de forma cuidadosa, pois leva à lise celular e, conseqüentemente, à liberação de cianotoxinas na água. Sendo assim, o uso de algicidas deve ser limitado a situações onde o número de células de cianobactérias presentes seja baixo, evitando a possibilidade de liberação de toxinas ou compostos que produzem odor e sabor na água (HOUSE e BURCH, 2002; GARCIA-VILLADA *et al.*, 2004).

No Brasil, a Portaria MS 518/2004 veta o uso de algicidas para o controle do crescimento de cianobactérias em mananciais para abastecimento de água, assim como qualquer intervenção que provoque a lise celular, quando a densidade de cianobactérias exceder 20.000 células.mL⁻¹ (ou 2 mm³.L⁻¹ de biovolume).

O uso de algicidas é mais adequado para pequenos reservatórios, incluindo lagos artificiais de propósito visual (parques e jardins). Esta estratégia não deve ser praticada nem recomendada para grandes ecossistemas ou corpos d'água usados para pesca, abastecimento público ou qualquer outro uso animal ou humano.

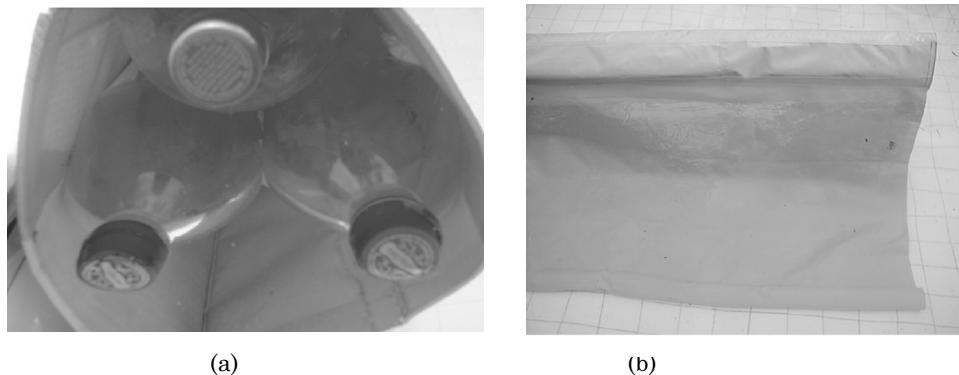


Figura 4.11 Módulo da barreira flutuante construído pelo Prosab/UFG. (a) posicionamento das garrafas; (b) teste de flutuabilidade (FIRPO, 2005).

Apesar da estrutura ainda não ter sido testada com grandes dimensões, acredita-se que a barreira construída manterá uma conformação estável, podendo ser eficiente na contenção das florações. Uma das vantagens desse modelo é a facilidade de transporte e montagem, uma vez que a barreira pode ser transportada com as partes separadas: lona dobrada, garrafas vazias e cordas, sendo montada no local.

Independentemente do tipo de estrutura a ser utilizada, o emprego de barreiras flutuantes na retenção de florações de cianobactérias, diminuindo a concentração de células aduzidas às estações de tratamento, mostra-se como uma alternativa importante de pré-tratamento em mananciais de abastecimento com ocorrência de florações.

Cortina de Ar

A idéia do emprego de uma cortina de ar, como método físico de remoção de células de cianobactéria, surgiu como uma alternativa, para diminuição do número de células de cianobactérias aduzidas à estação de tratamento, embasada no uso da flotação no tratamento de águas contendo cianobactérias e na possibilidade de afastamento físico da floração, pela injeção de ar próximo à captação.

A primeira aplicação de injeção de ar em captação de água bruta foi relatada em Alfenas/MG, com a redução do número de células após a implantação da aeração nesse sistema da COPASA (JARDIM *et al*, 2001). O emprego dessa metodologia foi então repetido na captação do sistema

de Pitangui/MG pertencente à mesma companhia. Enquanto em Alfenas a injeção de ar foi feita com a aplicação de ar comprimido, injetado através de uma mangueira presa à tubulação de adução de água bruta, em Pitangui os técnicos da companhia construíram um aparato próprio para a injeção de ar. O sistema consistiu em uma estrutura de ferro galvanizado, em forma de anel, instalada próximo ao crivo da bomba, dotada de duas fileiras de orifícios posicionadas em ângulos de 45 e 90°, recebendo ar por meio de um compressor (Figura 4.12).



Figura 4.12 Estrutura do aparato de injeção de ar construído pela COPASA.

Fotos: Eduardo von Sperling.

A estrutura foi instalada no ano de 2002 durante uma floração de *Anabaena* sp., na captação por balsa do sistema de Pitangui. Embora não tenha sido realizada a contagem do fitoplâncton na água bruta, antes e após a injeção de ar, a avaliação dos parâmetros operacionais da estação de tratamento no período, demonstrou melhoria na qualidade da água bruta através do aumento de 150% na duração da carreira de filtração e redução significativa na dosagem de carvão ativado, utilizado para minimizar os problemas de sabor e odor encontrados durante o período (VIANA et al, 2005).

Desta forma, o estudo conduzido no âmbito do Prosab na UFMG objetivou avaliar a eficiência da injeção de ar em escala piloto, para que os parâmetros de projeto pudessem ser otimizados e transferidos para a escala real. Porém os estudos realizados não apresentaram resultados conclusivos.

As pesquisas iniciaram em escala de bancada, utilizando-se um reator com pequenas dimensões (34x10 cm), para uma avaliação inicial da metodologia. Em seguida, partiu-se para uma escala maior, com a construção de uma caixa de acrílico com aparato para a formação da cortina de ar. Os resultados obtidos pela contagem do número de células

Sulfato de Cobre

O uso de sulfato de cobre para o controle do crescimento de algas e cianobactérias na água é uma prática controversa. A recomendação do Blue-Green Algae Task Force (1992) é que a introdução de substâncias químicas tóxicas em águas naturais não deveria ser considerada, apesar de que na prática isto é usado em muitos países, inclusive no Brasil (PADOVESI-FONSECA e PHILOMENO, 2004).

O íon Cu^{+2} , que se forma quando o sulfato de cobre se dissolve, é tóxico, mas é rapidamente inativado pela formação do carbonato de cobre, ou às vezes, hidróxido de cobre; além do mais, pode se complexar com substâncias húmicas na água. A taxa de inativação como carbonato e hidróxido varia com o pH e a alcalinidade e se torna alta quando ambos aumentam (YOO *et al.*, 1995).

Dosagens efetivas de algicidas a base de cobre para o controle de cianobactérias na água variam de 0,1 a 1 mg.L^{-1} (HOUSE e BURCH, 2002). Para retardar a inativação do íon cúprico, que ocorre rapidamente em alguns corpos d'água, a utilização do sulfato de cobre pentahidratado deve ser substituída por complexos de cobre, tais como etanolamina de cobre e citrato de cobre. Quando esses compostos são adicionados na água, o íon de cobre é liberado lentamente num período de vários dias; eles são recomendados para utilização em águas com pH e alcalinidade alta. Os complexos de cobre são caros em relação ao sulfato de cobre pentahidratado, mas são efetivos por um período mais longo (YOO *et al.*, 1995).

Em alguns lagos mesotróficos com florações de algas no fundo do reservatório, a aplicação na superfície pode não atingir a área desejada. Kortamnn (1989) recomenda tratamento com pequenas doses, quando o lago é estratificado e os organismos estão crescendo em maiores profundidades, para minimizar a quantidade necessária para o efetivo controle de florações. McGuire *et al.* (1984) sugerem o controle de cianobactérias bentônicas em reservatórios profundos pela adição de grandes cristais de sulfato de cobre que sedimentam no fundo e não vão para o restante das algas dispersas até a superfície.

Entretanto, grande parte das cianobactérias tende a acumular perto da superfície por causa da sua flutuação e, sob condições de calmaria, as maiores concentrações de células serão encontradas ali. Em concentrações extremas, isto leva a formação de florações de superfície.

É possível tirar vantagens desta característica de flutuação e

acúmulo na camada de superfície para encontrar a dosagem ótima e minimizar o uso do algicida. De acordo com House e Burch (2002), as sugestões baseadas na experiência no tratamento de cianobactérias, são:

- determinar se o reservatório é estratificado e avaliar quão definida é a separação da camada de superfície. Isto precisa ser feito o mais próximo possível do momento do tratamento;
- se o reservatório é extremamente estratificado, calcular a quantidade total de algicida requerida, baseado na dose necessária para tratar o volume da camada de superfície. Nela é onde muitas das cianobactérias estarão se a estratificação é extrema;
- iniciar a aplicação no início manhã. As cianobactérias tendem a flutuar mais neste período e estarão próximas da superfície, se as condições forem calmas;
- se possível, aplicar o tratamento sob condições calmas. Quando estiver ventando ou em condições de muita mistura na coluna d'água, as células ou colônias estarão misturadas nas camadas mais profundas da coluna d'água e provavelmente estarão expostas à menores concentrações de cobre que se estivessem na superfície onde o algicida é aplicado;
- tratar a floração. O tratamento deve ser concentrado nestas áreas.

De acordo com Yoo et al. (1995) as vantagens das aplicações de sulfato de cobre para o controle algas e cianobactérias incluem:

- o composto é facilmente obtido e aplicado;
- o sulfato de cobre tem eficiência imediata ;
- é relativamente inerte na forma não complexada.

Esses mesmos autores ressaltam que as desvantagens do uso de sulfato de cobre para controlar o crescimento de algas e cianobactérias são:

- impacto limitado a alguns tipos de algas e cianobactérias;
- mata organismos indiscriminadamente, especialmente zooplâncton que limita a população do fitoplâncton pela predação;
- o tratamento pode selecionar espécies de cianobactérias resistentes que causam florações piores que as anteriores;
- o tratamento pode ser caro, principalmente se o pH e a alcalinidade da água forem altos;
- a morte súbita do fitoplâncton pode aumentar a demanda

bioquímica de oxigênio e causar o esgotamento de oxigênio no reservatório;

- resíduos de cobre se acumulam no sedimento e criam problemas de toxicidade em longo prazo sobre a comunidade bentônica;
- ocasionalmente pode ocorrer mortandade de peixes atribuída à falta de oxigênio em consequência da erradicação da floração;
- desaparecimento de macrófitas;
- redução das populações de invertebrados bentônicos;
- aumento da concentração de sulfato, que se reduzido pelas bactérias no hipolímnio, pode produzir sulfeto que se liga ao ferro de forma irreversível;
- pode causar liberação súbita de toxinas de cianobactérias no manancial.

A repetição do tratamento pode induzir a mudanças na composição das espécies, favorecendo as mais resistentes ao cobre. O recente trabalho de Garcia-Villada *et al.* (2004) efetivamente comprovou a ocorrência de mutantes de *Microcystis aeruginosa* resistentes ao cobre, que surgiram por mutações espontâneas, após exposição freqüente a esse metal. Portanto, os tratamentos recorrentes com sulfato de cobre podem se tornar ineficientes devido ao aparecimento de populações mais resistentes.

Sempre que possível, é preferível escolher uma medida de controle que atinja a causa do problema, ou seja, as condições de crescimento da cianobactéria, pois essas soluções podem ser efetivas a longo prazo e de fato, garantir a saúde humana pela melhoria da qualidade ambiental

Permanganato de Potássio

O permanganato de potássio, popularmente utilizado no controle de ferro, manganês e certos tipos de substâncias que conferem gosto e odor durante o tratamento da água para abastecimento, tem sido usado como algicida em alguns casos. Carr (1975) aplicou permanganato de potássio em conjunto com alumínio para controlar cianobactérias, em concentração de $1,4 \text{ mg.L}^{-1}$, antes do período de crescimento desses microrganismos. O autor postulou que o efeito do permanganato foi devido a oxidação do ferro, nutriente essencial para a fixação de N_2 pelas cianobactérias. O alumínio foi aplicado depois do tratamento com permanganato para flocular e precipitar os hidróxidos de manganês

resultantes do tratamento com permanganato. Nenhuma cianobactéria apareceu durante os 81 dias observados após o tratamento. O autor não avaliou o efeito específico do tratamento com alumínio, que poderia ter removido fósforo, também limitante para o crescimento de mais espécies fitoplanctônicas.

Os dados disponíveis indicam que permanganato de potássio pode ser eficiente no controle de cianobactérias, mas são necessárias altas dosagens. As concentrações de manganês oxidado na água bruta que vai para estação de tratamento devem ser rigorosamente monitoradas a partir do início do emprego de permanganato de potássio. Outro impacto pode ser causado pelo aumento das concentrações de manganês no fundo do lago ou reservatório, que pode aumentar a concentração de manganês solúvel sob condições anaeróbias. Podem ocorrer problemas com a remoção de manganês durante o tratamento se a tomada de água bruta for na zona anaeróbia (YOO *et al.*, 1995).

Substâncias Orgânicas

Os trabalhos de Carmichael (1992) e de House e Burch (2002) mencionam que outros algicidas, como quinonas e herbicidas orgânicos, estão disponíveis no mercado, mas não são comumente utilizados, principalmente em recursos hídricos. Os autores destacam que algicidas orgânicos podem se tornar imprescindíveis se as cianobactérias desenvolverem resistência ao cobre, necessitando controles químicos alternativos.

Em todos os casos, é conveniente lembrar que, sob pena de comprometimento da avaliação de riscos à saúde associados às cianotoxinas, a Portaria MS 518/2004 veda o uso de algicidas ou qualquer intervenção no manancial que provoque a lise das células de cianobactérias quando a densidade desses microrganismos exceder 20.000 células/mL (ou 2 mm³/L de biovolume).

Precipitação e Inativação do Fósforo

Além das técnicas descritas anteriormente (desestratificação e aeração) cuja principal estratégia baseia-se no aumento da oxidação dos nutrientes na interface água/sedimento, o tratamento químico do sedimento é também uma forma de reduzir a liberação do fósforo para a coluna d'água. Normalmente são utilizados sais de alumínio, como sulfato

de alumínio, que adicionados na coluna d'água formam fosfato de alumínio e um floco de hidróxido de alumínio coloidal que se depositam no fundo, retendo e adsorvendo o fósforo presente na coluna d'água e no sedimento. Os sais de ferro e cálcio também podem ser utilizados para a adsorção e bloqueio de fósforo e, de forma geral, o emprego dessas substâncias segue o mesmo princípio utilizado no tratamento de água e esgotos (COOKE, et al, 1993). Na Tabela 4.2 encontram-se os graus de solubilidade dos compostos formados pelos diferentes sais empregados na precipitação e inativação do fósforo, ressaltando-se a baixa solubilidade dos fosfatos de alumínio, ferro e cálcio.

Tabela 4.2 Solubilidade dos fosfatos metálicos formados na inativação do fósforo.

Composto	Fórmula	Solubilidade: 20°C, pH 7 (mg/L)		
		Substância	Íon metálico	Fosfato
Fosfato de Alumínio	AlPO_4	9×10^{-5}	2×10^{-5}	7×10^{-5}
Fosfato Férrico	FePO_4	$4,8 \times 10^{-7}$	$1,8 \times 10^{-7}$	3×10^{-7}
Hidroxiapatita	$\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3\text{OH}$	-	-	1×10^{-5}

Adaptado de Jegge (1964, apud KLAPPER, 1991).

As desvantagens da utilização dessa metodologia estão relacionadas às condições físicas e químicas do meio aquático. Os problemas como a diminuição do pH e aumento da concentração de sulfato, no caso dos compostos de alumínio, e a necessidade de manutenção do ambiente oxigenado, garantindo a estabilidade do complexo fósforo-ferro, assim como a frequência de adição dos compostos, podem dificultar a adequada inativação do fósforo (COOKE, *et al*, 1993).

A eficiência da técnica está intimamente relacionada com a eliminação das fontes externas de nutrientes antes de sua aplicação. Em ambientes continuamente impactados pela entrada de nutrientes, o bloqueio do fósforo do sedimento será ineficiente para sua redução na coluna d'água, não apresentando resultado sobre a produtividade do fitoplâncton.

Controle Biológico

A manipulação biológica inclui uma série de abordagens para mudanças na cadeia alimentar aquática, buscando aumentar a pressão de predação sobre as cianobactérias ou reduzir a ciclagem de nutrientes (PAERL et al., 2001). As estratégias de biomanipulação podem incluir:

- introdução de peixes e consumidores filtradores bentônicos capazes de consumir a cianobactéria diretamente da coluna d'água;
- remoção da população de peixes planctívoros e bentívoros;
- introdução de refúgios para o zooplâncton;
- introdução de peixes predadores visando o declínio da população de peixes planctívoros;
- introdução de plantas aquáticas submersas para competirem com o fitoplâncton no consumo de nutrientes;
- introdução de bactérias líticas (para formação de biofilmes em rochas) e vírus.

Estas técnicas têm como objetivo estimular o crescimento de organismos predadores ou consumidores do fitoplâncton.

Aumento da Pressão de Predação

A técnica de biomanipulação mais comum é o aumento na abundância de organismos zooplantônicos herbívoros, pela remoção de peixes zooplantívoros ou introdução de peixes piscívoros (PAERL *et al.*, 2001). Em lagos rasos, a remoção de grandes proporções de peixes bentônicos e planctívoros podem ajudar na diminuição do crescimento do fitoplâncton. Sem a pressão de predação dos peixes, a fauna zooplantônica e bentônica pode se desenvolver e se alimentar das algas e algumas espécies de cianobactérias. A remoção seletiva dos peixes bentônicos reduz a ressuspensão do sedimento e, conseqüentemente, a taxa de mobilização do fósforo do sedimento. Entretanto, isso não é efetivo em lagos profundos (CHORUS e BARTRAM, 1999; PAERL *et al.*, 2001).

Para estimular esses efeitos, pequenos peixes predadores podem ser introduzidos para diminuir o crescimento populacional de peixes planctônicos e bentônicos. Refúgios artificiais podem ser colocados para prover habitats para o zooplâncton. Os refúgios artificiais são importantes quando o desenvolvimento de plantas aquáticas submersas (macrófitas) é insuficiente para este propósito. A introdução de peixes predadores pode ser eficiente.

As intervenções na estrutura de ecossistemas hipereutróficos estabilizados pelo manejo do estoque de peixes pode ter sucesso em

pequenos lagos por um curto período de tempo. Se o processo tiver sucesso, a água começará a clarear devido à redução da turbidez causada pelas algas e cianobactérias, a população de zooplâncton aumentará e as macrófitas poderão se desenvolver e competir pelo fosfato com o fitoplâncton, reduzindo sua capacidade de crescimento. Entretanto, o controle contínuo do desenvolvimento do estoque de peixes é necessário e a remoção de peixes planctívoros deve ser avaliada regularmente. A biomanipulação não é um método barato devido à necessidade de monitoramento e manejo contínuos (CHORUS e BARTRAM, 1999).

O sucesso da biomanipulação, como uma medida de controle de cianobactérias, está limitado pelo tamanho do lago e pela entrada de fósforo no lago. Jeppensen *et al.* (1990) concluíram que benefícios em longo prazo, pela redução de peixes planctívoros, só ocorrerão se as taxas de entrada de fósforo forem reduzidas abaixo de 0,5 a 0,8 g.km⁻² na bacia por ano. Esses autores também ressaltaram que a manipulação de peixes é benéfica apenas em lagos rasos.

Uma desvantagem da biomanipulação, descrita por Chorus e Bartram (1999), é que nem todas as espécies de fitoplâncton são predadas pelo zooplâncton. Estimular o zooplâncton, sem reduzir as concentrações de nutrientes, pode estimular a dominância de espécies fitoplancônicas não palatáveis, como as cianobactérias formadoras de colônias (*Microcystis* e *Aphanizomenon*) ou filamentosas (*Planktothrix*). Em 1990, McQueen já questionava a eficácia a longo prazo da redução das florações de cianobactérias pelo aumento da pressão de predação, pois pode levar à dominância de linhagens tóxicas ou não palatáveis. Chorus e Bartram (1999) também destacam que altas concentrações de nutrientes podem estimular o crescimento de espécies de algas epifíticas, que crescem nas superfícies das macrófitas e prejudicam seu desenvolvimento.

Aumento da Competição pela Introdução de Macrófitas Aquáticas

A introdução de macrófitas tem grandes chances de sucesso em corpos d'água com uma zona litorânea relativamente extensa e rasa (menor que 2 a 3 m de profundidade) e concentrações moderadas de fósforo. Reynolds (1997) destacou que se a taxa de entrada de nutrientes proporciona concentrações de fósforo abaixo de 0,15 mg.L⁻¹, a densidade

fitoplanctônica pode atingir 0,15 mg.L⁻¹ de clorofila a e as macrófitas aquáticas simplesmente as sombreariam. Entretanto, em baixas concentrações de fósforo, as macrófitas têm a chance de começar a crescer e incorporar o fósforo disponível, causando substancial limitação de fósforo para a biomassa fitoplanctônica. Se esse método for combinado com o manejo de estoque de peixes, medidas para manutenção das macrófitas podem mudar a estrutura biológica do ecossistema aquático, resultando numa melhoria da qualidade da água e redução da biomassa de cianobactérias. Esse tipo de manejo também é recomendado pelo grupo de pesquisa da CSIRO (1998).

Alelopatia

Os experimentos de coexistência realizados por Nakai et al. (1999) confirmaram que macrófitas podem inibir o crescimento de algumas espécies fitoplanctônicas pela liberação de aleloquímicos. A existência de efeitos inibitórios espécie-específico foi também verificada. Esses autores constataram que dentre as nove espécies de macrófitas testadas (*Egeria densa*, *Cabomba caroliniana*, *Myriophyllum spicatum*, *Ceratophyllum demersum*, *Eleocharis acicularis*, *Potamogeton oxyphyllus*, *Potamogeton crispus*, *Limnophila sessiliflora* e *Vallisneria denseserrulata*), a *Myriophyllum spicatum* apresentou o efeito inibitório mais forte sobre o crescimento das três espécies de cianobactérias (*Microcystis aeruginosa*, *Anabaena flos-aquae* e *Phormidium tenue*). *A. flos-aquae* mostrou uma inibição significativa pela coexistência com *E. densa*, *C. caroliniana*, *M. spicatum*, *C. demersum* e *E. acicularis*; *P. tenue* mostrou uma inibição significativa pela coexistência com *C. caroliniana*, *M. spicatum* e *L. sessiliflora*. Em relação a *M. aeruginosa*, todas as macrófitas, exceto *P. crispus*, produziram efeitos inibitórios, indicando que essa foi a espécie de alga mais sensível à coexistência com macrófitas. Esse estudo indica a possibilidade aplicável no controle de crescimento fitoplanctônico pela coexistência com macrófitas ou adição de aleloquímicos de macrófitas.

Uso de vírus e bactérias

A eficiência de cianofagos e mixobactérias contra cianobactérias tem sido demonstrada apenas em laboratório, e esses organismos geralmente não estão disponíveis para utilização em campo. Cianofagos são vírus

que infectam especialmente cianobactérias e mixobactérias são alguns tipos de bactérias prejudiciais às cianobactérias. O recente trabalho de Yoshida et al. (2006) descreve o isolamento e caracterização de um cianofago específico para *M. aeruginosa* que parece ser promissor para utilização no controle de florações desta espécie.

A utilização de bactérias produtoras de uma substância cianobacteriolítica (*B. cereus* N-14), imobilizadas em um suporte plástico flutuante, para o controle de florações de cianobactérias foi testada por Nakamura et al. (2003). Nesse trabalho ficou demonstrado que essa metodologia foi capaz de eliminar, em 4 dias, 99% das cianobactérias que estavam em florações superficiais. Os autores ressaltam que esse novo conceito de aplicar, em suportes flutuadores, microrganismos imobilizados capazes de inibir o crescimento de cianobactérias é factível em condições naturais, mas dependente do crescimento das bactérias para produzir altas concentrações da substância cianobacteriolítica e também de condições que permitam um contato efetivo entre essas substâncias e as cianobactérias.

O trabalho de Ahn et al. (2003) descreveu a produção de surfactantes por uma cepa de *Bacillus subtilis* C1 capazes de inibir completamente o crescimento de *M. aeruginosa*, quando esse surfactante foi utilizado numa concentração de 10mg/L de cultura. O crescimento de *Anabaena affinis* também foi inibido em cerca de 70% e os efeitos sobre espécies de clorofíceas e diatomáceas não foram pronunciados, indicando um potencial controle seletivo para cianobactérias.

Entretanto, é evidente que mesmo com resultados bastante promissores esses métodos biológicos para controle de florações de cianobactérias ainda precisam ser testados em diferentes condições e em situações não apenas de laboratório ou mesocosmos, para uma melhor avaliação de suas aplicações e riscos no ambiente.

Atualmente, a biomanipulação tem sido vista como um componente de uma abordagem integrada para o manejo da qualidade da água, em circunstâncias em que apenas a redução de nutrientes não é suficiente para restabelecer a qualidade da água. Entretanto, as experiências mostram que enquanto o nível trófico do sistema permanecer alto, o risco do ecossistema voltar à composição original é muito alto.

Considerações Finais

Como foi evidenciado nesse capítulo, o efetivo sucesso para o manejo e controle de florações de cianobactérias depende muito mais de medidas preventivas do que de medidas corretivas. As ações que permitam minimizar os processos de eutrofização e manter a biodiversidade aquática natural, num dado ecossistema, serão sempre as mais efetivas.

Entretanto, hoje se observa em grande parte dos nossos mananciais, sejam rios, lagoas naturais e reservatórios artificiais, um grande impacto antrópico que tem promovido acelerados processos de eutrofização artificial, tendo como uma das conseqüências o aumento da ocorrência de florações de cianobactérias. Nesses casos é importante que as medidas de controle a serem adotadas considerem as particularidades do sistema; em especial as estratégias ecológicas das cianobactérias dominantes, os usos preponderantes desse recurso hídrico (abastecimento público, desedentação animal, irrigação, pesca, lazer, geração de energia, etc), suas características físicas, químicas e biológicas.

Nenhuma técnica de manejo pode ser adotada sem o conhecimento prévio das características principais do manancial e não há maneira de se prever o sucesso de uma ação escolhida sem uma avaliação detalhada dessas características.

Portanto, fica claro que esse desafio é fundamentalmente multidisciplinar e, portanto, todos os atores envolvidos nas diferentes áreas de qualidade ambiental e saúde (biólogos, engenheiros, químicos, sanitaristas, etc) precisam atuar de forma integrada e cooperativa nas tomadas de decisões, para garantir uma visão integrada do problema e minimizar os riscos ambientais e de saúde pública.

Referência Bibliográfica

AHN, C.-Y., JOUNG, S.-H., JEON, J.-W., KIM, B.-D., OH, H. M. Selective control of cyanobacteria by surfactin-containing culture broth of *Bacillus subtilis* C1. *Biotechnology Letters*. n. 25, p. 1137-1142, 2003.

BASTOS, R.K.X., HELLER, L., BEVILLACQUA, P.D., PÁDUA, V.L., BRANDÃO, C.C.S. Legislação sobre controle e vigilância da qualidade de água para consumo humano. A experiência brasileira comparada à panamericana. In: *AIDIS. Forjando el ambiente que compartimos*. San Juan, AIDIS, p. 1-20, 2004.

BLUE-GREEN ALGAE TASK FORCE. *Blue-green algae: Final report of the New South Wales Blue-Green Algae Task Force*. Department of Water Resources, Parramatta, New

South Wales, Australia, 1992.

BRASIL. Ministério da Saúde. Portaria n. 518, de 23 de março de 2004. Estabelece os procedimentos e responsabilidades relativas ao controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade, e dá outras providências. Disponível em: <http://www.funasa.gov.br/sitefunasa/legis/pdfs/portarias_m/pm1518_2004.pdf>. Acesso em 25 out. 2004.

CARMICHAEL, W. W. Cyanobacteria secondary metabolites-the cyanotoxins. *Journal of Applied Bacteriology*. 72: 445-459, 1992.

CARR, J. B. *Prevention of blue-green algal bloom: field verification - Morses Pond, Wellesley, MA*. Carr Research Laboratory Inc., 1975.

CETESB – Companhia de Tecnologia de saneamento Ambiental. *Manual de orientação em casos de florações de algas tóxicas: um problema ambiental e de saúde pública*. São Paulo, 1997. 19p.

CHORUS, I., BARTRAM, J. *Toxic cyanobacteria in water: a guide to public health consequences, monitoring and management*. World Health Organization. London and New York, 416 p, 1999.

COOKE, G.D., WELCH, E.B., PETERSON, S.A., NEWROTH, P.R. Restoration and management of lakes and reservoirs. Lewis Publishers, 548p, 2nd edition, 1993.

CSIRO. *CSIRO plants to beat the toxic blues*. CSIRO Media Release 98/206 .<http://www.csiro.au/news/mediarel/mr1998/mr98all.html>. 1998.

DICE, J., BEER, C. Reservoir treatment solves short filter runs. *Public Works Magazine*. n.114, p. 78-79, 1983.

ESPÍNDOLA, E.L.G., LEITE, M.A., DORNFELD, C.B. *Reservatório de Salto Grande (Americana, SP): caracterização, impactos e propostas de manejo*. São Carlos: RiMa, 484p, 2004.

ESTEVEES, F.A. *Fundamentos de limnologia*. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 602p, 1998.

FIRPO, F. D. Desenvolvimento de barreiras de contenção visando a remoção de cianobactérias em represa. *Relatório de atividades de iniciação científica*. Prosab/UFGM – Edital 4, Tema 1. 20 p, 2005.

GARCIA-VILLADA, L., RICO, M., ALTAMIRANO, M., SANCHEZ-MARTIN, L., LOPEZ-RODAS, V., COSTAS, E. Occurrence of copper resistant mutants in the toxic cyanobacteria *Microcystis aeruginosa*: characterisation and future implications in the use of copper sulphate as algacide. *Water Research*. n. 38, p. 2207-2213, 2004.

GOMES, L. N. L., NASCIMENTO, F. A., FIRPO, F. D., von SPERLING, E, PÁDUA, V. L. Estudo da viabilidade da implantação de uma cortina de ar como método físico de contenção

de florações de cianobactérias no manancial. *Anais do XXIII Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, Campo Grande, MS, Brazil, 2005.

HOUSE, J. e BURCH, M. *Using algicides for the control of algae in Australia*. CRCWQT, Australia, 5p., 2002.

JARDIM, F.A.; FONSECA, Y.M.F.; VIANNA, L.N.L.; AZEVEDO, S.M.F.O.; CISCOTTO, P.H.C. Primeira ocorrência de cianobactérias tóxicas em um reservatório da COPASA – Minas Gerais – Brasil. *Revista Bios - Cadernos do Departamento de Ciências Biológicas – PUC Minas*, v.9, n. 9, p. 83-91, 2001.

JEPPENSEN, E., JENSEN, M. P., KRISTENSEN, M. P., SONDERGAARD, M., MORTENSEN, E. Fish manipulation as a lake restoration tool in shallow, eutrophic temperate lake: 2. threshold levels, long-term stability and conclusions. *Hydrobiol.* n. 200/201, p. 219-227, 1990.

KLAPPER, H. *Control of Eutrophication in inland waters*. Ellis Horwood series in water and wastewater technology, 337p, 1991.

KORTMANN, R. W. Raw water quality control: an overview of reservoir management techniques. *J.New England Water Works Assoc.* n.103, p. 197-220, 1989.

LAZZARO, X., STARLING, F.R.M. In: *Restoration and Management of tropical eutrophic lakes*. Science Publishers, Inc. Enfield, USA, 533p, 2005.

MCGUIRE, R. M., JONES, J. M., MEANS, E. G., IZAGUIRRE, G., RESTON, A. E. Controlling attached blue-green algae with copper sulfate. *Journal of the American Water Works Association.* n.76, p.60-65, 1984.

NAKAI, S., INOUE, Y., HOSOMI, M., MURAKAMI, A. Growth inhibition of blue-green algae by allelopathic effects of macrophytes. *Pergamon.* n. 39, p.47-53, 1999.

NAKAMURA, N., NAKANO, K., SUGIURA, N., MATSUMURA, M. A novel control process of cyanobacterial bloom using cyanobacteriolytic bacteria immobilized in floating biodegradable plastic carriers. *Environ Technol.* n. 24, p. 1569-1576, 2003.

PADOVESI-FONSECA, C., PHILOMENO, M. G. Effects of algicide (Copper Sulfate) application on short-term fluctuations of phytoplankton in Lake Paranoá, Central Brazil. *Braz.J.Biol.* 64(4): 819-826, 2004.

PAERL, H. W., FULTON, R. S., MOISANDER, P. H., DYBLE, J. Harmful freshwater algal blooms, with an emphasis on cyanobacteria. *The Scientific World.* n.1, p.76-113, 2001.

REYNOLDS, C. Vegetation processes in the pelagic: a model for ecosystem theory. In: KINNE, O. (Ed.) *Excellence in Ecology*, Ecology Institute, Oldendorf/Luhe, p. 371, 1997.

RIVELINO, O., SOUZA, W.F.R., MELLO FILHO, H. Barreira de contenção para algas do gênero *Microcystis* sp. *Saneas*, v. 1, n. 15, 2003.

TCHOBANOGLIOUS, G., BURTON, F.L. Wastewater Engineering – Treatment, disposal and reuse. Metcalf & Eddy, INC. McGraw-Hill, 1334p, 3rd edition, 1991.

VIANA, M., GOMES, L. N. L., OLIVEIRA, C. A., LIBÂNIO, M. Avaliação do impacto da presença de sabor e odor no custo operacional de estações de tratamento de água. *Anais do XXIII Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, Campo Grande, MS, Brazil, 2005.

von SPERLING, E. In: *Restoration and Management of tropical eutrophic lakes*. Science Publishers, Inc. Enfield, USA, 533p, 2005.

YOO, R. S., CARMICHAEL, W. W., HOEHN, R. C., HRUDEY, S. E. *Cyanobacterial (Blue-Green Algal) Toxins: A Resource Guide*. Foundation and American Water Works Association., 229 p, 1995.

YOSHIDA, T., TAKASHIMA, Y., TOMARU, Y., SHIRAI, Y., TAKAO, Y., HIROISHI, S., NAGASAKI, K. Isolation and characterization of a cyanophage infecting the toxic cyanobacterium *Microcystis aeruginosa*. *Applied and Environmental Microbiology*. n. 72, p. 1239-1247, 2006.

Bibliografia Citada em apud

JEGGE, C. Die “Phosphatfällung” als dritte Reinigungsstufe für Abwasser. Neue Züricher Zeitung 145, 1964 In: KLAPPER, H. *Control of Eutrophication in inland waters*. Ellis Horwood series in water and wastewater technology, 337p, 1991.

Capítulo 5

Filtração em Margem

*Maurício Luiz Sens, Ramon Lucas Dalsasso, Renata Iza Mondardo,
Luiz Carlos de Melo Filho*

Introdução

Os mananciais superficiais, lagos e rios, são alimentados, em parte, pela água da chuva que se infiltra no solo e escoam pelas camadas subterrâneas. Através da filtração em margem, evita-se a captação de água diretamente no manancial. A filtração em margem consiste em usar os materiais sedimentares das margens e do fundo de um manancial superficial como meio filtrante. Para isto, constroem-se poços de captação nas margens do manancial, criando artificialmente uma diferença de nível entre o manancial e o lençol freático, induzindo o escoamento em direção ao poço. Os possíveis contaminantes presentes na água superficial são removidos nesse percurso. A água captada é, na maioria das vezes, uma mistura entre as águas infiltradas mais recentemente através das margens e a do lençol freático. A proporção da mistura irá depender da distância do poço até a margem e de suas características, da vazão bombeada e das condições hidrogeológicas locais, entre outros aspectos.

Através da filtração em margem, as algas, as cianobactérias, os microrganismos patogênicos são removidos através do contato com os materiais do solo/subsolo. O processo de remoção torna-se mais eficiente quanto menor a velocidade da água no solo/subsolo, na presença de matéria orgânica e quando o subsolo é constituído de materiais granulares com interstícios abertos, para a água contornar os grãos. Nessas circunstâncias, a rota de fluxo é tortuosa, fornecendo uma ampla oportunidade para os organismos entrarem em contato com os contaminantes e com o material sedimentar, favorecendo os mecanismos de adsorção, degradação e interceptação de partículas presentes na

água. No final desse percurso a água que chega ao poço poderá estar clarificada e isenta de contaminates.

Tratamentos adicionais podem ser necessários para fornecimento de água dentro dos padrões de potabilidade. No mínimo, a Filtração em Margem (FM) age como um pré-tratamento na produção de água de abastecimento e, em alguns casos, pode servir como único tratamento, antes da desinfecção.

Há mais de 100 anos, a FM, principalmente a Filtração em Margem de Rio - FMR vem sendo aplicada na Europa, com mais frequência ao longo do Reno, do Elbe e do rio Danúbio, produzindo água para abastecimento (RAY, C. *et al.*, 2003). Embora a FM não seja amplamente utilizada nos Estados Unidos, o interesse pelo uso está aumentando, por ser um tratamento de baixo custo, completo ou alternativo aos sistemas de filtração para remover patógenos da água. Estudos mostram que a FM remove geralmente uma porcentagem substancial dos compostos orgânicos encontrados na água bruta de rio ou lago, incluindo patógenos prejudiciais, tais como *Giardia*, *Cryptosporidium*, e vírus.

A primeira utilização de FMR que se tem conhecimento, com a finalidade de abastecimento de água, foi da Companhia no Reino Unido (Glasgow Waterworks), que construiu uma tubulação drenante paralela ao rio de Clyde em 1810 para extrair água filtrada da margem do rio. Em meados do século XIX, a FMR foi adotada oficialmente na Europa para produzir água potável (RAY, C. *et al.*, 2003). Na Europa Ocidental, uma das primeiras instalações de FMR foi construída na região mais baixa do vale do Reno em Dusseldorf, na Alemanha, localizando-se em ambos os lados do rio Reno. Por causa dos recursos limitados de águas subterrâneas na região, foi usada a FMR para fornecer água potável a uma população de 600.000 hab. (RAY, C. *et al.*, 2003).

Em 1892, houve uma explosão de epidemia de cólera em Hamburgo, na Alemanha, causada pelo uso direto das águas do rio Elbe para o abastecimento público. Isto conduziu ao uso de passagens artificiais ou naturais da água do rio pelo subsolo como nova forma de captação de água para consumo humano. Na Alemanha as fontes de água usadas para abastecimento, são distribuídas da seguinte forma: 63,6 % de água subterrânea; 15,3 % da mistura de FMR com água subterrânea; 13,3 % de água de superfície e 7,8 % de nascentes (RAY, C. *et al.*, 2003).

De acordo com estatísticas de 1998, as fontes usadas para abastecimento de água por membros da associação de saneamento do rio Reno (lado Alemão e Holandês), incluem: 49 % de FMR e recarga de

água subterrânea; 33 % de água subterrânea; 17 % de água de superfície e 1 % de nascentes (RAY, C. *et al.*, 2003).

A quantidade de água filtrada em margem de rio utilizada como fonte de abastecimento ao longo do rio Reno totaliza aproximadamente 250 milhões m³/ano. Uma parte desta quantidade é extraída ao longo de uma seção de 120 km do vale mais baixo do rio Reno entre o Sieg e os rios de Ruhr. A distância entre os poços e a margem do rio ao longo do Reno varia de 50 m a aproximadamente 250 m (RAY, C. *et al.*, 2003). Outras instalações de FMR de grande porte na Alemanha, ficam situadas ao longo do rio Elbe (trecho superior) em torno das cidades de Dresden, de Meissen, e de Torgau.

Algumas instalações de FMR no Danúbio operam há mais de um século, como em torno de Viena, Áustria, a cidade de Bratislava na República Eslováquia. Outros projetos importantes de FMR podem ser encontrados em Budapeste, e na cidade de Belgrado na Iugoslávia. Nos Estados Unidos, os poços com coletores horizontais são usados freqüentemente na FMR, para captar grandes vazões em pequenas áreas (por exemplo, Lincoln, Nebraska; Louisville, Kentucky; e cidade de Kansas). Estes poços com coletores horizontais são constituídos de uma caixa central e de uma série de tubulações perfuradas conectadas à caixa. Maiores detalhes podem ser vistos no item a seguir.

Um grande número de poços de água, para abastecimento em aquíferos de aluvião ficam situados nos vales perto dos rios, mas não são considerados poços de FM por desconhecimento desta técnica. Sob circunstâncias de estado de equilíbrio, a maioria da água extraída é de água subterrânea; entretanto, há eventos ou circunstâncias diferentes que podem mudar a zona normal da captação daqueles poços e transformar em processos de produção por FM, como:

- Inundação;
- Exploração de pedregulhos ou seixos e de areia perto do rio;
- Regularização do nível do rio.

A inundação pode realçar o gradiente entre o rio e o aquífero e pode permitir que a água de rio migre para o aquífero ou para o poço coletor. Uma vez que o nível do rio retorna ao normal, a água da margem armazenada drena no sentido do rio. O tempo requerido para este processo é função das propriedades hidráulicas do meio geológico. A exploração de materiais do solo nas proximidades de um rio ou lago (como areia, seixo rolado, cascalho, ou outro material qualquer) necessita geralmente o rebaixamento do lençol freático para poder trabalhar a

seco. A água de superfície (manancial) é induzida a fluir para os poços drenantes e mistura-se com a água subterrânea. Assim acontece também durante a construção das fundações de edifícios próximos de corpos de água.

A margem hidrogeológica de um rio pode mudar quando o mesmo é utilizado para navegação e necessita de barragem de regularização de nível. Os níveis de água mais elevados do rio permitem que a água de superfície mova-se mais distante nos aquíferos. No Brasil, a FM não é geralmente aplicada para o abastecimento público, porém há casos em que a FMR é aplicada inconscientemente, como, por exemplo, no Alto-Vale do Itajaí, Estado de Santa Catarina, onde a população é acostumada a abastecer-se com água de boa qualidade construindo poços, normalmente de 1,2 a 1,5 m de diâmetro ao longo dos rios Itajaí do Sul, Itajaí do Oeste, Itajaí do Norte, todos afluentes do rio Itajaí Açu.

Os poços, na maioria dos casos, distanciam-se das margens dos rios de 15 a 50 m, mas podendo-se encontrar distâncias maiores como 100 a 150 m. Os poços variam suas profundidade em relação ao nível do solo de 7 a 15 m, e a relação nível do solo/nível do rio é de 4 a 8 m, provocando um desnível entre o fundo do poço e o nível da água do rio de 3 a 7 m. Esse desnível aumenta em momentos de enchentes, e dependendo da vazão de bombeamento, parte da água vem provavelmente do rio e parte do lençol freático alimentado por águas de chuvas.

Alguns autores estudaram a remoção de diversos poluentes através da filtração em margem, entre eles, destacam-se Lahti *et al.* (1996). Os autores investigaram o desempenho de colunas de sedimento e de solo experimental para remoção de células e de toxinas de cianobactérias (microcistinas). As taxas médias de remoção de células e de toxinas foram 93,7 a 99,7% e 97,5 a 99,5% respectivamente, tanto para o solo experimental como para as colunas de sedimento. Os autores relatam que a remoção de microcistinas através da filtração em margem foi resultado dos processos de adsorção e biodegradação. Ressaltando, porém, que o desempenho destes processos é específico para cada local, dependendo das características do solo e da atividade microbiana.

Conceituação e Técnicas de Captação de Água Através de Filtração em Margem

A filtração em margem (FM), seja de um rio (FMR) ou de um lago (FML), é um tratamento de água alternativo de baixo custo e eficiente

para aplicações em água de abastecimento. Há dois benefícios imediatos no uso da FM: diminuir o consumo de produtos químicos na desinfecção e na coagulação das águas; diminuir os custos de operação das estações de tratamento de água.

Ação Purificadora da Natureza

A autodepuração que se processa na natureza é de grande importância e tem tornado possível o uso direto ou indireto de água subterrânea por milhões de pessoas no mundo.

O grau do processo natural de purificação depende das diversas características do solo que constitui o aquífero. O estudo da percolação da água através do solo ou de outro meio poroso é, fundamental para a compreensão desse processo.

Toda a água que se infiltra no solo é contaminada ou poluída até um certo grau no início de seu trajeto pela superfície do terreno. Por exemplo, a água de chuva recolhe minerais e bactérias do solo com as quais a mesma entrou em contato. O grau de poluição da água nessa fase depende principalmente do número e da espécie de bactérias patogênicas depositada no solo, consequência de sua utilização e das atividades nele desenvolvidas.

A água de um manancial perene é proveniente, parte da alimentação do lençol freático, parte do escoamento superficial no solo e parte dos lançamentos de esgotos clandestinos ou tratados. A purificação natural que essa água recebe, quando da infiltração nas margem do manancial, é semelhante a que recebe pela infiltração direta no solo, com um diferencial, que agora tem-se apenas uma zona saturada. Na infiltração direta em contato com o solo, inicialmente, a água é purificada em um meio não saturado (predominantemente aeróbio) e depois em um meio saturado (predominantemente anaeróbio).

Caso mais marcante da ação purificadora do solo/subsolo é o uso de sumidouros, após o tanque séptico (fossa), as águas residuárias que se infiltram no solo são, sem dúvida, altamente poluídas transportando microrganismos patogênicos. São relatados na literatura de tratamento de esgoto como meio de purificação, e permanece por muitos e muitos anos.

É importante examinar em detalhes os fatores que interferem na conservação das águas subterrâneas livres de organismos patogênicos, particularmente quando a água ocorre em aquíferos arenosos. Para

melhor compreensão desses fatores, estudos sobre o movimento das bactérias através dos materiais porosos e granulares têm sido realizados por muitos pesquisadores (CETESB, 1978). Os estudos demonstram que as bactérias movem-se muito pouco com seus próprios recursos, principalmente em águas estáticas que saturam o material poroso. Algumas movem-se cerca de 25 mm, outras, como a *E. coli*, não mais de 6 a 7 cm.

Outros estudos têm demonstrado que as bactérias não se movem a contra-corrente através de materiais de permeabilidade média, quando a velocidade do fluxo da água é de 30 a 60 cm/d. O deslocamento da poluição em areia saturada somente é realizado com água em movimento.

O modo pelo qual a água se move no solo depende de três forças que agem sobre ela: a adsorção, que retém uma fina película de água em volta das partículas do solo, por atração molecular; a capilaridade, que retém ou move a água em pequenas aberturas, como resultado da tensão superficial; a gravidade, que move a água através dos poros maiores, por diferença de carga ou quando existe um gradiente hidráulico. A resultante dessas forças depende, em parte, da quantidade de humidade presente em relação ao espaço livre do material poroso.

Não são completamente conhecidos todos os fenômenos ou princípios envolvidos na filtração da água pelo solo. Sabe-se, contudo, que o processo da percolação remove muitos contaminantes e poluentes, e evita que alcancem o reservatório de água subterrânea ou o poço de filtração em margem (FM).

Os principais processos envolvidos na filtração em margem são:

- Filtração (coagem);
- Biodegradação;
- Sedimentação;
- Adsorção;
- Dispersão;
- Mistura com águas subterrâneas (diluição).

Na Figura 5.1, pode-se observar o funcionamento da filtração em margem através de um poço, do qual se extrai uma vazão Q , localizado próximo de um manacial superficial.

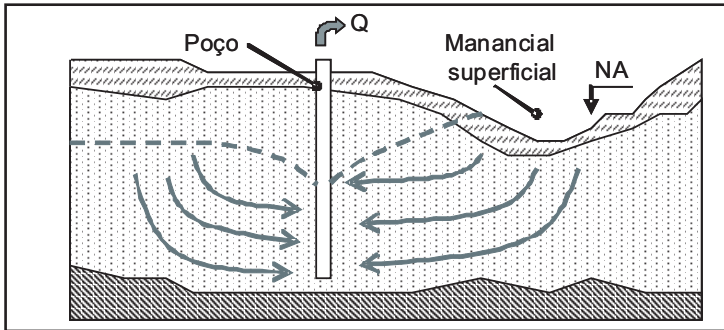


Figura 5.1 Esquema ilustrativo da filtração em margem

As bactérias, em grande parte, são efetivamente removidas após a infiltração em aproximadamente um metro de areia. Muitos estudos têm demonstrado claramente a capacidade que tem o solo e outros meios porosos de reterem as bactérias presentes na água. Caldwell E. L. (1937), estudou o deslocamento das bactérias nas proximidades de fossas secas, em solos arenosos, onde os materiais subsuperficiais mais permeáveis apresentavam grãos com tamanhos efetivos de 0,101 a 0,127 mm e coeficientes de uniformidade de 7,5 a 9,2. As bactérias coliformes moveram-se com a mesma velocidade da água através dos primeiros 1,50 m do material permeável. Algumas (muito pouco), deslocaram-se 4,5 m em 3 dias. Após 2 meses, os coliformes foram encontrados em 40 % das amostras coletadas. Em camada menos permeável, com tamanho efetivo de 0,76 mm e coeficiente de uniformidade igual a 5,2, surgiram bactérias coliformes a uma distância de 3 m, após 35 dias; nenhum organismo foi encontrado a 4,5 m.

O estudo demonstrou também que a contaminação bacteriana e alguns indicadores químicos diminuía com o aumento do tempo de operação. No mesmo local, mas agora aplicando-se maiores velocidades e com o ambiente bastante irrigado, como em estação chuvosa, o maior deslocamento verificado foi de 24 m. Outros estudos demonstraram que a penetração das bactérias diminuiu com a redução do diâmetro do material granular. Vários estudos desenvolvidos na Califórnia, USA, na Alemanha e Holanda, demonstraram o poder de purificação do solo ou de materiais granulares quando se lança no solo esgoto doméstico.

Hoje é relativamente bastante usado, a infiltração de esgoto tratado e água de rio, para recarga de aquíferos na Alemanha, Holanda e Estados Unidos, com a intenção de recuperar mais tarde, como água subterrânea. Mas quando se pensa em um sistema de filtração em margem (FM), a

situação é um pouco diferente. Neste caso, usa-se apenas a camada de solo/subsolo saturada, e pode-se ter velocidades maiores, pois o escoamento é induzido, e não há percolação natural.

Um caso bem evidenciado em condições menos favoráveis que as anteriores, foi relatado sobre as instalações de saneamento em um acampamento na Holanda. No caso, o aquífero estava apenas 0,90 m da superfície, onde existiam fossas e sumidouros instalados, e poços de suprimento de água com profundidade entre 5 e 8 m. Diversas amostras de águas coletadas dos poços continham bactérias coliformes. Isto demonstra que, para um projeto de filtração em margem, é necessário que a água tenha baixas velocidades de escoamento no solo saturado e que a água seja recuperada a uma distância razoável.

Similaridades entre o FM e a filtração lenta em areia

A filtração lenta em areia e a FM exibem muitas similaridades, tais como: a velocidade de filtração, a remoção de partículas, microrganismos, e a biodegradabilidade da matéria orgânica. A escolha entre ambas as tecnologias depende da situação local hidrogeológica e pode ser influenciada pelas propriedades das tecnologias (custo, manutenção, facilidade de operação); Conseqüentemente, os conhecimentos do funcionamento da filtração lenta podem ser úteis. A FM é mais facilmente recomendada como pré-tratamento quando comparada a filtração lenta.

A filtração lenta é um processo de purificação em que a água bruta escoar em um meio filtrante de areia. A taxa de filtração é na maioria das vezes entre 2 a 6 m³/m².d. A filtração lenta é considerada uma tecnologia barata e eficiente, para remover sólidos em suspensão e contaminantes biodegradáveis. Os filtros lentos são adequados ,apenas, para tratar água bruta de boa qualidade (turbidez = 10 uT e Cor + turbidez < 50). Já na FM, devido a possibilidade de aplicações de taxas de filtração menores, pode-se tratar água com qualidade inferior e mesmo com grandes variações de qualidade. Para a maioria de sistemas de filtração lenta, o tamanho efetivo da areia é em média de 0,3 mm; o coeficiente de uniformidade próximo a 2. A profundidade da camada de filtro varia geralmente entre 0,90 a 1,2 m, e a perda de carga no filtro entre 0,90 a 1,50 m.

Durante a filtração uma camada de lodo, orgânica e fina chamada “schmutzdecke” cresce na superfície do filtro, que por ações física e

biológica, aceleram a biodegradação da matéria orgânica presente na água. O *schmutzdecke* ajuda também a degradar partículas biológicas, entretanto, com tempo, a camada do *schmutzdecke* dificulta a passagem da água, tornando-se necessário a sua remoção por raspagem juntamente com um pouco de areia. O período de amadurecimento, pode variar 6 horas a 2 semanas após a limpeza, e havendo uma concentração significativa de protozoários na água de superfície, a filtração pode não remover durante os primeiros 2 dias após a limpeza, pela falta do *schmutzdecke*.

Bellamy et al (1985) estudaram o desempenho de filtros lentos em areia para a remoção de patógenos. Observaram que o meio filtrante limpo pode remover 85% de coliformes e 98% de cistos de *Giardia* da água, entretanto, com o amadurecimento, taxas da remoção pode exceder a 99% para coliformes e quase 100% para *Giardia* (citado em RAY, C. et al., 2003). Forgel et al (1993) relataram eficiência inferior para remoção em instalação na Colômbia britânica, Canadá. Observaram uma taxa da remoção de 93% para cistos de *Giardia* e uma média de 48% para oocysts de *Cryptosporidium*. Algumas das baixas taxas da remoção podem ser atribuídas à uniformidade elevada do coeficiente da areia (RAY, C. et al., 2003).

A FM tem alguns processos similares com o desempenho de filtros lentos. A camada orgânica, similar ao “*schmutzdecke*”, pode tornar-se na relação de rio/aquífero, um bom processo de depuração, especialmente quando a velocidade do fluxo for lenta. As enchentes do rio podem remover esta camada (FMR); entretanto, em períodos subseqüentes ao primeiro fluxo, pode ser reestabelecido. Algo semelhante acontece na FML pelas ação das ondas nas águas, provocadas pelos ventos.

A velocidade da infiltração em várias interfaces, em relação ao rio/aquífero, depende da posição do poço coletor. Mikels (1992) estimou que a velocidade média de infiltração para um poço coletor de pequena capacidade em Kalama, Washington, era de $3,7 \times 10^{-4}$ m/d, que é substancialmente mais baixo do que as taxas mencionadas para a filtração lenta; entretanto, a velocidade de aproximação em um poço coletor em Louisville, Kentucky, durante bombeamento inicial, estava entre 2,9 e 3,8 m/d, o que corresponde a valores da filtração lenta (Ray, C. et al., 2003). A filtração lenta é abordada de forma detalhada no capítulo 6 deste livro, onde também apresenta estudos de remoção de cianobactérias.

Hidráulica de Poço para FM

A estabilização das condições de equilíbrio do cone de depressão em torno de um poço que está sendo bombeado pode ocorrer em várias situações. Uma dessas se depara quando a recarga do aquífero provém de um rio ou lago. A Figura 5.2 ilustra tal situação de equilíbrio. Durante a fase inicial do bombeamento, o cone de depressão não atinge o manancial superficial e nenhum efeito de recarga vinda do manancial superficial é evidente. O nível dinâmico no poço em bombeamento, baixa à medida que o bombeamento prossegue.

Quando o cone de depressão se expande sob o leito do manancial superficial, estabelece-se um gradiente hidráulico entre a água do aquífero e a do manancial (rio ou lago). A água do manancial superficial se infiltra através do leito permeável, se este estiver hidraulicamente conectado com o aquífero. O manancial, desta forma, alimenta o aquífero em uma proporção que cresce com a expansão do cone de depressão. Quando a intensidade da recarga do aquífero iguala a vazão do poço de filtração, o cone de depressão e o nível dinâmico tornam-se estáveis.

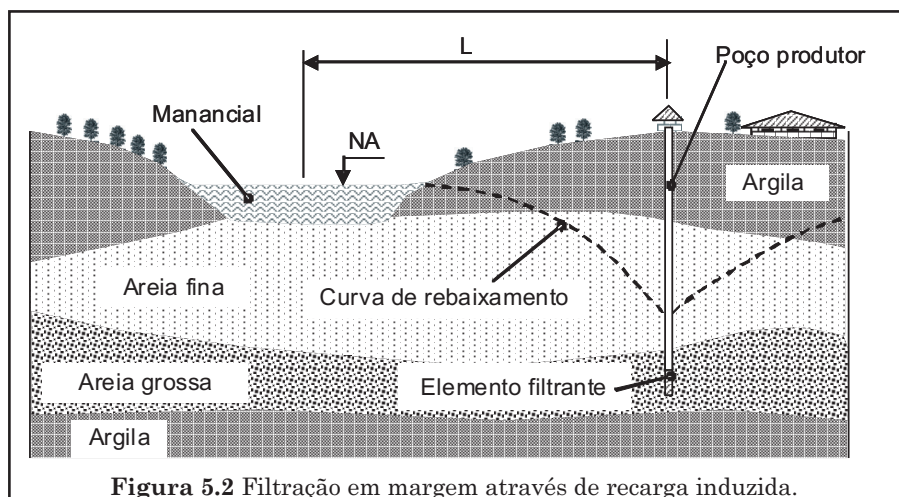


Figura 5.2 Filtração em margem através de recarga induzida.

Considerado a aplicação da FM, o encarregado pela engenharia deve observar quais os parâmetros que podem afetar no desempenho de um sistema de FM, como:

- A quantidade de água do manancial que pode ser induzida para escoar no aquífero;

- Qualidade da água do manancial;
- Quando rio, o tráfego comercial (fonte de poluição): uma dragagem pode ser necessário;
- Quando rio, as velocidades (máxima, média e mínima) da água;
- Características do fundo e das margens do manancial;
- Sazonalidade do escoamento;
- Estabilidade do leito do manancial.

Tipos de Poços e Adequabilidade

Historicamente, três tipos de poços têm sido usados para o FMR desde que a tecnologia foi estabelecida. As tecnologias mais empregadas são:

- Poço de coletores horizontais: tubulação central de grande diâmetro, cravado na terra com proteção de poços horizontais laterais cravados no inconsolidado depósito do aquífero, em muitos casos em depósitos aluviais abaixo de um rio ou de um lago. Esse sistema é usado tipicamente nos Estados Unidos para produção de água de abastecimento com fonte na água subterrânea ou na filtração da margem do rio (Figura 5.3). Poços coletores horizontal são chamados também “poço de coletor” nos Estados Unidos.
- Poço vertical ou poço tubular: poço perfurado verticalmente para baixo em uma camada suporte da água ou sob o leito de lago ou de um córrego (Figura 5.4). O poço vertical difere do poço de coletores horizontais por não ter os drenos laterais no fundo. Já o poço tubular é um poço vertical, porém costuma-se construí-lo com pequenos diâmetros (100 a 300 mm) e mais profundos.
- Poço escavado: poço raso, com grande diâmetro que, na maioria dos casos, é escavado manualmente usando-se maquinário de pequeno porte ou por ferramentas de mão. Tipicamente construídos para fonte de água residencial individual.

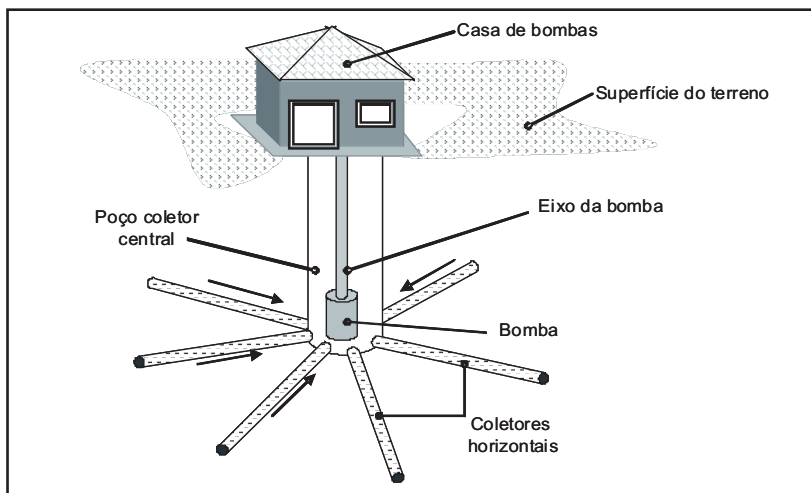


Figura 5.3 Exemplo de poço de coletores horizontais

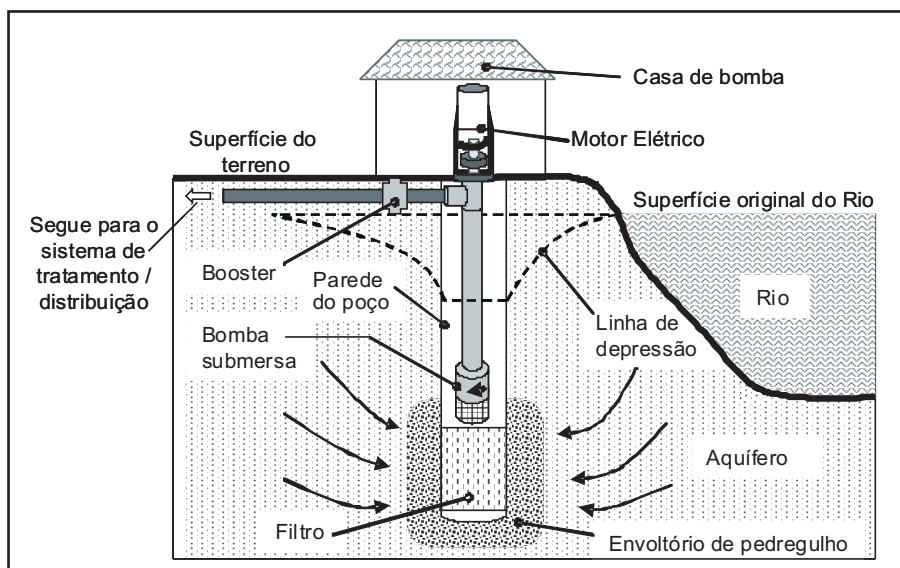


Figura 5.4 Exemplo de poço vertical ou poço tubular

As condições do local de implantação do projeto devem ser analisadas para verificar qual tipo de poço é mais apropriado, poços verticais ou tubulares, ou poços de coletores horizontais incluindo comparações de custo. Tipicamente, um poço de coletores horizontais, pode desenvolver uma capacidade equivalente a múltiplos poços tubulares, ou uma bateria de poços tubulares, conseqüentemente, os

custos totais do sistema devem ser considerados para facilitar esta comparação incluindo custos de implantação, e a longo prazo, de operação e de manutenção.

Quando foram usados pela primeira vez para a FM, e durante os primeiros anos da década de 1890 na Europa, os poços verticais e os poços de coletores horizontais refletiam os meios técnicos disponíveis daquele tempo. Os poços escavados possuíam forma cilíndrica e tinham diâmetros de 7 a 10 m, com a parede perfurada na parte mais baixa, com tijolos de alvenaria. A água subterrânea podia penetrar através da terra por meio da parede perfurada. O rendimento de captação de água daqueles poços simples era aproximadamente 500 m³/h.

As tecnologias de abertura e construção de poços foram desenvolvidas no fim do século XIX. Os poços escavados foram substituídos por poços tubulares com filtros, entretanto o equipamento usado para bombeamento de água sub-superficial era limitado. Somente as bombas de pistão, impulsionadas por motores a vapor, estavam disponíveis. Os rendimentos dos poços verticais da época eram muito baixos, eram comparados aos dos poços escavados. Surgiu então, a técnica do tubo sifão, na Alemanha, para captar água em um grande número de poços de filtração vertical usando somente uma bomba. Os sistemas de poços do tipo sifão, utilizados geralmente em aquíferos rasos, são conectados através de um distribuidor de descarga a uma ou mais bomba de sucção.

Em geral, os sistemas de tubo sifão podem suportar a construção de poços em paralelo na margem de um rio, em até 100 poços verticais de FM conectados.

O conceito do tubo sifão vem sendo usado há mais de 100 anos para conectar a captação através de poços tubulares. A técnica sobreviveu graças as suas vantagens, como:

- Baixos custos de operação e de manutenção;
- Fácil adaptação para variar a vazão da água bruta;
- Uniformidade de produção dos poços durante a operação.

A Figura 5.5 mostra uma bateria de poços usados para abastecimento público na Alemanha (a) e um poço na região Amazônica/Brasil (b), utilizado para atendimento de uma comunidade indígena, ilustrando as possibilidades de utilização dessa técnica de captação. As Figuras 5.6 e 5.7 mostram a instalação, típica de poços de tubo sifão, usada na Alemanha.

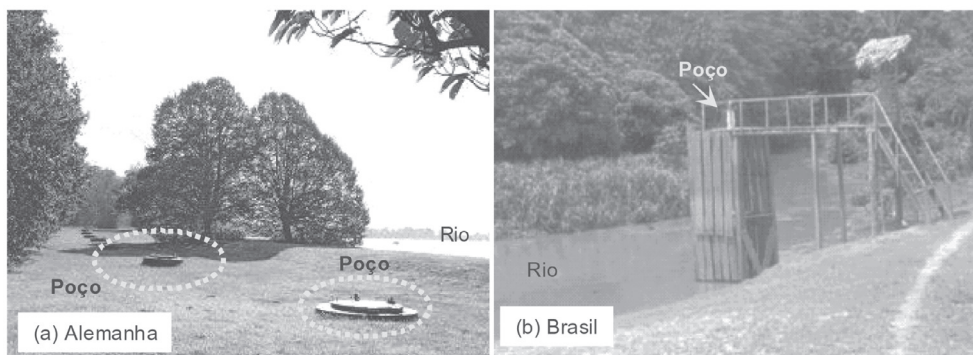


Figura 5.5 Fotografia de uma bateria de poços em Düsseldorf, Alemanha. (a) e um poço na região do Alto Solimões – Amazonas – Brasil (b)

Fontes: (a) Ray (2003), (b) Fedrizzi (2002)

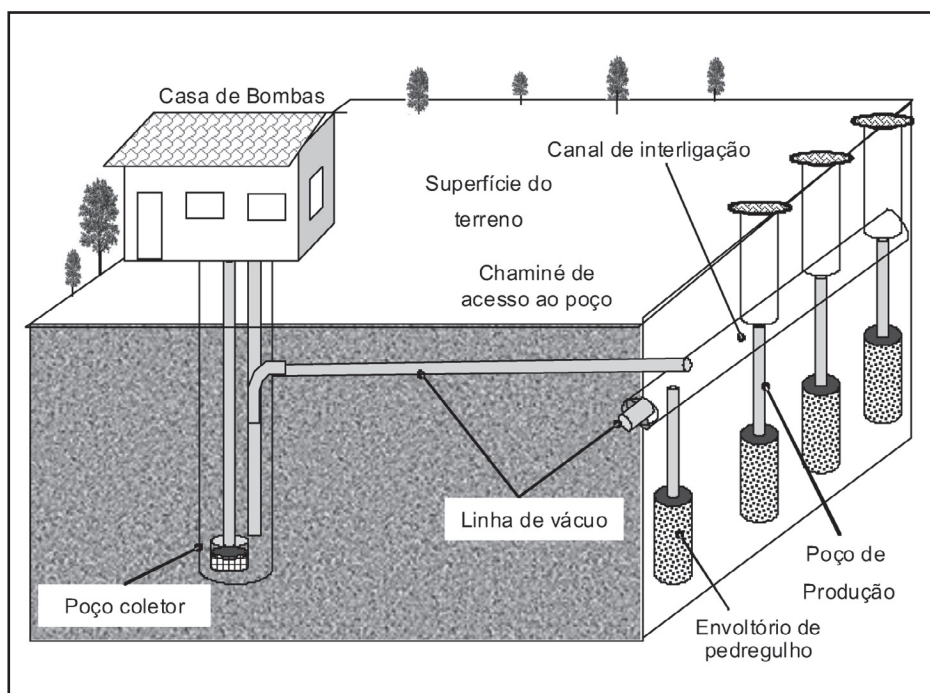


Figura 5.6 Esquema de uma bateria de poços verticais (ou tubulares) para captação por FM

(Adaptado de Hunt, H., Schubert, J. e Ray, C., 2003)

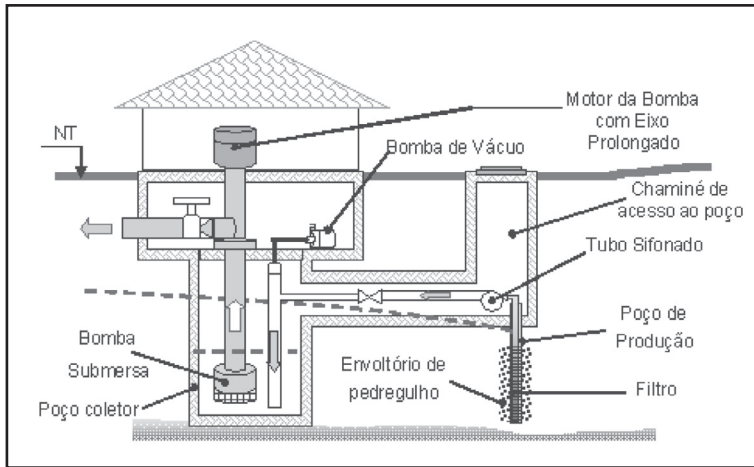


Figura 5. 7 Corte esquemático de um poço de FM de acordo com a Figura 5.6
(Adaptado de Hunt, H., Schubert, J. e Ray, C., 2003)

Os poços tubulares são tradicionalmente usados para captação de água subterrânea em aquífero aluvial. O comprimento do filtro do poço é controlado pela espessura de saturação do aquífero e pela vazão a ser bombeada. Em geral, as bombas são ajustadas para que o nível mínimo de água dentro do poço coletor fique acima do filtro, para impedir a entrada de ar no tubo sifão. Os comprimentos, os diâmetros e área aberta dos filtros, são selecionados em função da velocidade na entrada da água e da granulometria da formação aquífera, para evitar o arraste de finos para dentro do poço coletor.

Durante os últimos 70 anos, poços de coletores horizontais foram desenvolvidos para a produção da água subterrânea (RADDKE e HUPPER, 2001). Algumas das vantagens que o poço de coletores horizontais oferece são:

- Melhor aproveitamento da carga hidráulica disponível, permitindo instalar filtros em aquíferos com menor espessura de cama saturada;
- O comprimento de filtro pode ser aumentado, uma vez que a espessura da camada saturada do aquífero não é o fator limitante. Com isso é reduzida a velocidade de entrada da água no filtro, o risco de obstruções e a perda de carga entre o aquífero e o filtro. Contudo o comprimento do filtro pode ser limitado devido à perda de carga no seu interior.

As Figuras 5.8 e 5.9 mostram algumas alternativas de aplicação de poços de coletores horizontais na FMR, na Europa. Nos casos foram construídas a certa distância do rio com suas laterais estendidas inteiramente dentro do aquífero. Observa-se na Figura 5.8 que o sistema de coletores horizontais, permite obter maior desnível entre as superfícies da água no rio e dentro do poço coletor, induzindo mais a infiltração e como consequência, permite captar maiores vazões.

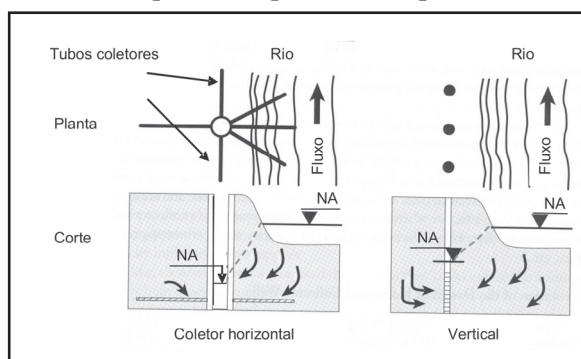


Figura 5.8 Plantas e cortes de dois sistemas de FMR: poço de coletores horizontais e poços verticais.
(Fonte: adaptado de HUNT, H.; SCHUBERT, J. e RAY, C., 2003)

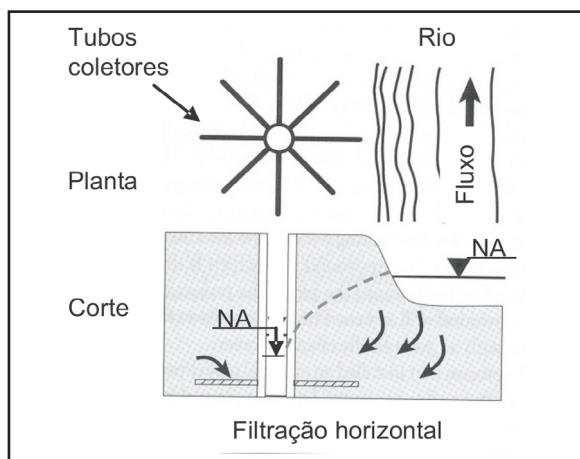


Figura 5.9 Planta e corte de um sistema alternativo de FMR: poço de coletores horizontais
(Fonte: adaptado de HUNT, H.; SCHUBERT, J. e RAY, C., 2003)

A importância do poço de coletores horizontais para a FMR pode ser demonstrada pelo número de poços instalados ao longo dos rios europeus (HUNT, SCHUBERT, e RAY, 2003).

- Ao longo do rio Reno, mais de 50 poços encontram-se em operação. Em Dusseldorf, na Alemanha, 12 poços em operação com uma capacidade entre 900 a 3.000 m³/h cada.
- Mais de 200 poços em operação na região do Danúbio.
- Há também poços de coletores horizontais ao longo do canal principal do Save, Main, Maas, Ruhr, Enns, Elbe, e dos rios de Oder.

Discute-se muito sobre qual tipo de poço seria melhor para as instalações de FM, mas, por enquanto, a decisão em cada caso particular deve considerar as condições do local, a situação hidrogeológica do aquífero e as condições hidráulicas no rio, especialmente a respeito da possibilidade do leito do rio obstruir-se.

A espessura saturada do aquífero não deve ser menos de 6 m e a transmissividade da ordem de 1.500 m²/d. Uma avaliação da tendência no leito do rio deve ser considerada para não obstruir:

- Situação regional do rio;
- Regime do fluxo;
- Situação do transporte da carga do leito;
- Local da produção do poço na curvatura interna ou exterior do rio;
- As velocidades da infiltração próxima ao leito do rio.

Construção do poço coletor:

A construção de poços coletores envolve dois componentes principais: a caixa de concreto do poço e os tubos laterais drenantes. A caixa central é feita de concreto reforçado que é construída usando o método fundo aberto, onde cada seção é afundada no local escavado. As seções são juntamente amarradas com reforço de aço. A seção mais baixa é encaixada com as aberturas que serão usadas projetando as tubulações drenantes laterais.

Quando estas aberturas alcançam a profundidade do projeto para as tubulações drenantes laterais, a escavação é interrompida e o tampão de fundo lacrado (Figuras 5.10 e 5.11). As caixas de concretos são construídas tipicamente com o diâmetro interno de 3 a 6 m, podendo ser instaladas até uma profundidade de 46 m através dos métodos normais e, abaixo disso, somente com equipamento hidráulico especial.

A profundidade média das caixas utilizadas nos Estados Unidos é 21 m e o diâmetro médio é 4 m.

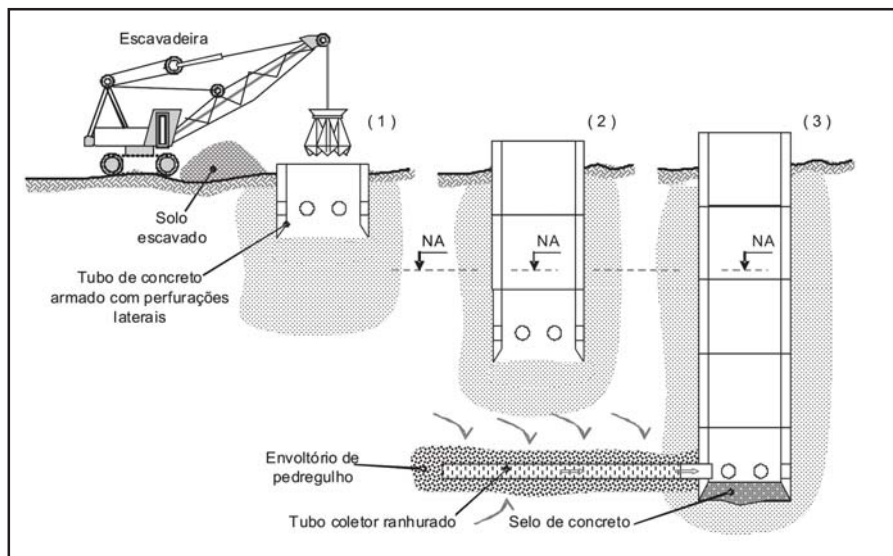


Figura 5.10 Método de construção do poço com coletores horizontais
(Adaptado de HUNT, H., 2003)

Há três métodos padrões para instalar tubulações drenantes nos poços laterais:

- Método original
- Método do tubo camisa
- O método do envoltório de pedregulho.

Método original

O método original para instalar os coletores laterais consiste em cravar, diretamente na formação aquífera, tubos com um trecho perfurado ou ranhurado (tela ou elemento filtrante). Esses tubos são formados por segmentos, unidos por rosca e implantados através de aberturas deixadas nas paredes do poço vertical, na profundidade desejada. Os tubos são cravados com auxílio de um macaco hidráulico. Na extremidade do primeiro seguimento a ser cravado é acoplada uma ponta para facilitar e direcionar a perfuração do solo. O último segmento acoplado a ser cravado não possui perfurações ou ranhuras e, poderá ter em sua extremidade externa uma válvula para o controle da entrada de água.

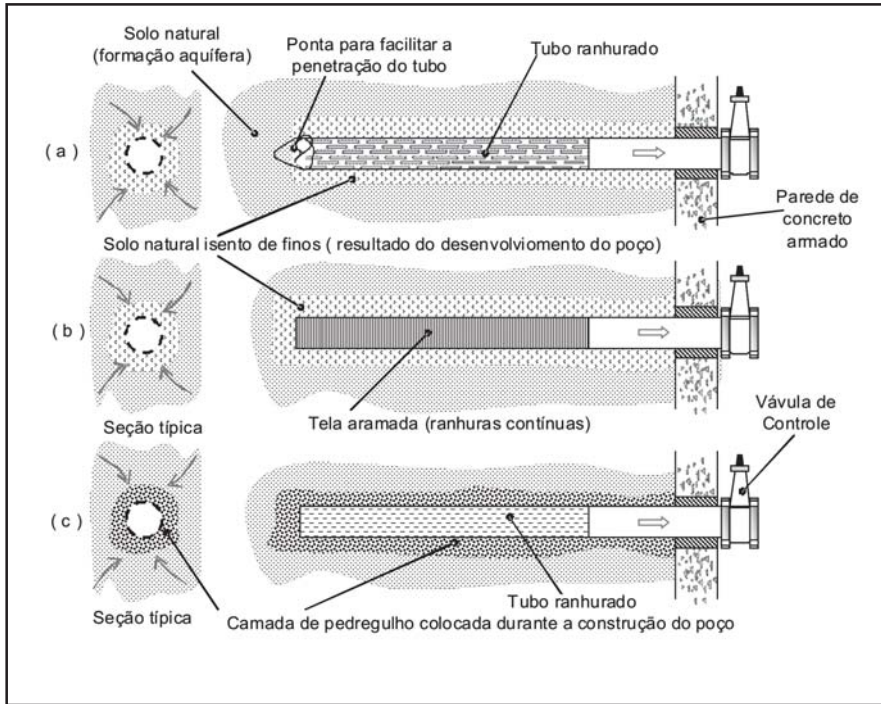


Figura 5.11 Detalhes construtivos de poços horizontais
(Adaptado de HUNT, H., 2003)

Essa técnica construtiva não permite amostrar o solo enquanto o tubo está sendo cravado, podendo representar algum risco em relação ao tamanho das ranhuras ou aos orifícios adotados, através da obstrução dos mesmos e conseqüente perda de produtividade do poço. A quantidade e diâmetro dos tubos cravados irão depender da vazão pretendida.

As aberturas na tubulação fornecem, tipicamente, uma área máxima de 20 %. Essa limitação decorre da necessidade da tubulação resistir aos esforços mecânicos durante a penetração. O material utilizado com mais frequência é o aço carbono devido aos custos. Contudo, em alguns casos são utilizado aço inoxidável ou ligas especiais, em função da resistência mecânica ou da agressividade do meio. Já foram projetados tubos com diâmetro de 20, 30 e 40 cm, e comprimento de até 107 m.

Método do tubo camisa

Esse método difere do original pelo fato do tubo coletor não ser cravado diretamente na formação aquífera. Inicialmente é cravado um tubo camisa de maior diâmetro, provido de uma extremidade perfurante aberta. Na medida em que o tubo camisa é cravado, o solo do seu interior é retirado com auxílio de trado ou hidrojato, permitindo coletar amostras para análise granulométrica e planejar a abertura das ranhuras ou perfurações do tubo coletor.

Após o tubo camisa atingir a distância de penetração estabelecida, o tubo coletor, de menor diâmetro, é introduzido livremente no seu interior até a distância planejada.

Em seguida o tubo coletor é pressionado para se manter na posição, enquanto o tubo camisa é puxado para fora. Durante essa operação é injetado água sob pressão através de uma mangueira introduzida até o final do tubo coletor. Uma parte dessa água retorna pelo espaço existente entre o tubo coletor e o tubo camisa, arrastando para fora o material fino, formando-se, em torno do tubo coletor, uma espécie de pré-filtro com grãos de maior diâmetro.

Essa técnica já foi utilizada com tubos camisa de aproximadamente 30 a 75m. Os tubos coletores tiveram diâmetro de 20 ou de 30cm.

As principais vantagens dessa técnica são:

- Permite maior área de abertura nos tubos coletores (40% ou mais);
- Construção mais durável (o aço inoxidável é usado normalmente);
- Mais flexibilidade e segurança na escolha do tamanho das ranhuras, permitindo adequação às variações granulométricas da formação aquífera.

Método do envoltório de pedregulho

Esse método é uma variante do método do tubo camisa. Difere pelo fato de que durante a retirada do tubo camisa, o espaço existente entre o tubo camisa e o tubo coletor é preenchido com material granular. O tamanho dos grãos é adequado para formar uma transição granulométrica entre a formação aquífera e o tubo ranhurado ou perfurado. Dessa forma consegue-se evitar que o material fino do aquífero obstrua as aberturas do tubo coletor, garantindo assim maior produtividade e segurança.

Investigações hidrogeológicas

Antes de selecionar a alternativa apropriada a ser utilizada no projeto dos poços é necessário uma investigação hidrogeológica nos locais onde serão implantados os poços. O processo da investigação tem como objetivos:

- Avaliar as características hidráulicas de cada formação, selecionando os mais apropriados horizontes dentro da formação, para melhor instalar o poço;
- Selecionar o método mais eficiente na instalação dos filtros dos poços, aumentando ao máximo o rendimento.

Detalhes de projeto e de construção

Alguns detalhes de projeto e de construção para os poços de coletores horizontal em Lincoln, Louisville e Príncipe George, são mostrados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 Detalhes de projeto e de construção para poço de coletor horizontal em Lincoln, Louisville, e Príncipe George.

Poço →	Lincoln 1	Lincoln 2	Louisville	Príncipe George
Vale do rio →	Platte	Platte	Ohio	Nechao
Capacidade (L/s)	880	880	880	660
Profundidade (m)	24	26	30,5	30,5
Diâmetro da caixa (m)	4	4	4,9	4,9
Número de laterais	7	7	7	14
Diâmetro lateral (m)	0,30	0,30	0,30	0,20
Comprimento total da lateral (m)	393	427	512	545

(Fonte: HUNT, H., 2003)

A Figura 5.12 ilustra um típico poço coletor, incluindo uma estrutura onde a bomba é abrigada. Tipicamente, a caixa do poço é alocada em cotas superiores as cotas de inundação. Os rendimentos individuais do poço coletor nos Estados Unidos variam aproximadamente de 4,4 a 1750 L/s. O diâmetro da caixa de concreto geralmente pode variar de 3 a 6 m, e a profundidade varia de 10 a 38 m. O número de filtros laterais dos poços muda de acordo com a produção prevista, variando historicamente de 2 a 14 por poço, e os diâmetros dos filtros variam de 20 a 30 cm.

O comprimento das linhas laterais individuais depende da capacidade prevista, e pode variar até 75 m e no comprimento total instalado no poço coletor, de 100 a 750 m por poço. As necessidades de colocação de mais ou menos laterais depende da geologia do terreno.

Filtração em Margem de Rio

Em trechos retilíneos os poços podem localizar-se em ambas as margens (direita ou esquerda, ou mesmo nas duas), e nos trechos curvos de rio a captação deve localizar-se na margem do lado interno da curva conforme mostra a Figura 5.13. Na região curva o solo normalmente não se apresenta muito estabilizado e compactado, obtendo melhores rendimentos (CHITTARANJAN, 2003). A autolimpeza é favorecida pelas variações (elevação) no nível do rio, e pelo aumento da velocidade de escoamento das águas, facilitando o arraste do material depositado.

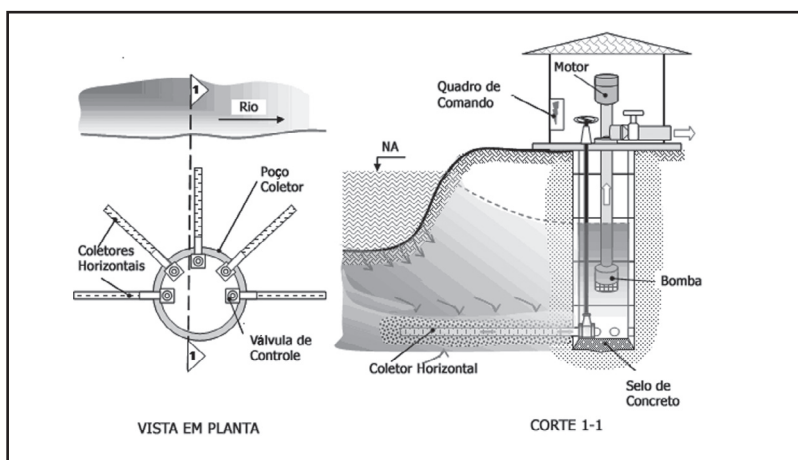


Figura 5.12 Planta e corte de um poço com coletores horizontais

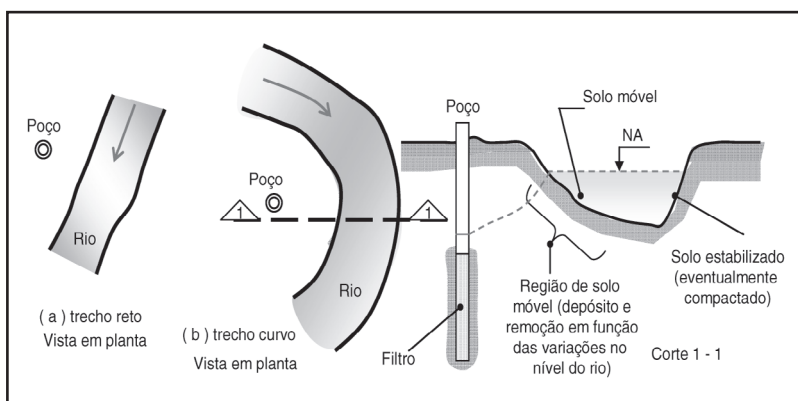


Figura 5.13 Posição recomendada para captação por FM em trechos curvos de rio

A maioria dos sistemas da FMR é construído em aquíferos aluviais situados ao longo das margens dos rios. Estes aquíferos consistem em depósitos de camadas de diferentes materiais, dentre os quais encontra-se, areia, areia grossa ao cascalho e grandes seixos rolado. As circunstâncias ideais incluem tipicamente grãos-grosseiros, onde a permeabilidade dos sedimentos facilita o direcionamento da água para o poço, e que sejam conectados hidraulicamente com o leito do rio. Estes depósitos são encontrados dentro de vales profundos e largos ou em vales estreitos e rasos.

Os sistemas de FMR utilizado em vales largos com rios profundos podem obter maiores possibilidades de aplicação, desde poços verticais, até poços com coletores horizontais, podendo ser colocados em maiores profundidades, aumentando sua capacidade e possibilitando a construção em locais mais distantes do rio, para aumentar o percurso de filtração. Em um vale estreito com rio raso, poços com coletores horizontais é mais vantajoso do que poços verticais.

Os sistemas de FMR podem ser construídos em zonas de baixa permeabilidade (como as camadas de argila e de silte) dentro de um aquífero aluvial. Caso as camadas confinantes sejam extensivas e contínuas, os poços protegidos podem ser colocados acima da camada confinada para melhor infiltrar a água de superfície. Poços protegidos podem ser colocados abaixo da camada confinada, obtendo-se a filtração máxima, eles também podem ser colocados acima e abaixo da camada confinada para maximizar a capacidade disponível. Se as zonas de baixas permeabilidades forem descontínuas, em uma escala local ou regional, há possibilidade da água infiltrada da fonte superficial migrar para baixo da proteção, em torno das camadas semiconfinadas.

Filtração em Margem de Lago

Nos lagos alimentados predominantemente por água da chuva, as variações do nível da água normalmente não são significativas, principalmente se o lago possui um extravasor. A variação é um pouco maior se o lago receber contribuições de córregos e rios. Nos lagos o aporte de material sólido mineral se torna pequeno (silte, argila, areia), principalmente se for margeado por vegetação e receber pouca contribuição. Nesse caso, a autolimpeza nas margens fica por conta basicamente do processo de degradação da matéria orgânica sedimentada (biomassa).

A Lagoa do Peri, localizada na Ilha de Florianópolis, é um exemplo de lago costeiro cujos sedimentos de fundo são predominantemente resultantes da decomposição da biomassa. Nesse caso em particular, a degradação da matéria orgânica sedimentada e infiltrada no fundo próximo às margens, e o fato das águas rasas serem movimentadas pela ação dos ventos freqüentes, são os principais mecanismos para evitar a colmatção. Outro aspecto positivo para a filtração em margem na lagoa do Peri é o fato da lagoa ter seu nível elevado pela construção de um dique. Esse aspecto previne problemas de intrusão da cunha salina e favorece a infiltração induzida nas margens.

Vantagens e Desvantagens da F. M.

O sistema de FM pode ser de grande utilidade no sistema de abastecimento de água, de maneira geral diminui os custos de investimentos, de operação e de manutenção das ETAs. Trazendo benefícios à qualidade da água e à saúde, por remover contaminantes que outros sistemas de tratamento não removem. A seguir são apresentadas as principais vantagens e desvantagens:

Vantagens:

- Minimiza a quantidade de produtos químicos: na coagulação, possibilita reduzir as dosagens de coagulante e alcalinizante; na pré-oxidação/desinfecção, reduz as dosagens dos oxidantes/desinfetantes; no tratamento do lodo de ETAs, quando se utilizam coagulantes ou polímeros, a filtração em margem possibilita reduzir a dosagem desses produtos ao diminuir a quantidade de sólidos que chega à ETA;
- Menor custos de operação: menor quantidade de produtos químicos a ser utilizado, conseqüentemente, menor necessidade de preparação de soluções, também diminui o uso de eletricidade e de mão-de-obra;
- Em muitos casos pode ser o único tratamento, necessitando apenas a desinfecção final: dependendo do solo da região da captação da água filtrada em margem, não há necessidade de mais tratamento, pois a mesma poderá apresentar-se dentro dos padrões de potabilidade, como foi o caso da Lagoa do Peri, relatado neste capítulo;
- Nos casos em que há necessidade de tratamento, diminui os processos: após a filtração em margem o efluente encontra-se

pré-tratado, podendo ser aplicada a tecnologia da filtração direta; poderá evitar também o uso da adsorção (carvão ativado), da pré-oxidação, etc.

- Diminui a formação de subprodutos da oxidação quando da aplicação de oxidantes: como a carga de matéria orgânica diminui com a filtração em margem, conseqüentemente, diminui a formação de subprodutos;
- Menor risco à saúde humana: por eliminar previamente produtos prejudiciais a saúde humana. A FM pode remover a maiorias dos contaminantes, como agrotóxicos, microalgas, toxinas, metais pesados, fármacos, patogênicos, etc. O que não acontece nas ETAs que utilizam os chamados tratamentos de ciclo completo (ou convencionais).
- A filtração em margem evita a destruição de organismos aquáticos e peixes. Quando se capta água diretamente do manancial, as plantas aquáticas e os peixes são arrastados ou succionados e, em seguida, destruídos na passagem pelas bombas;
- Menor variação da temperatura da água. Se a água necessita ainda de tratamento, ela terá uma pequena variação de temperatura, facilitando a operação.

Desvantagens:

- os sistemas de filtração em margem não são definidos somente por eles mesmos. Um sistema pode ser uma mistura de água de filtração em margem e água subterrânea: se a água subterrânea não estiver contaminada, isto não passa a ser uma desvantagem;
- os locais escolhidos para a implantação da filtração em margem podem estar propensos a enchentes, podendo adulterar a água filtrada pela margem, principalmente quando a captação é através de galerias filtrantes (trincheiras) em cotas baixas.

Influência do Tipo de Material na Aplicação da Filtração em Margem

A litologia do aquífero, ou seja, a sua constituição geológica (porosidade/permeabilidade intergranular ou de fissuras) irá determinar a velocidade da água em seu meio, a qualidade da água, e sua qualidade como reservatório. Esta litologia é decorrente da sua origem geológica, que pode ser fluvial, lacustre, eólica, glacial e aluvial

(rochas sedimentares), vulcânica (rochas fraturadas) e metamórfica (rochas calcáreas), determinando os diferentes tipos de aquíferos. Quanto à porosidade, existem três tipos de aquíferos (Figura 5.14):

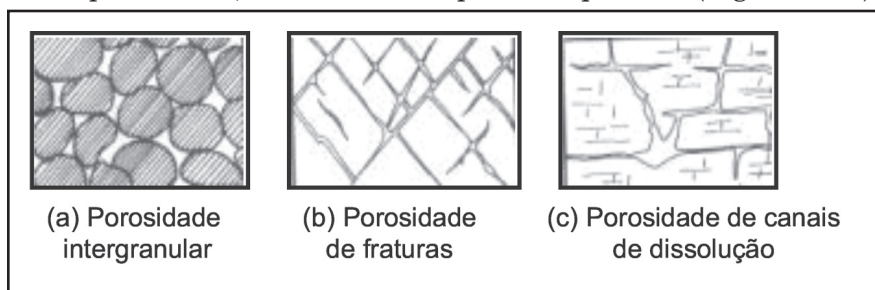


Figura 5.14 Tipos de aquífero quanto a porosidade.

Fonte: Pompeo dos Santos, 1977

Aquífero com porosidade intergranular - formado por rochas sedimentares consolidadas, sedimentos inconsolidados ou solos arenosos, onde a circulação da água se faz nos poros formados entre os grãos de areia, silte e argila de granulação variada. São os mais importantes aquíferos, por causa do grande volume de água que armazenam, e por sua ocorrência em grandes áreas. Ocorrem em bacias sedimentares e em todas as várzeas onde se acumulam sedimentos arenosos. Uma particularidade desse tipo de aquífero é sua porosidade quase sempre homogeneamente distribuída, permitindo que a água flua para qualquer direção, em função tão somente dos diferenciais de pressão hidrostática ali existente. Essa propriedade é conhecida como isotropia.

Aquífero com porosidade de fraturas - formado por rochas ígneas, metamórficas ou cristalinas, duras e maciças, onde a circulação da água se faz nas fraturas, fendas e falhas, abertas devido ao movimento tectônico. Ex.: basalto, granitos, gabros, filões de quartzo, etc. A capacidade destas rochas de acumularem água está relacionada à quantidade de fraturas, aberturas e intercomunicações, permitindo a infiltração e fluxo da água.

Poços perfurados nessas rochas fornecem poucos metros cúbicos de água por hora, sendo que a possibilidade de se ter um poço produtivo dependerá tão somente, desse poço interceptar fraturas capazes de conduzir a água. Nesses aquíferos a água só pode fluir onde houverem fraturas, que, quase sempre, tendem a ter orientações preferenciais.

São ditos, portanto aquíferos anisotrópicos. Um caso particular de aquífero fraturado é representado pelos derrames de rochas vulcânicas basálticas, das grandes bacias sedimentares brasileiras.

Aquífero com porosidade de canais - formado em rochas calcáreas ou carbonáticas, onde a circulação da água se faz nas fraturas e outras descontinuidades (diáclases) que resultaram da dissolução do carbonato pela água. Essas aberturas podem atingir grandes dimensões, o que cria, verdadeiros rios subterrâneos. São aquíferos heterogêneos, descontínuos, com águas duras, com fluxo em canais. As rochas são calcáreas, dolomitos e mármore.

A filtração em margem depende essencialmente das características do solo, tanto pela produtividade do sistema, como pelas características da água pretendida. As seguintes ações podem ocorrer durante a filtração em margem:

- Hidrodinâmica: advecção, dispersão e difusão;
- Mecânica: arraste de partículas nos espaços porosos;
- Biológica: degradação da matéria orgânica e mineralização de substâncias secundárias;
- Físico-química: adsorção, precipitação, complexação, oxiredução e troca iônica.

Os mecanismos dominantes no transporte de colóides em aquíferos são: advecção com o escoamento da água, dispersão, agregação e desagregação. Estes últimos são primeiramente relacionados com o tipo de solo e variabilidade da condutividade hidráulica (SOARES, 2005).

A remoção de vírus e protozoários como *Cryptosporidium* e *Giardia* ocorre por inativação e adsorção nos grãos do solo, e depende principalmente do tempo de percurso da água no solo, bem como da temperatura, pH e propriedades do solo. Solos contendo matéria orgânica, e solos argilosos, favorecem os mecanismos de adsorção e complexação, permitindo que a população bacteriana degrade compostos indesejáveis.

Segundo Donald *et.al.* (2002), para locação do sistema de filtração em margem, é importante levantar as seguintes informações sobre o tipo de solo:

- Condutividade hidráulica: é recomendável que o valor seja pelo menos de 1 a 2 m/d;
- Porosidade: quanto maior o tamanho dos grãos e o valor da porosidade maior será a porosidade específica ou vazão específica do

aquífero;

- **Análise granulométrica:** quanto maior o tamanho dos grãos maior será o tamanho dos poros;
- **Teor de matéria orgânica:** a presença de camadas ou bolsões de solo com matéria orgânica, pode conferir à água características indesejáveis como: cor, sabor e odor, presença de ferro, manganês, sulfetos e outros íons.

Essas informações devem ser buscadas através da realização de estudos envolvendo: sondagens, ensaios de permeabilidade, testes de bombeamento e ensaios laboratoriais para análise do material que forma o aquífero.

Aquíferos aluvionares devem ser preferidos. Esses aquíferos são relativamente fáceis de explorar porque são rasos e com alta produtividade. Um dos aspectos que afeta diretamente a produtividade é a porosidade efetiva ou vazão específica do aquífero, ou seja, a relação entre o volume de água drenável e volume total (água + solo). De acordo com Nascimento (2002) quanto menor a granulometria do solo e maior a presença de matéria orgânica, mais intensas são as forças capilares e tensão superficial, contrárias à gravidade, que impedem a completa drenagem da água. A Figura 5.15 mostra a relação entre a granulometria do material e a porosidade efetiva.

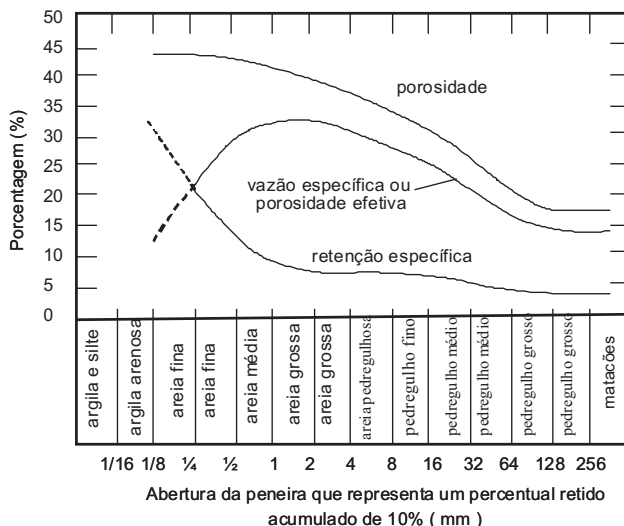


Figura 5.15 Variação da porosidade, vazão específica e retenção específica com a granulometria. Fonte: Pompeo dos Santos, 1977

Remoção de Contaminantes Através da Filtração em Margem

O grande crescimento da população e o rápido desenvolvimento agrícola e industrial têm ocasionado considerável aumento na concentração de contaminantes. Nas águas superficiais isso tem provocado muitos problemas, principalmente, no que diz respeito ao abastecimento de água para consumo humano. À medida que o país cresce e se desenvolve, o problema amplia-se em complexidade. As águas superficiais contêm muitos microrganismos patogênicos e substâncias tóxicas de origem química ou biológica. Quando ingeridas por longo tempo, podem causar muitas doenças. No entanto, a FM pode ser uma alternativa de remoção desses contaminantes das águas, podendo mesmo, em muitos casos, torná-las potável.

Esse procedimento vem sendo eficientemente utilizado na Europa, principalmente na Alemanha, quanto à remoção de materiais em suspensão, microrganismos e uma variedade de contaminantes químicos. O mesmo ocorre nos Estados Unidos, na remoção de protozoários patogênicos e enterovírus, e na Austrália, para remoção de cianobactérias e cianotoxinas. Dessa forma, pode-se indicar esse processo como um tratamento fortemente promissor. Para que um sistema de FM opere com eficiência, deve-se assegurar que o sistema seja corretamente projetado e operado. Deve-se também levar em consideração que estes contaminantes e sua concentração podem variar sazonalmente.

Mecanismo de Remoção

Durante a passagem pelo solo, os microrganismos podem ser removidos da fase aquosa por filtração, biodegradação, inativação, aderência aos grãos do aquífero (adsorção em combinação com a inativação), sedimentação e por diluição resultante da mistura com águas subterrâneas.

Os microrganismos patogênicos, os indicadores fecais, as cianobactérias e suas toxinas e outros contaminantes são removidos através do contato com os materiais do aquífero na filtração em margem. Esse processo de remoção se torna mais eficiente quando a velocidade da infiltração induzida é lenta e quando o aquífero é constituído de materiais granulares com interstícios abertos para a água contornar os grãos.

Nos aquíferos de poros granulares, a rota de fluxo é tortuosa, fornecendo uma ampla oportunidade para os organismos entrarem em contato e se aderirem à superfície do grão. Caso o desprendimento realmente ocorra, e normalmente ocorre em uma taxa muito lenta, os organismos normalmente permanecem presos aos grãos por longos períodos. Porém, mesmo que a taxa permaneça lenta, mas ocorrer pouco ou nenhum desprendimento dos grãos, o organismo se manterá inativo antes que ele possa entrar no poço e contaminar a água tratada. (SCHIJVEN et al., 2002).

De acordo com Todd (1967), a filtração mecânica conduz à remoção do material em suspensão, incluindo substâncias orgânicas hidrofóbicas adsorvidas ou sólidos suspensos. Na margem e no começo do caminho de fluxo da água infiltrada, as condições aeróbicas são freqüentemente encontradas e uma atividade microbiana relativamente alta pode conduzir a mineralização ou a transformação das substâncias orgânicas. Com isso, o conteúdo do carbono orgânico dissolvido diminui, e as substâncias orgânicas sintéticas também podem ser degradadas. Durante o transporte pelo subsolo, o conteúdo filtrado fica em contato com o material sólido do aquífero, podendo dar início à adsorção dos compostos orgânicos. O grau de adsorção varia dependendo da natureza dos compostos e o tipo de material sólido presente. Em geral, escoamentos de água longos, entre o manancial superficial e os poços de captação, aumentam a adsorção. Além disso, o processo de mistura (diluição) entre a água subterrânea e o infiltrado (água superficial) pode causar uma diminuição nas concentrações de poluentes e uma redução de picos dessas concentrações dependendo da qualidade da água subterrânea.

Variação de Temperatura e Remoção de Turbidez

Temperatura e turbidez são parâmetros de monitoramento de grande interesse. Em climas temperados, dependendo da estação, a temperatura da água de superfície pode variar desde -35°C até +33°C; entretanto, a temperatura da água subterrânea permanece relativamente inalterada (em torno de 15°C). Em Louisville, a temperatura da água de rio do Ohio variou de 2°C a 32°C entre o inverno e o verão durante 2 anos de monitoramento (WANG, 2002). Há casos em que a temperatura do poço coletor varia. Isto pode ocorrer devido ao bombeamento, a posição do ponto de monitoramento, a distância do rio ao poço, a

construção do poço e a outros fatores hidrogeológicos.

As variações na temperatura podem alterar o desempenho das ETAs. Assim como ocorre com as águas subterrâneas, o efluente da FM apresenta variações muito pequenas em sua temperatura.

Os dados encontrados no monitoramento da água do rio de Ohio perto de Louisville, Kentucky, mostram que a turbidez da água do rio variou entre 1,5 uT (1997) e 2,0 uT (1999), (WANG, 2002); entretanto, água filtrada encontrada no poço coletor de Louisville teve a turbidez em torno de 0,1 uT, esse valor é significativamente menor que o padrão atual dos Estados Unidos, que é de 0,5 uT e do Brasil, que é de 1,0 uT.

No monitoramento de um ano do poço experimental nas margens da Lagoa do Perí (Florianópolis, SC), verificou-se pouca variação da turbidez na água filtrada em margem, de 0,32 a 0,45 uT, sendo que na água bruta da lagoa a turbidez variou entre 4,0 e 8,5 uT.

Remoção de contaminantes inorgânicos

Estudos desenvolvidos pelo Centro Tecnológicos de Água (TZW), na Alemanha, mostram que os contaminantes inorgânicos podem ser removidos no processo de filtração em margem. Elementos como o ferro, manganês e diversos metais pesados são eliminados durante a passagem da água superficial pelo subsolo, geralmente através de processos de adsorção. Isso acontece quando o aquífero, onde a água superficial é infiltrada, apresenta condições aeróbias, a remoção é atingida por processos de troca iônica nas superfícies carregadas negativamente de minerais argilosos, óxidos de ferro amorfos e alumina, além da matéria orgânica sólida. Já em aquíferos anóxicos, a remoção de íons metálicos se dá por reações de precipitação com o sulfeto.

Sontheimer (1980) e Dillon P.J. et al (2002) encontraram percentuais de remoção de metais pesados, através da filtração em margem, no rio Reno, acima de 90% para o cromo e arsênio e maiores que 50% para o cádmio, o chumbo, o zinco, o cobre e o níquel. Resultados similares foram obtidos por Schmidt et. al (2003), os quais estão representados na Tabela 5.2. Pode-se perceber, através desse conjunto de dados da Tabela, que os percentuais de remoção dos metais variam, dependendo do elemento, de 0 a 94%.

Sabe-se que as interações com o solo produzem uma retenção considerável de metais pesados no subsolo. Esses metais podem ser removidos na filtração pelo solo por um longo período e não são

facilmente remobilizados, com uma exceção: caso as condições no aquífero se tornem anaeróbias, o ferro e o manganês passam por redução química e aparecem na água. Dessa forma, a sua eliminação necessitará de tratamentos posteriores. Entretanto, o cloro e o sulfato dificilmente são removidos durante a passagem subterrânea. Por sua vez, o fosfato pode ser removido nesta etapa do tratamento devido à sua precipitação na forma de fosfato de cálcio, ferro ou alumínio.

Tabela 5.2 Remoção de metais pesados através da filtração em margem no rio Reno

Metais Pesados	Água bruta do rio Reno (µg/L)	Água filtrada em margem (µg/L)	Porcentagem de remoção (%)
Zn	180	33	82
Cu	31,8	7,5	51
Pb	12,6	3,2	75
Ni	9,5	4,7	51
Cr	7,9	0,5	94
Sn	4,5	3,6	20
As	4,2	0,3	93
Cd	2,0	0,5	75
Se	1,8	1,6	11
Ag	0,5	0,5	0
Hg	0,3	0,2	33
Be	0,1	0,1	0

(fonte: Schmidt et al. (2003). Valores referentes ao período 1975 – 1978.

Remoção de contaminantes orgânicos

A matéria orgânica natural (MON) é uma mistura complexa de matéria orgânica dissolvida e particulada. Está presente em águas superficiais, incluindo ácidos húmicos, ácidos hidrofílicos, proteínas, lipídios, aminoácidos e hidrocarbonetos. A presença de MON nas águas superficiais é uma das maiores preocupações dos fornecedores de água potável, pois estes compostos contribuem para a produção de odores e a deterioração do sabor na água a ser distribuída. São os principais precursores de subprodutos da desinfecção e oxidação, como trialometanos (THMs) e ácidos haloacéticos (HAAs), que são substâncias potencialmente carcinogênicas.

A remoção dos contaminantes orgânicos, na FM, ocorre em torno da interface manancial – aquífero por processos físicos e bioquímicos. Ao passo que os processos biológicos, responsáveis pela sua eliminação, ocorrem, predominantemente, nos primeiros metros de infiltração. Por sua vez, a fração biodegradável da matéria orgânica pode ser degradada por bactérias, enquanto a fração refratária é removida por adsorção na fase sólida (MARMONIER et al, 1995).

As moléculas orgânicas polares, como os agentes complexantes e pesticidas, os produtos industriais como os sulfonatos aromáticos, compostos farmacêuticos e produtos de cuidado pessoal são as preocupações mais recentes. Entretanto, diversos estudos realizados na Alemanha demonstraram a eficiência da FM e infiltração artificial em relação à remoção de muitos compostos orgânicos. Com relação aos resíduos de pesticidas, as eficiências de remoção, através da infiltração artificial, podem variar entre 10% (atrazina) e 100% (lindano) dependendo das propriedades do composto, conforme pode-se constatar na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 Eficiências de remoção de resíduos de pesticidas através da recarga artificial de águas subterrâneas.
(Fonte: Schmidt C.K., et.al (2003).

Pesticidas	Eficiência de remoção (%)
Atrazina	12
Simazina	13
Isoproturan	20
Diuran	90
Terbutilazina	90
Clortoluran	100
Dicloroprop	100
Lindano	100
MCPA	100
Metabenziazura	100

De acordo com os estudos feitos no rio Reno, ficou comprovada a remoção de diferentes micropoluentes polares através de FM. Entretanto, alguns micropoluentes orgânicos móveis e persistentes mostram uma tendência de remoção menor. No entanto, esses compostos persistentes, encontrados na água FM, podem ser removidos quase que na sua totalidade através de outras etapas do tratamento, como, por exemplo, a ozonização ou filtração em carvão ativado. Estudos mais detalhados mostram que as concentrações de muitos micropoluentes orgânicos, presentes nos rios alemães, podem ser reduzidas ou até eliminadas durante a passagem subterrânea em meio aeróbio ou anaeróbio. Entretanto, a eliminação de certos compostos mostrou-se claramente dependente dos potenciais redox nas águas subterrâneas.

Devido às suas propriedades físico-químicas, os compostos industriais lipofílicos e os pesticidas, como o DDT e o heptacloro, são suficientemente reduzidos através de processos de adsorção em solos

inorgânicos e orgânicos. Segundo Schwarzerbach et al (1983), o processo de filtração em margem mostrou ser eficaz na remoção do composto orgânico 1,4-diclorobenzeno com um percentual maior que 90%.

Os produtos químicos e os pesticidas orgânicos sintéticos são de grande interesse no tratamento de água de superfície. Os rios que atravessam áreas agriculturáveis recebem grandes cargas dos pesticidas em escoamento superficial. Os picos da concentração de muitos destes produtos químicos coincidem freqüentemente com os picos do escoamento. A concentração dos pesticidas nas águas dos pequenos rios ou córregos, em áreas agriculturáveis, pode ser muito mais elevada do que as dos grandes rios que tiveram seu escoamento em terrenos com diversos tipos de solo, por exemplo, os rios de Illinois, de Platte e Cedar.

No caso da atrazina, usada no cultivo de milho, da soja e do feijão, Ray et al. (1998) observaram picos de concentrações perto de 12 µg/L no rio de Illinois, na cidade de Jacksonville, entre 1995 e 1996. No rio de Platte em Nebraska, Verstraeten et al. (1999), relatam picos de concentrações de atrazina de 13 e 26 µg/L durante os períodos de escoamento superficial entre 1995 e 1996. Essas concentrações são significativamente mais elevadas do que os níveis máximos permitidos pela portaria MS 518/2004, que é de 2 µg/L. Verstraeten et al (1999) também encontraram pesticidas na água de rio, incluindo a atrazina e dois outros metabólitos (derivados de dietilatrazina e deisopropilatrazina), o ácido sulfônico alaclor, metolaclor, a cianazina e o acetoclor. Wang e Squillace (1994) encontraram cargas elevadas de atrazina, simazina, cianazina, metolaclor, alaclor e propaclor no rio Cedar perto de Iowa, durante o escoamento superficial e observaram a infiltração desses pesticidas na água subterrânea.

Outro ponto de preocupação recente são as cianobactérias e as suas toxinas, que podem afetar a qualidade da água adversamente, durante uma floração de cianobactérias. Entretanto, a recarga artificial de águas subterrâneas e a filtração por margem têm resultado em uma remoção eficiente das células e toxinas de cianobactérias, exceto em casos extremos de eutrofização.

Remoção de contaminantes biológicos

As águas superficiais são freqüentemente contaminadas por microrganismos patogênicos (excretados por seres humanos, gados e diversos animais, domésticos e selvagens). Esta contaminação é ocasionada principalmente pelas descargas de esgoto e escoamentos de

estrumes de solo agrícola. Vale lembrar que na relação dos contaminantes biológicos das águas superficiais estão incluídos os protozoários, as bactérias e os vírus que aparecem em grande quantidade nessas situações.

A FM para remoção desses contaminantes é, a princípio, um sistema eficiente, pois durante a passagem pelo solo, a sua quantidade é reduzida por uma combinação de processos que incluem a adsorção ao material que compõe o aquífero e a inativação. Contudo, o processo de remoção se torna ainda mais eficiente quando a velocidade de percolação for lenta e o aquífero for composto por material granular com espaço suficiente ao redor dos grãos para que a água escoe e aumente o contato dos microrganismos com a superfície do grão. Assim, dada uma distância de percurso e tempo de retenção suficiente, os contaminantes biológicos poderão ser removidos e inativados a níveis aceitáveis à saúde pública.

Segundo pesquisadores alemães, a passagem subterrânea, sob condições ótimas, pode atingir uma remoção de 8 logs de vírus a uma distância de 30 metros em aproximadamente 25 dias. No entanto, esta eficiência poderá ser diminuída se forem utilizados menores percursos subterrâneos, uma alta heterogeneidade, matrizes grosseiras de solo, altos gradientes e, logo, altas velocidades (SCHMIDT et. al, 2003).

Schijven et al. (1999 e 2000), apresentam resultados de uma pesquisa realizada nos Países Baixos, onde foram feitos estudos de campo sobre a recarga em dunas e injeção em poços profundos. Nessa pesquisa, verificaram que ao passarem pelas dunas, as concentrações de ambos os bacteriófagos, MS-2 e PDR-1, foram reduzidas cerca de 3 logs nos primeiros 2,4 m e outros 5 logs, de um modo linear, nos seguintes 27 m. Já, os estudos em poços profundos mostram que nos primeiros 8 metros da passagem pelo aquífero, as concentrações dos bacteriófagos MS-2 e PDR-1 foram reduzidas em 6 logs e as concentrações de MS-2 foram reduzidas em 2 logs nos 30 m seguintes. Segundo os autores, verificou-se que o mesmo mecanismo de remoção pode servir para os vírus e as bactérias, considerando a alta remoção de bacteriófagos.

Em 5 meses de monitoramento em Louisville, Kentucky, Wang et al. (2001), relataram contagens de esporos, entre 3.000 e 15.000 unidades de colônias (ufc) por 1000 mL da amostra coletada no rio de Ohio, perto de uma instalação de FMR em Louisville. A contagem média de esporos era de 8700 ufc/100mL. As concentrações totais de coliformes no rio de Ohio variaram entre 9 e 33040 MPN/100mL para as amostras coletadas entre janeiro e julho de 2000, enquanto, que as contagens de placa

heterotróficas (HPC) nas amostras de água do rio variaram entre 10 e 8820 ufc/100mL.

Medema et. al. (2001), estudaram as concentrações de diversos protozoários, bactérias, e vírus na água do rio de Meuse, na Holanda, entre janeiro de 1998 e 1999, encontrando concentrações médias de *Giardia* e *Cryptosporidium* (quatro amostras) entre 95 e 140/L. Para os enterovírus e os reovírus a concentração encontrada foi de 0,9 e 13,5/L d'água.

Assim, para garantir uma remoção eficiente de organismos patogênicos, os fornecedores de água deverão projetar e construir as instalações de forma que o percurso da água no solo/subsolo tenha tempo de detenção longo.

Remoção de cianobactérias e cianotoxinas

A principal preocupação com o aumento da ocorrência de florações de cianobactérias em mananciais de abastecimento de água é a capacidade que esses microrganismos apresentam de produzir e liberar, para o meio líquido, toxinas (cianotoxinas) que podem afetar a saúde humana. No que diz respeito à remoção de cianotoxinas, a avaliação da FM é bastante recente. Com relação ao estudo da remoção de microalgas e cianobactérias, o método tem mostrado remoção efetiva, como pode ser constatado na experiência brasileira relatada neste capítulo, podendo eliminar 100% das células (SENS et al., 2005.).

Devido à obtenção de resultados positivos, com respeito à remoção de materiais retidos, pode-se afirmar que a FM é um método de remoção eficiente para evitar que a água bruta (pré-tratada) chegue contaminada com células cianobacteriais e com as toxinas dissolvidas à ETA e ao consumidor. Esta afirmativa é sustentada pelos resultados favoráveis encontrados nos estudos do PROSAB, Edital 4, os quais demonstraram bom desempenho em poços experimentais implantados às margens da Lagoa do Perí, Florianópolis-SC. A remoção das células e toxinas de cianobactérias foi também estudada em experimentos de filtração em coluna de areia (LAHTI et al., 1996; LAHTI et al., 1998; VAITOMAA, 1998).

A remoção das microcistinas foi avaliada usando colunas cheias de sedimentos retirados do fundo de lagos, de uma estação de abastecimento de água com FM de sedimentos glaciais retirados de um depósito do tipo esker (depósito de cascalho e areia). Estes estudos

mostraram uma remoção alta das células de cianobactérias. A remoção da biomassa de cianobactérias foi de 98 a 99%, porém a das microcistinas não foi tão eficiente quanto a remoção das células de cianobactérias (biomassa). Os experimentos de coluna também mostraram que a remoção das hepatotoxinas foi maior nos sedimentos do fundo de lagos do que nas colunas com o material retirado do depósito do tipo esker.

Nestes experimentos, a biodegradação foi estimada como sendo responsável por 50 a 70% da remoção total de hepatotoxinas (LAHTI et al., 1998; VAITOMAA, 1998). Nesse processo de filtração, foi sugerido que a remoção de microcistinas chegasse ao resultado de adsorção e biodegradação (LAHTI et al., 1996, citados por CHORUS, 1999). A apresentação relativa dos dois processos tem lugar específico dependendo das características naturais do solo e das atividades microbianas. Na utilização do processo de FM, deve-se ter muito cuidado com a capacidade de adsorção do solo, pois, ao sobrecarregar o potencial de adsorção, o excedente de toxinas deve chegar ao poço coletor.

Na Finlândia, os dados das estações que usam a recarga artificial de água subterrânea mostraram que as células de cianobactérias e suas toxinas não são geralmente encontradas em água filtrada, mesmo durante a floração de cianobactérias e microalgas na água bruta (LAHTI et al., 1993; HULT et al., 1997; LAHTI et al., 1998). Entretanto, Lahti et al. (1998) mostraram que embora a maior parte das cianobactérias e das microcistinas fossem removidas durante a filtração em margem, traços de microcistinas ($<0,1\mu\text{g/L}$) e células isoladas de cianobactérias foram encontrados na água filtrada, mesmo depois de a água percorrer uma distância de 100 m na subsuperfície. Dessa feita, as condições anaeróbias parecem favorecer a persistência das microcistinas na água. Porém, esses estudos, feitos em laboratório por Lathi et al (1998), deduziram que a filtração em margem foi altamente promissora para remoção de toxina, e pode aumentar a capacidade observada na filtração lenta para remoção de células de microalgas e cianotoxinas.

Para comprovar suas teses, Lathi et al (1998) estudaram a remoção de microcistinas durante o experimento em coluna e em campo. Pares de 0,25 m de comprimento de coluna foram empacotadas com sedimentos húmicos da superfície de um esker e com areia e cascalho em baixo, e água contendo 30 a 60 $\mu\text{g/L}$ de microcistinas era passada através da coluna por 9 a 14 dias com tempo de detenção de 5 a 6 horas. O nível de microcistinas decaiu mais na coluna com sedimento de esker (98 a 99,9% de remoção) e menos no subsolo grosseiro (30 a 90% de

remoção). Esta diferença foi devido à presença de organismos capazes de degradar as microcistinas através da exposição anterior do sedimento esker para água contendo toxina na margem do lago Uihнусjärvi, na Finlândia. Comparando massas de toxinas na entrada e saída da coluna e retida por adsorção, sugeriram que o principal processo responsável pela redução das microcistinas fora a degradação. Os estudos mostraram que a bactéria isolada capaz de degradar as microcistinas tem sido praticamente aeróbia.

Outros estudos de processos de adsorção e biodegradação associados com a remoção na FM de uma hepatotoxina de cianobactérias, microcistina LR, relatados por Miller (2000), mostram o potencial da filtração em margem para a segurança de sistemas abastecimento de água.

Estudos recentes (2004 - 2006), feitos no Brasil por pesquisadores da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), mostraram que é possível remover 100% das células de cianobactérias, sendo a de maior densidade a espécie *Cylindrospermopsis raciborskii*, e sua toxina, a saxitonina e suas variantes, pelo processo de FM. Os estudos foram realizados nas margens de um lago, chamado de Lagoa do Peri (Florianópolis-SC), com uma distância de 20 m da margem até o poço principal, o qual captava água a 12 m de profundidade, resultando num tempo de detenção de aproximadamente 14 dias através de um solo/subsolo arenoso. Os resultados associados ao estudo citado estão descritos a seguir.

Experiência Brasileira e do Prosab na remoção de cianobactérias e cianotoxinas através da filtração em margem

Um dos problemas enfrentados atualmente por algumas Estações de Tratamento de Água, é a ocorrência de florações de cianobactérias em seus mananciais. Dependendo das espécies envolvidas, comprometem seriamente a qualidade da água produzida, em função da capacidade dessas cianobactérias produzirem toxinas (cianotoxinas), que podem ser liberadas ainda no manancial, ou mesmo através da lise celular em alguns processos de tratamento utilizados. Afetam também a duração da carreira de filtração, tornando-as mais curtas.

Nesse caso, temos como exemplo, o que ocorre na Estação de Tratamento de Água da Companhia Catarinense de Águas e Saneamento – CASAN, que abastece a costa leste e sul da Ilha de Santa Catarina, na

cidade de Florianópolis. O manancial onde é feita a captação, a lagoa do Peri, apresenta dominância de cianobactérias, com destaque para *Cylindrospermopsis raciborskii* (Figura 5.16) pela sua frequência e abundância. Há registros da presença destes organismos da ordem de 10^6 células /mL, assim como 5,4 µg/L de equivalentes de saxitoxinas nas águas da lagoa do Peri (MONDARDO, 2004, SENS et al., 2005).

A *Cylindrospermopsis raciborskii* possui elevada capacidade de adaptação e vantagem competitiva, o que possibilita a sua rápida expansão em diferentes zonas do globo terrestre (PADISÁK, 1997, SANT'ANNA & AZEVEDO, 2000). Sua elevada competitividade em ambientes eutrofizados, aliada à sua capacidade de formar florações e produzir toxinas, fazem desta espécie uma das cianobactérias mais estudadas tanto do ponto de vista ecológico como de saúde pública.

Duas das toxinas produzidas pela *Cylindrospermopsis raciborskii* são a cilindrospermopsina, um alcalóide que age no fígado e rins (OHTANI et al., 1992, Lagos et al., 1999) e as saxitoxinas, que agem no sistema neuromuscular (LAGOS et al., 1999). Dessa forma, observa-se que as florações e a produção de toxinas comprometem a qualidade da água para abastecimento, as quais podem causar doenças crônicas se ingeridas por longo tempo, aumentando consideravelmente os seus custos de tratamento (CARMICHAEL, 1996, CODD, 2000).

A elevada densidade de fitoplâncton na lagoa do Peri ficou bastante evidenciada com as dificuldades operacionais enfrentadas pela ETA, que utiliza como tecnologia de tratamento a filtração direta descendente. Os problemas estão relacionados, principalmente, com a curta duração das carreiras de filtração, o aumento do consumo de água tratada para lavagem dos filtros e as dificuldades de tratar os efluentes, devido ao grande volume diário proporcionado pelas freqüentes lavagens dos filtros.

Diante disso surgiu a idéia de utilizar FM como pré-tratamento, para adequar a água proveniente de manancial com elevada densidade de cianobactérias e presença de saxitoxinas, à filtração direta ou aos chamados processos de ciclo completo de tratamento de água. Para isso, foram construídos poços de captação nas margens da lagoa do Peri, aumentando artificialmente o gradiente hidráulico e induzindo a infiltração da água no sentido do manancial para os poços através do solo.

Os estudos foram desenvolvidos no campo experimental da lagoa do Peri, onde foram construídos poços de captação nas margens daquele manancial, e uma estrutura laboratorial (LALP – Laboratório de Águas

da Lagoa do Peri) contendo instalação piloto de filtração direta, localizada junto a Estação de Tratamento de Água da CASAN (Figuras 5.17 e 5.18).

Como se pode constatar na Figura 5.16 a espécie de *Cylindrospermopsis raciborskii* encontrada nas amostras apresenta heterocitos (a), que dão à espécie a capacidade de fixar nitrogênio. É considerada espécie chave no ambiente, pois fixa o nitrogênio atmosférico que é incorporado à sua biomassa, e por reciclagem, transferido à coluna de água. A espécie tem aerótopos (b) em seu conteúdo celular, que dão a ela condições de flutuabilidade. É adaptada a condição de baixa luminosidade na coluna de água, o que permite sua adaptação na Lagoa do Peri (c), que é uma lagoa profunda e com zona eufótica relativamente pequena (LAUDARES-SILVA, 1999).

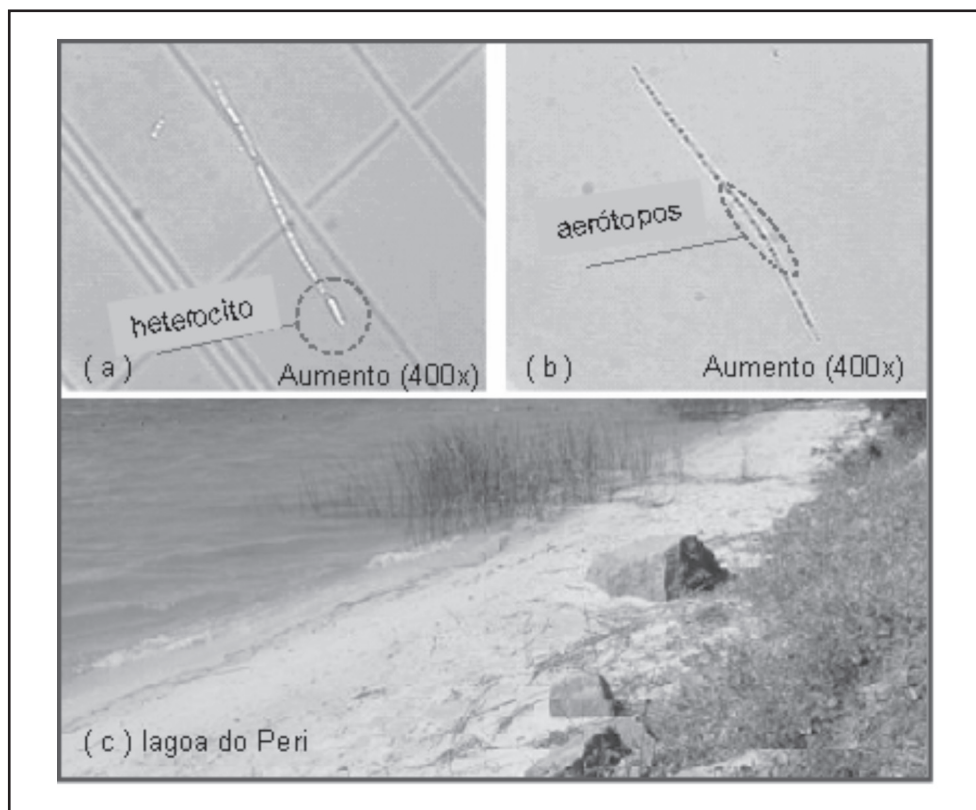


Figura 5.16 Fotos da espécie *Cylindrospermopsis raciborskii* (a) e (b), e a da lagoa do Peri (c). Fonte: Mondardo, 2004.

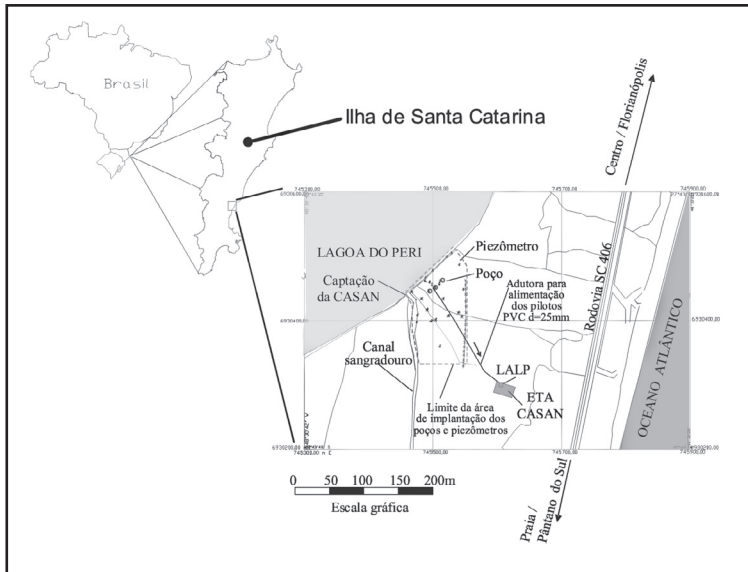


Figura 5.17 Localização geográfica do campo experimental.

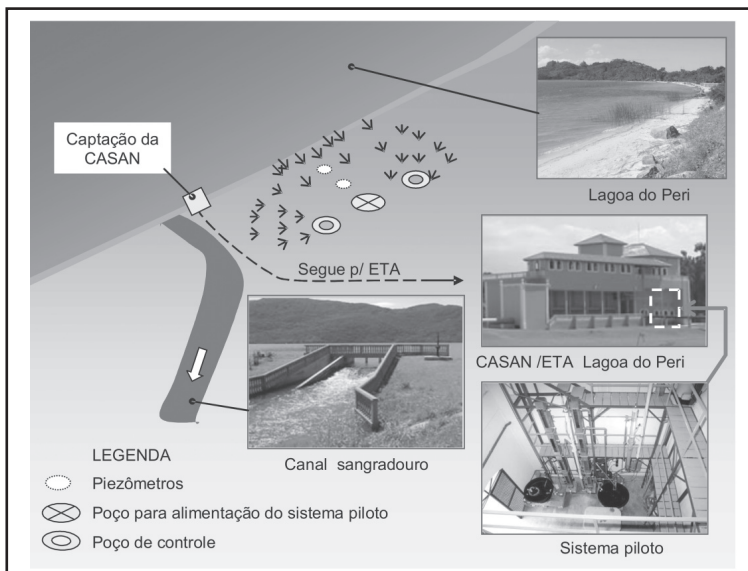


Figura 5.18 - Esquema da estrutura utilizada na realização da pesquisa

Para os estudos sobre filtração em margem foi construído um sistema piloto na margem da lagoa do Peri, Figuras 5.18 e 5.19, com o objetivo de avaliar o potencial de remoção de cianobactérias e saxitoxinas. A seguir, são descritos os parâmetros utilizados para implantação desse

sistema. Inicialmente foram levantadas as seguintes informações sobre o local e o sistema a ser construído: localização geográfica (carta topográfica do IBGE – Escala 1:50000), fotografias; distância da lagoa até o mar; tipo de solo (sondagens realizadas para a construção da captação da ETA); vazão a ser extraída (em função da vazão de alimentação do sistema piloto de filtração direta).

As informações obtidas foram enviadas para o Professor Thomas Grischek, Ph. D (Institute for Water Chemistry - Dresden University of Technology - Dresden, Germany) e seu orientando, aluno de graduação do curso de Engenharia Civil da Universidade de Tecnologia de Dresden, Jörg Mielitz, com os quais foi estabelecido uma relação de cooperação, culminando posteriormente com a vinda para o Brasil, por um período de seis meses, do Sr. Jörg Mielitz, para o desenvolvimento da pesquisa e de seu Trabalho de Conclusão de Curso.

Com base nas orientações iniciais do Prof. Thomas Grischek o poço foi construído a uma distância de 20 m da margem da lagoa do Peri, conforme mostra esquematicamente a Figura 5.18. O poço foi aberto com diâmetro de 100 mm e profundidade inicial de 6 m. Posteriormente, em função da qualidade da água, com muita cor e odor, atribuída a bolsões de solo contendo matéria orgânica nos primeiros 4 m de profundidade, o poço foi reaberto até atingir 12 m. O revestimento foi feito com tubo de PVC de diâmetro 75 mm, com filtro (ranhuras) apenas nos últimos 4m, envolvido com Bidin, conforme ilustra a Figura 5.19.

Também foram construídos poços de proteção em cada lado do poço principal, distantes 20 m da lagoa, e dois piezômetros entre a lagoa e o poço principal (Figura 5.18). Os poços de proteção foram previstos para assegurar que a água bombeada do poço principal fosse oriunda, preferencialmente, de infiltrações recentes através das margens da lagoa. Para viabilizar esses procedimentos, também foram instaladas bombas nesses poços. Avaliações posteriores sobre o escoamento do lençol freático na área de estudo, mostraram que os poços de proteção não precisariam ser utilizados, em função da vazão extraída do poço principal.

Com base em sondagens posteriores, análises granulométricas do solo, testes de infiltração e ensaios de bombeamento, foram tiradas as seguintes informações: O solo é formado basicamente por sedimentos marinhos. A partir da superfície até 1 metro de profundidade encontra-se uma camada de areia mais escura, resultado da mistura com matéria orgânica vegetal decomposta. Entre 1 e 4 metro predomina areia fina

clara, com ocorrência de bolsões de matéria orgânica misturada. Ente 4 e 18 m predomina areia fina branca (tamanho efetivo 0,1 a 0,14 mm), com uma fração argilosa menor que 1%. De 18 a 23 m ocorre uma camada argilosa. Foi considerado com altura da camada saturada do aquífero $D = 18\text{m}$; porosidade efetiva $n_e = 0,20$; distância do poço principal até a margem $L = 20\text{m}$; vazão bombeada $Q = 24\text{ m}^3/\text{d}$; condutividade hidráulica $K = 9\text{ m/d}$; rebaixamento do lençol medido dentro do poço $s = 0,60\text{ m}$ (após 48h de bombeamento $t = 2\text{ d}$).

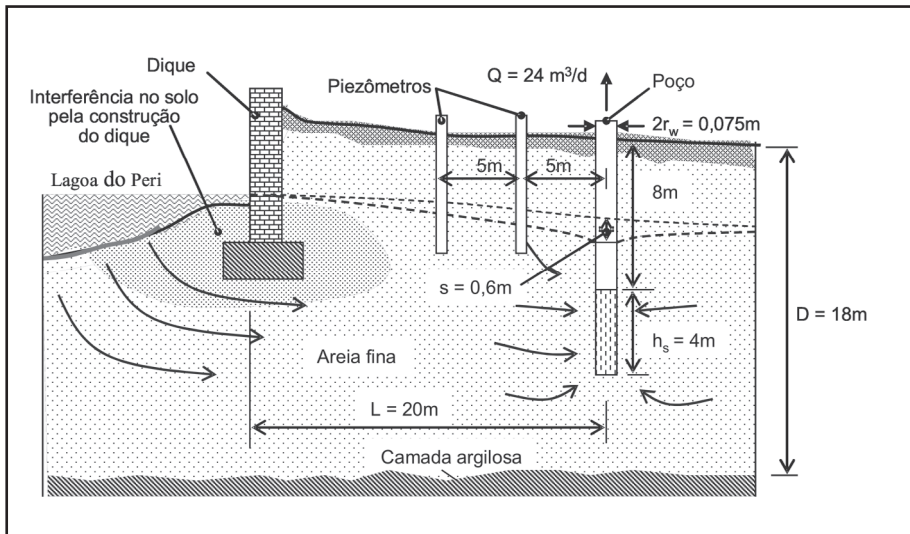


Figura 5.19 Corte esquemático do sistema piloto de filtração em margem na lagoa do Peri

Foram construídos doze piezômetros na área experimental, com o objetivo de identificar o comportamento do escoamento das águas subterrâneas na região próxima do poço de captação. As principais características dos piezômetros são: material – Tubos de PVC diâmetro 40mm, com 6m de comprimento, ranhurados e revestidos com manta Bidin em toda sua extensão.

A Figura 5.20 mostra o resultado de uma avaliação sem bombeamento, ou seja, o comportamento natural. Observa-se que água se infiltra através das margens da lagoa indo na direção do poço de captação. Após passar pela região do poço, a água flui em direção ao canal sangradouro. O observado indica que a água subterrânea próximo da margem é oriunda de infiltrações a partir da lagoa. Nesse caso em

particular, a elevação do nível natural da água na lagoa, devido a construção de um dique (Figura 5.19), induz a infiltração. Para realização desse estudo também foram medidos os níveis da água na lagoa e no canal sangradouro.

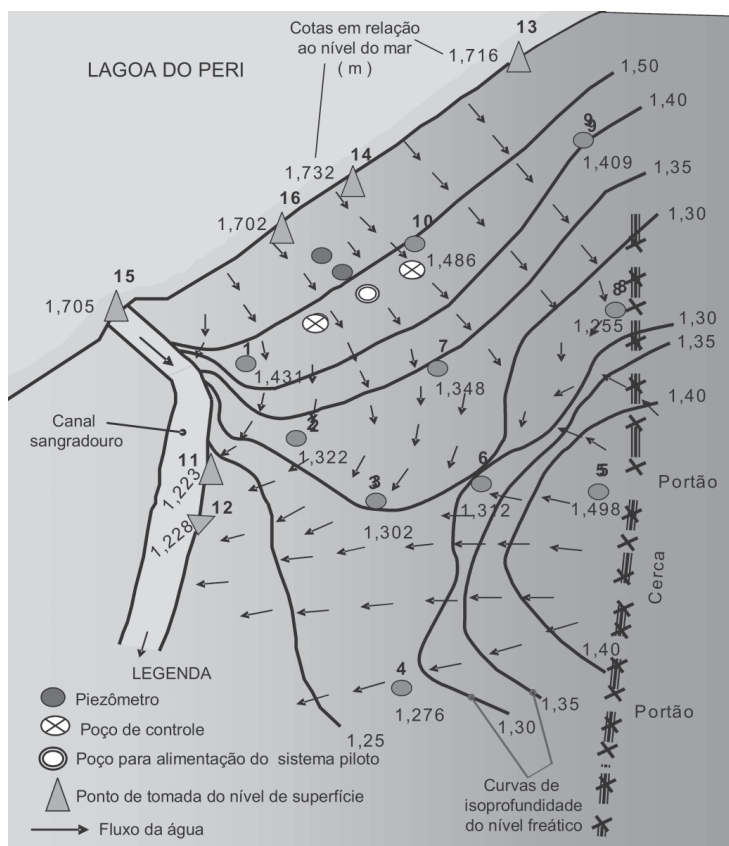


Figura 5.20 Esquema do escoamento da água no lençol freático.

Logo após da alocação dos poços, foram realizados os ensaios de filtração no sistema piloto, com água previamente filtrada em margem ou não. O sistema piloto utilizado e os demais procedimentos metodológicos estão descritos a seguir. A unidade de FM é composta por um poço de captação, cuja localização está indicada nas Figuras 5.18 e 5.20. Bombas centrífugas foram ligadas continuamente, levando água filtrada através da margem da lagoa do Peri até a unidade piloto de filtração direta. Na unidade de FD utilizou-se uma água de estudo,

preparada com 15% da água da lagoa do Peri e 85% da água filtrada em margem. Este critério teve dois motivos: a Portaria MS 518/2004 em seu artigo 12 estabelece em uma unidade o valor máximo permissível da turbidez da água pós-filtração direta. Recomenda no §2º que a turbidez da água filtrada não exceda 0,5 uT em 95% do tempo.

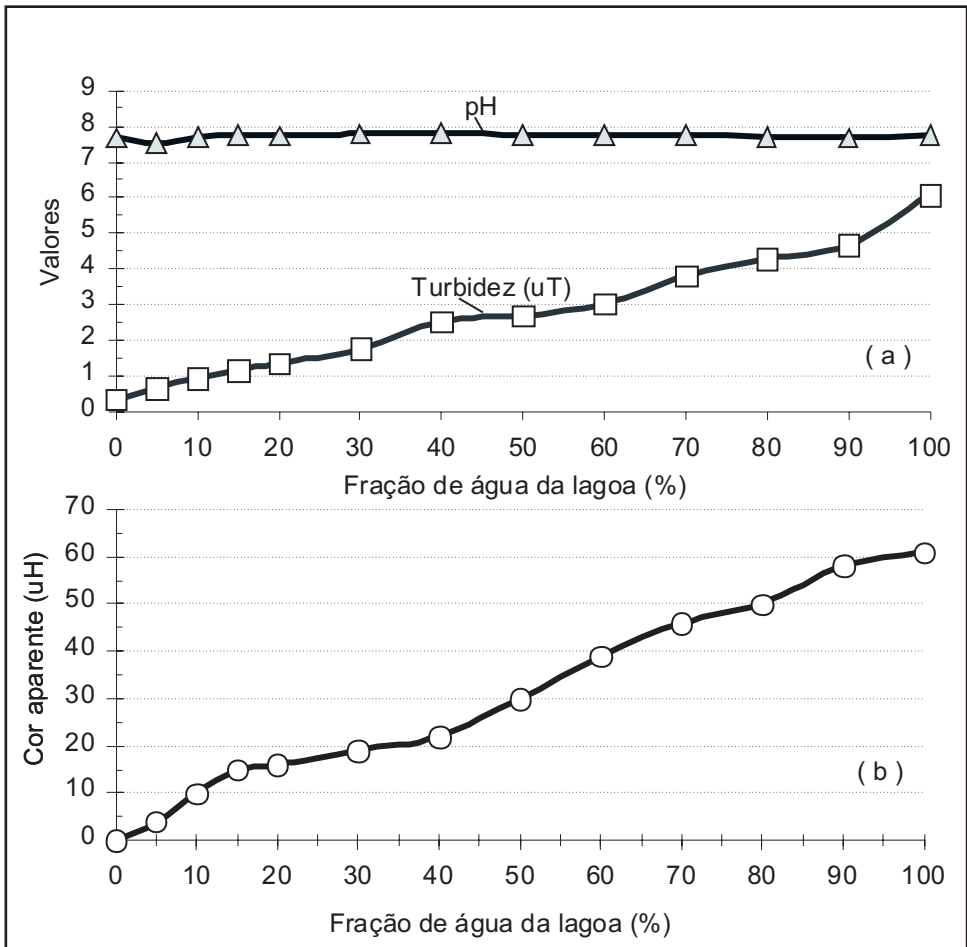


Figura 5.21 Cor aparente, turbidez e pH da mistura das águas da lagoa do Peri e da água filtrada em margem (poço).

A adoção de uma proporção de mistura menor implicaria em uma água de estudo com turbidez inferior a 1, conforme mostra a Figura 5.21, dificultando aplicar e avaliar o tratamento. Por outro lado, considerando a quantidade elevada de fitoplâncton na lagoa do Peri, cerca de $1,4 \times 10^6$ céls./mL, considerando o propósito da filtração em margem de viabilizar a continuidade do tratamento por filtração direta, optou-se por não exceder a proporção de mistura da água da lagoa em 15%. Sendo assim a água de estudo (E) adotada foi: $E = 15\% B + 85\% FM$, sendo B a água bruta e FM a água filtrada em margem.

A Tabela 5.4 mostra a caracterização inicial das águas da lagoa do Peri, do poço (filtrada em margem), e da água de estudo. As Tabelas 5.5 e 5.6 mostram a contagem e identificação de fitoplâncton nas águas da lagoa do Peri e de estudo, respectivamente, onde a *Cylindrospermopsis raciborskii* mostrou ser a espécie dominante.

Tabela 5.4 Características das águas do poço e da lagoa durante a definição da proporção de mistura para a água de estudo.

Parâmetro	TIPO DE ÁGUA		
	Lagoa do Peri B	Filtrada em margem FM	Água de estudo E
Turbidez (uT)	6,06	0,33	1,16
Cor aparente (uH)	61	ND	15
Ph	7,75	7,67	7,74
Fitoplâncton total (células/mL)	$1,4 \times 10^6$	A	$8,1 \times 10^5$

A = ausente. E = água de estudo = (15% Filtrada em margem + 85% lagoa do Peri)

A avaliação qualitativa e quantitativa do fitoplâncton, no manancial, como pode ser observado na Tabela 5.7, indicou predominância de cianobactérias, aproximadamente 99% do total de células /mL nas amostras de água bruta. Também foi detectada uma elevada densidade da espécie *Cylindrospermopsis raciborskii*, apresentando valor médio entorno de 10^6 células /mL. Isso é bastante preocupante pois, conforme o relato de Sens *et al* (2005), a espécie *Cylindrospermopsis raciborskii* encontrada nas águas da Lagoa do Peri é potencialmente produtora de toxina.

Observa-se que nas amostras de água filtrada em margem não foi detectado a presença de fitoplâncton, porém nas de água de estudo foram encontrados, sendo a espécie *Cylindrospermopsis raciborskii* a predominante. Esta espécie apresentou uma variação de número de células de $2,5 \times 10^4$ a $6,8 \times 10^5$ células /mL, enquanto que na água bruta a variação foi de $9,4 \times 10^5$ a $1,4 \times 10^6$ células /mL.

Tabela 5.5 Contagem e identificação de fitoplâncton na água da lagoa do Peri.

Data: 02/08/2005	Indivíduos/mL	Células/mL
CIANOBACTÉRIAS		
<i>Cylindrospermopsis raciborskii</i>	5,78x10 ⁴	8,7X10 ⁵
<i>C. raciborskii</i> (3 células)	1,74x10 ⁵	5,2X10 ⁵
<i>Planktolyngbya</i> sp	1,3x10 ³	3,0X10 ⁴
<i>Pseudanabaena galeata</i>	3,5x10 ²	5,4X10 ³
Total de cianobactérias	2,34x10 ⁵	1,4X10 ⁶
DIATOMÁCEAS		
Diatomáceas penadas	1,2X10 ²	1,2X10 ²
CLORÓFITAS		
<i>Actinastrum aciculare</i>	5,9X10 ²	4,2X10 ³
<i>Chlamydomonas</i> sp	1,3X10 ³	1,3X10 ³
<i>Chlorella</i> sp	3,1X10 ³	3,1X10 ³
<i>Cosmarium</i> sp	2,4X10 ²	2,4X10 ²
<i>Monoraphidium irregulare</i>	2,4X10 ³	2,5X10 ³
<i>Monoraphidium komarkovae</i>	1,2X10 ²	1,2X10 ²
<i>Scenedesmus spinosus</i>	2,4X10 ²	9,5X10 ²
<i>Staurastrum</i> sp	2,4X10 ²	2,4X10 ²
<i>Tetraedron caudatum</i>	1,2X10 ²	1,2X10 ²
Outras células de clorófitas	1,4X10 ³	1,4X10 ³
Total de outros grupos	1,0X10 ⁴	1,4X10 ⁴
TOTAL	2,4X10⁵	1,4X10⁶

Tabela 5.6 Contagem e identificação de fitoplâncton na água de estudo

Data: 02/08/2005	Indivíduos/mL	Células/mL
CIANOBACTÉRIAS		
<i>Cylindrospermopsis raciborskii</i>	4,3x10 ⁴	6,5X10 ⁵
<i>C. raciborskii</i> (3 células)	8,9x10 ³	2,7X10 ⁴
<i>Planktolyngbya</i> sp	1,1x10 ³	2,5X10 ⁴
<i>Pseudanabaena galeata</i>	2,4x10 ²	3,6X10 ³
<i>Limnothrix planktonica</i>	7,4x10 ³	9,6x10 ⁴
<i>Limnothrix planctônica</i> (3 céls)	1,4x10 ³	4,3x10 ³
Total de cianobactérias	6,3x10 ⁴	8,1X10 ⁵
DIATOMÁCEAS		
<i>Fragilaria</i> sp	1,2X10 ²	1,2X10 ²
CLORÓFITAS		
<i>Actinastrum aciculare</i>	2,4X10 ²	1,7X10 ³
<i>Chlamydomonas</i> sp	2,4X10 ²	2,4X10 ³
<i>Chlorella</i> sp	1,3X10 ³	1,3X10 ³
<i>Monoraphidium irregulare</i>	7,1X10 ²	7,1X10 ²
<i>Monoraphidium arcuatum</i>	1,2X10 ²	1,2X10 ³
<i>Nephroclamyx subsolitaria</i>	1,2X10 ²	1,2X10 ²
<i>Staurastrum</i> sp	3,6X10 ²	3,6X10 ²
<i>Tetraedron caudatum</i>	1,2X10 ²	1,2X10 ²
Outras células de clorófitas	1,5X10 ³	1,5X10 ³
Total de outros grupos	4,9X10 ³	6,3X10 ³
TOTAL	6,7X10⁴	8,1X10⁵

Água de estudo = (15% Filtrada em margem + 85% lagoa do Peri)

Tabela 5.7 Característica da água bruta, filtrada em margem e de estudo.

Tipo de água	Junho 05		Julho 05		Agosto 05		Setembro 05			Outubro 05		
	B	FM	B	FM	B	FM	B	FM	E	B	FM	E
Parâmetros												
Temperatura (°C)	18	18,6	19	23	22,5	23	20,1	20,4	19,9	22,9	23,2	22,9
Ph	7,30	8,07	6,79	7,88	7,16	7,52	7,6	7,88	7,92	7,66	8,07	8,14
Turbidez (uT)	7,09	0,32	6,37	0,33	6,94	0,45	5,45	0,41	1,61	5,48	0,39	0,98
Cor Verdadeira (uH)	ND	ND	8	2	8	6	15	8	8	7	2	3
Cor aparente (uH)	71	ND	90	8	80	13	82	14	31	67	3	5
Condutividade (µS/cm)	72	240	66	224	71,4	216	70	216	188	56	234	226
Cloretos (mgCl ⁻ /L)	17,4	21	18,6	18,1	17,5	16,8	15,9	16,1	16	16,2	16,4	16,4
Dureza total (mgCaCO ₃ /L)	11,1	85	10,5	89	10	80	9,0	78,8	64	11,9	92	81
Alcalinidade (mgCaCO ₃ /L)	8,5	82	8,9	93	7,0	96	6,4	79,6	60,4	7,4	94	89
STD (mg/L)	36	120	33	112	50	151	35	108	94	28	117	113
Ortofosfato (mgPO ₄ ⁻³ /L)	0,04	0,43	0,01	0,38	0,02	0,64	0,02	0,38	0,06	0,32	0,50	0,52
Namoniacal (mgNH ₃ -N/L)	ND	1,68	ND	1,64	ND	2,3	ND	2,0	1,85	ND	1,9	2,01
Nitrato (mgNO ₃ -N/L)	1,3	1,7	1,9	1,8	1,2	ND	2,0		1,3	1,3	2,3	1
OD (mg/L)	7,7	2,9	8,0	2,8	6,8	2,1	7,0	2,9	3,5	7,3	2,5	2,2
Data	Junho		Julho		Agosto		Setembro			Outubro		
	B	FM	B	FM	B	FM	B	FM	E	B	FM	E
Fitoplâncton Total (cél./mL)	1,65x10 ⁶ A		1,44x10 ⁶ A		1,65x10 ⁶ A		1,81x10 ⁶ A	8,14x10 ⁵		1,07x10 ⁶ A	3,4x10 ⁴	
Cianobactérias (cél./mL)	1,64x10 ⁶ A		1,42x10 ⁶ A		1,64x10 ⁶ A		1,50x10 ⁶ A	8,07x10 ⁵		1,04x10 ⁶ A	3,4x10 ⁴	
<i>Cylindrospermopsis raciborskii</i>	1,07x10 ⁶ A		1,39x10 ⁶ A		1,06x10 ⁶ A		1,33x10 ⁶ A	6,79x10 ⁵		9,43x10 ⁵ A	2,5x10 ⁴	

B = água bruta da Lagoa do Peri; FM= água filtrada em Margem; E água de estudo (15% lagoa + 85% FM) e A = ausente.

Na tabela 5.8 estão apresentados os valores de saxitoxinas encontrados nas águas bruta, filtrada em margem e na água de estudo no período de investigação experimental.

Tabela 5.8 Valores de saxitoxinas encontrados nas águas bruta, filtrada em margem e na água de estudo

Amostras	Junho 05		Julho 05					
	B dissolv.	B intra	B dissolv.	B intra	B intra			
Toxinas µg/L								
Saxitoxina	ND	ND	ND	ND	ND			
Neosaxitoxina	ND	0.12	4.1	0.04	ND			
GTX4	ND	9.72	ND	2.14	ND			
GTX1	ND	ND	ND	ND	ND			
GTX3	ND	0.24	ND	0.05	ND			
GTX2	ND	0.38	ND	0.08	ND			
EqSTX		7.49	3.8	1.7				
ND = não detectado								
Amostras	Agosto 05			Setembro 05				
	B dissolv.	B intra	FM dissolv.	B dissolv.	B intra	FM dissolv.	E dissolv.	E Intra
Toxinas µg/L								
Saxitoxina	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Neosaxitoxina	ND	0.04	ND	ND	0.07	ND	ND	ND
GTX4	ND	10	ND	ND	2.46	ND	ND	1.29
GTX1	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
GTX3	ND	0.18	ND	ND	0.5	ND	ND	0.01
GTX2	ND	0.21	ND	ND	0.03	ND	ND	0.01
EqSTX		7.54			2.18			0.96
ND = não detectado								

Como pode ser visto na Tabela 5.8, foram detectadas concentrações de equivalentes de saxitoxina intracelular que variam de 1,7 a 7,49 μL para todas as amostras de água bruta da Lagoa do Peri, onde foi detectado uma elevada densidade de *Cylindrospermopsis raciborskii*, variando de $9,4 \times 10^5$ a $1,4 \times 10^6$ células/mL. Yunes *et al.* (2003), relatam a ocorrência de saxitoxinas intracelular em concentração de 0,01 μL , em amostras coletada no reservatório de Taiapuêba (SP). Nestas amostras foi detectada a presença de *Cylindrospermopsis sp* em concentração de 5400 filamentos/mL.

Também foi encontrado valor de 3,8 $\mu\text{g/L}$ de equivalentes de saxitoxina dissolvida na amostra de água bruta do mês de julho/2005, em nível superior ao de equivalentes de saxitoxina intracelular (0,04 m/L). Esse fato provavelmente ocorreu devido ao lise celular. Contudo, a concentração de equivalentes de saxitoxina intracelular detectada na água de estudo (15% Lagoa do Peri e 85% FM) foi relativamente baixa, apresentando valor de 0,96 $\mu\text{g/L}$. Para as amostras de água filtrada em margem nada foi detectado. Após a caracterização da água de estudo foram realizadas ensaios em jarreste, utilizando filtros de areia de laboratório (FLA) para simular a filtração direta, e carreiras de filtração utilizando o sistema piloto mostrado na Figura 5.22. O leitor pode encontrar informações sobre os fundamentos da filtração direta no Capítulo 7 desta publicação e especialmente em Di Bernardo *et al.* (2003).

Os ensaios cujos resultados são apresentados a seguir foram conduzidos alternadamente com e sem a filtração em margem. Os ensaios (carreira de filtração) eram encerrados quando a perda de carga no meio filtrante atingia 2 metros, medida por piezômetros, cujas tomadas foram instaladas em diferentes profundidades ao longo do filtro e na câmara de carga do mesmo. A tabela 5.9 mostra características granulométricas dos filtros de escoamento ascendente e descendente utilizados.

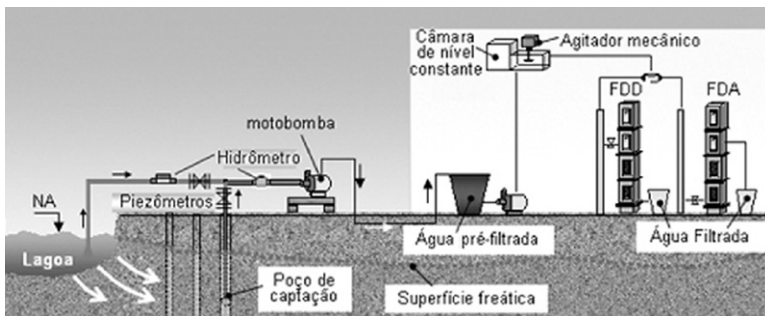


Figura 5.22 Esquema perfil da filtração em margem seguida de filtração direta (ascendente e descendente).

Tabela 5.9 Composição granulométrica dos filtros utilizados.

FILTRO ASCENDENTE					
Areia			Camada Suporte		
Subcamadas	Diâmetro (mm)	Espessura (cm)	Subcamadas	Diâmetro (mm)	Espessura (cm)
Topo	0,59 a 0,83	26	Topo	12,7 a 19,0	7
3ª	0,83 a 1,19	40	5ª	3,2 a 9,50	7
2ª	1,19 a 1,68	54	4ª	3,2 a 2,40	10
Base	1,68 a 2,30	60	3ª	3,2 a 6,4	7
Espessura total »		180	2ª	6,4 a 12,7	7
Diâmetro efetivo \cong 0,70mm			Base	19,0 a 12,7	22
Coeficiente CD < 2			Espessura total »		60
FILTRO DESCENDENTE					
Antracito			Camada Suporte		
Subcamadas	Diâmetro (mm)	Espessura (cm)	Subcamadas	Diâmetro (mm)	Espessura (cm)
Única	1,1	90	Topo	19,0 a 12,7	5
Diâmetro efetivo \cong 1,1 mm Coeficiente CD \cong 1 a 1,1			6ª	12,7 a 6,4	5
			5ª	6,4 a 3,2	5
			4ª	3,2 a 1,6	5
			3ª	3,2 a 6,4	5
			2ª	6,4 a 12,7	5
			Base	12,7 a 19,0	5
			Espessura total »		35
Areia Diâmetro (mm) = 0,5 Espessura (cm) = 30 Coeficiente CD = 2					

As carreias de filtração foram realizadas com taxa constante de 200 m³/m².dia, e carga hidráulica variável. Das amostras da água bruta, filtrada em margem e de estudo, após cada ensaio, foram medidos e registrados valores de pH, cor aparente, turbidez, temperatura, alcalinidade, dureza, oxigênio dissolvido, condutividade, sólidos totais dissolvidos, absorvância em 254 nm, carbono orgânico total - COT, contagem de fitoplâncton e saxitoxinas (Cromatografia Líquida de Alta Resolução com derivatização pós-colouna e detecção por fluorescência - CLAR (OSHIMA, 1995)). A Tabela 5.10 apresenta características das carreiras dos ensaios de filtração direta utilizando água bruta e água de estudo.

Como pode ser observado, na Tabela 5.10, a realização da mistura (85%FM + 15% Lagoa) proporcionou carreiras de filtração com duração 3 a 4 vezes maior, redução da dosagem de coagulante de 18,0 mg/L para 10,0 mg/L de sulfato de alumínio. Além da menor dosagem de coagulante requerida, a mistura também foi responsável pela maior participação do leito filtrante como pode ser observado na Figura 5.23. Os ensaios representados pela Figura 5.23 indicaram que, com a água de estudo as carreiras de filtração teriam duração superior a 24h, até atingir 2 m de perda de carga. Entretanto para confirmar as projeções, novos ensaios foram feitos e os resultados são mostrados pela Figura 5.24.

Tabela 5.10 Características das carreiras de filtração dos ensaios realizados com água bruta e com a água de estudo.

Composição do tratamento	Água Bruta seguida da Filtração direta		Água de Estudo seguida da Filtração direta	
Condições de mistura rápida	Gradiente de velocidade = 1200 s ⁻¹ T _{mr} = 30s			
Dosagem de sulfato de alumínio (mg/L)	FDA	FDD	FDA	FDD
	16,0 a 18,0	16,0 a 18,0	10,0	10,0
pH de coagulação	5,7 ± 0,15	5,7 ± 0,15	6,14 ± 0,15	6,14 ± 0,15
Crescimento médio da perda de carga (cm/h)	11,5	24,5	3,5	6,5
Encerramento da carreira (h), perda de carga (m)	7,4 / 1,2	7,4/2,0	16 / 0,82	16 / 1,15
Duração das carreiras (h), atingindo 2m de perda de carga.	14	7,4	48	28

OBS: as condições de coagulação e mistura rápida foram definidas previamente com base em ensaios de jarteste.

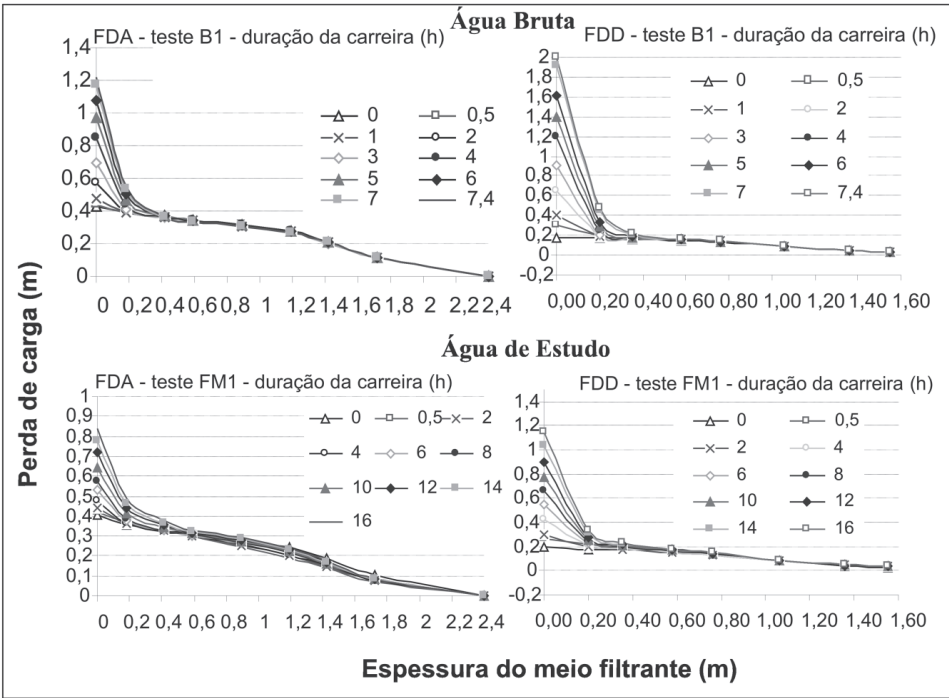


Figura 5.23 Variação da perda de carga na filtração direta ascendente e descendente da água bruta e da água de estudo.

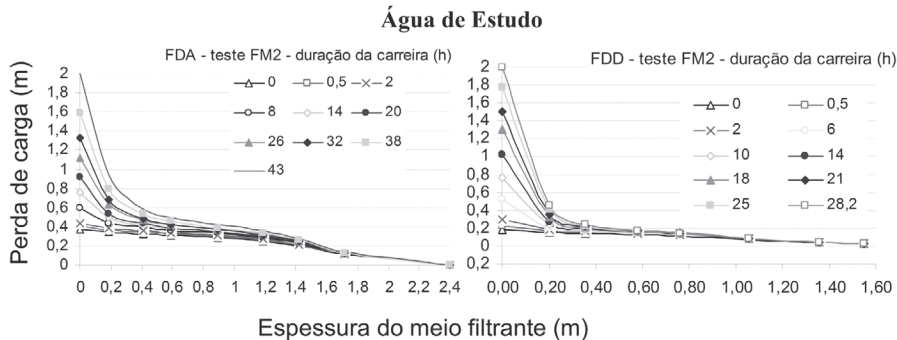


Figura 5.24 Variação da perda de carga na filtração direta ascendente e descendente da água de estudo

A Figura 5.25 mostra que a duração prevista para a carreira do filtro descendente foi praticamente idêntica à medida. Para o filtro ascendente houve uma diferença de 5 horas à menos da medida em relação à prevista. Os resultados mostraram ser possível encerrar as carreiras com um metro de perda de carga total no filtro e estimar, com razoável precisão, a duração para atingir 2 m de perda de carga. Esse artifício facilitou a realização dos experimentos.

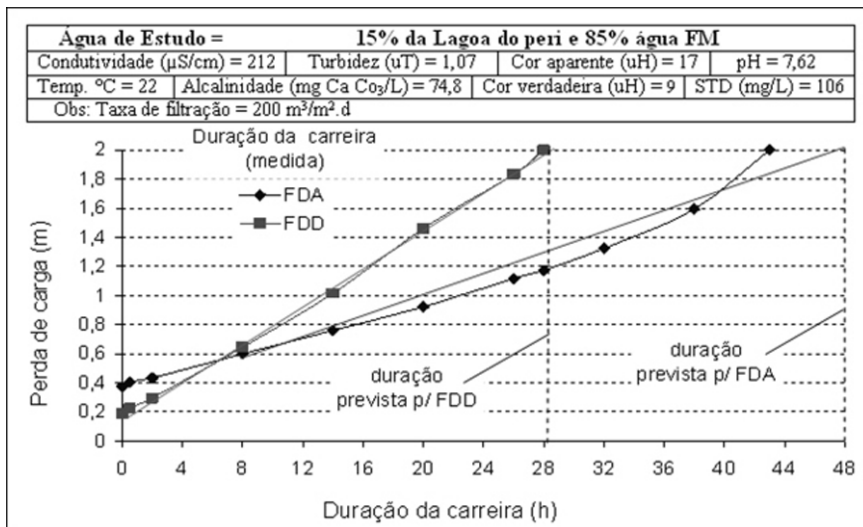


Figura 5.25 Comparação entre as durações das carreiras de filtração previstas e medidas nos ensaios de filtração com a água de estudo

A Figura 5.26 mostra a qualidade da água produzida pelos filtros ao longo da carreira, e outras informações sobre as condições de coagulação. A dosagem de sulfato de alumínio foi estabelecida em 10 mg/L, com pH de coagulação em torno de 6,4 obtido com adição de solução de ácido sulfúrico (0,5N). Nesse ensaio, a remoção foi da ordem de 76% de turbidez e 59% de cor aparente no filtro ascendente. No filtro descendente os resultados foram semelhantes, com remoção de 53% da cor aparente e 70% da turbidez.

Após a definição da duração da carreira de filtração, foram realizados mais ensaios para uma melhor avaliação da filtração em margem como pré-tratamento a filtração direta na remoção de cianobactérias, saxitoxinas e matéria orgânica.

A Tabela 5.11 apresenta a duração das carreiras de filtração, dosagem de coagulante utilizada e os valores médios de turbidez, cor aparente, absorbância, COT e contagem de fitoplâncton encontrados na água bruta, na água de estudo e nas águas após o tratamento.

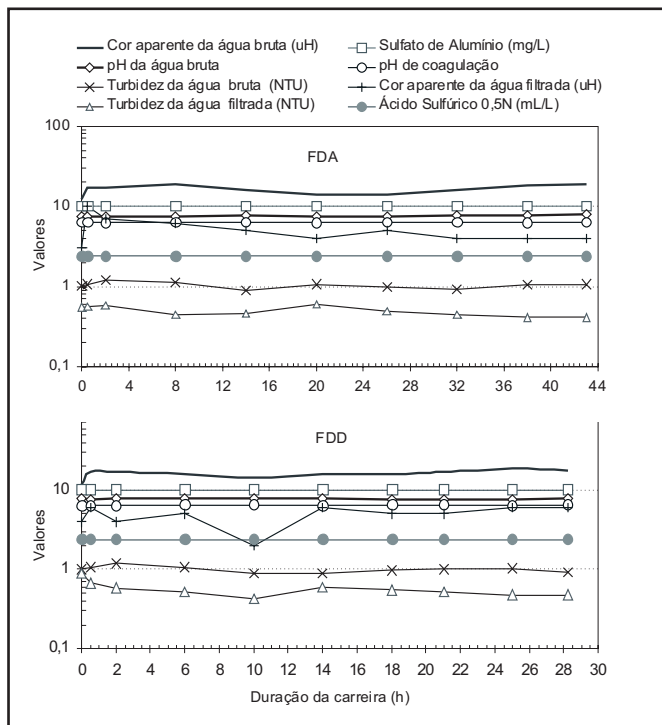


Figura 5.26 Características da água bruta, de estudo, filtrada e da coagulação durante uma carreira do filtro ascendente e descendente.

Tabela 5.11 Avaliação das carreiras de filtração realizadas com e sem pré-tratamento (filtração em margem).

Composição do tratamento	Água Bruta seguida da Filtração direta		Água de Estudo seguida da Filtração direta	
Cor aparente (uH)	78		27	
Turbidez (uT)	5,7		1,45	
Absorbância (254nm)	0,105		0,084	
COT (mg/L)	7,5		3,2	
Dosagem de Sulfato de Alumínio (mg/L)	20,0		10,0	
Fitoplâncton total (cél./mL)	8,0x10 ⁵		2,6x10 ⁵	
Cianobactérias (cél./mL)	7,9x10 ⁵		2,5x10 ⁵	
<i>Cylindrospermopsis raciborskii</i> (cél./mL)	7,6x10 ⁵		2,2x10 ⁵	
	FDD	FDA	FDD	FDA
Duração das carreiras (h), atingindo a 2m de perda de carga	7	14	28	43
Turbidez média remanescente (uT)	0,69	0,71	0,55	0,48
Cor aparente média (uH)	8	8	6	6
Matéria orgânica :				
Absorbância média (254nm)	0,052	0,053	0,046	0,042
COT médio (mg/L)	2,2	2,5	1,6	1,6
Fitoplâncton total (cél./mL)	1,46x10 ⁵	1,53x10 ⁵	7,03x10 ⁴	9,07x10 ⁴
Cianobactérias (cél./mL)	1,45x10 ⁵	1,52x10 ⁵	7,00x10 ⁴	9,03x10 ⁴
<i>Cylindrospermopsis raciborskii</i> (cél./mL)	7x10 ⁴	4,5x10 ⁴	5,27x10 ⁴	7,21x10 ⁴

Os ensaios onde foi empregada a filtração em margem proporcionaram carreiras de filtração mais longas, aumentando a duração de 3 a 4 vezes, quando comparados aos valores dos ensaios que não tiveram o pré-tratamento. Pode-se observar a redução da dosagem de sulfato de alumínio utilizado na filtração direta de até 50% para as carreiras realizadas com filtração em margem. As águas submetidas ao pré-tratamento apresentaram melhor qualidade em relação à turbidez, cor aparente, absorbância em 254 nm e COT.

Nos ensaios onde foi utilizada água bruta (Lagoa do Peri), seguida de FD, observa-se que a redução do números de células ocorrida na FDD e FDA foi de 81%. Para os ensaios com a água de estudo a remoção das células foi de 66% na FDA e 73% na FDD. Portanto a filtração direta não mostrou-se eficiente na remoção de cianobactérias, ocorrendo um transpasse de células pelos filtros.

A Tabela 5.12 apresenta os resultados das análises de saxitoxinas por CLAR, encontrados nas amostras da água de estudo e nas amostras após tratamento completo. Observa-se uma concentração de equivalentes de saxitoxina intracelular de 0,70 µg/L na água de estudo. A toxina presente permaneceu na água após o tratamento da filtração direta com valor de 0,60 µg/L para o filtro descendente e 0,12 µg/L para o ascendente, havendo carreamento desses compostos para a água filtrada.

Tabela 5.12 Resultados de saxitoxinas nas águas de estudo e filtrada.

	Água de Estudo		Água FDD		Água FDA	
	Dissolvida	Intra	Dissolvida	Intra	Dissolvida	Intra
Saxitoxina (µg/L)	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Neosaxitoxina (µg/L)	ND	ND	ND	ND	ND	ND
GTX4 (µg/L)	ND	0,91	ND	0,83	ND	0,16
GTX1 (µg/L)	ND	0,04	ND	ND	ND	ND
GTX3 (µg/L)	ND	ND	ND	ND	ND	ND
GTX2 (µg/L)	ND	ND	ND	ND	ND	ND
EqSTX		0,70		0,60		0,12

ND = não detectado pelo método analítico utilizado (Oshima, 1995).

Conforme mostra a Tabela 5.13, a água produzida nos ensaios realizados com a FM apresentou uma remoção de 100% do fitoplâncton. Entretanto, a filtração direta resultou numa água com um número elevado de cianobactérias ($3,9 \times 10^4$ a $8,3 \times 10^4$ células/mL).

Os resultados apresentados na Tabela 5.14 mostram que não foram detectadas saxitoxina e neosaxitoxina nas amostras dos ensaios realizados. Entretanto, no ensaio 1 foi encontrado na água bruta as variantes GTX4, GTX3, GTX1, dcGTX2 e dcGTX3, perfazendo um total de $1,10 \mu\text{g/L}$ de equivalentes de saxitoxina intracelular. Enquanto que na amostra de água FM, não foram detectadas toxinas, apresentando remoção de 100 % quando comparada com a água bruta. Já na água de estudo foram encontradas as variantes GTX4, GTX3 e dcGTX2, obtendo $0,12 \mu\text{g/L}$ de equivalente de saxitoxina intracelular, e na água, após tratamento completo, detectou-se as GTX4 e GTX3, com valor de $0,15 \mu\text{g/L}$ somente na água produzida pela FDA. Nesse ensaio ficou evidente que a FDD foi mais eficiente..

Tabela 5.13 Resultados da contagem de fitoplâncton nas diferentes etapas do tratamento.

	ENSAIO 1				
	Bruta	FM	E	FDD	FDA
Fitoplâncton total (cél./mL)	$8,56 \times 10^5$	A	$3,50 \times 10^5$	$3,92 \times 10^4$	$6,06 \times 10^4$
Cianobactérias (cél./mL)	$8,38 \times 10^5$	A	$3,49 \times 10^5$	$3,91 \times 10^4$	$6,04 \times 10^4$
<i>Cylindrospermopsis raciborskii</i> (cél./mL)	$7,75 \times 10^5$	A	$3,34 \times 10^5$	$3,75 \times 10^4$	$5,66 \times 10^4$
	ENSAIO 2				
	Bruta	FM	E	FDD	FDA
Fitoplâncton total (cél./mL)	$7,17 \times 10^5$	A	$2,69 \times 10^5$	$7,84 \times 10^4$	$8,28 \times 10^4$
Cianobactérias (cél./mL)	$7,07 \times 10^5$	A	$2,65 \times 10^5$	$7,83 \times 10^4$	$8,22 \times 10^4$
<i>Cylindrospermopsis raciborskii</i> (cél./mL)	$6,85 \times 10^5$	A	$2,44 \times 10^5$	$7,83 \times 10^4$	$8,02 \times 10^4$

A = ausente.

Tabela 5.14 Resultados das análises de saxitoxina intracelular para as amostras de água das várias etapas do tratamento.

Toxinas (µg/L)	ENSAIO 1				
	Bruta	FM	E	FDD	FDA
Saxitoxina	ND	ND	ND	ND	ND
Neosaxitoxina	ND	ND	ND	ND	ND
GTX4	1,36	ND	0,15	ND	0,20
GTX3	ND	ND	0,01	ND	0,01
GTX2	ND	ND	ND	ND	ND
GTX1	0,08	ND	ND	ND	ND
GTX5	ND	ND	ND	ND	ND
dcGTX2	0,03	ND	0,004	ND	ND
dcGTX3	0,02	ND	ND	ND	ND
EqSTX	1,10		0,12		0,15
Toxinas (µg/L)	ENSAIO 2				
	Bruta	FM	E	FDD	FDA
Saxitoxina	ND	ND	ND	ND	ND
Neosaxitoxina	ND	ND	ND	ND	ND
GTX4	1,87	ND	0,17	0,05	0,17
GTX3	ND	ND	0,03	0,02	ND
GTX2	ND	ND	ND	ND	ND
GTX1	ND	ND	ND	ND	ND
GTX5	ND	ND	ND	ND	ND
dcGTX2	0,02	ND	0,01	ND	ND
dcGTX3	0,02	ND	ND	ND	ND
EqSTX	1,39		0,15	0,05	0,12

ND = não detectado pelo método analítico utilizado (OSHIMA, 1995).

No ensaio 2, foram detectadas, na água bruta, as GTX4, GTX3, dcGTX2 e dcGTX3, com valor de 1,39 µg/L de equivalentes de saxitoxina intracelular. Na água FM, novamente não foi constatada presença de toxinas. A água de estudo nesse ensaio teve o mesmo comportamento do ensaio anterior, ou seja, foram encontradas as variantes GTX4, GTX3 e dcGTX2 com valor de 0,15 µg/L de EqSTX, porém na FD foi encontrado toxinas nas duas águas produzidas, sendo: a GTX4, e GTX3 na água da FDD, com valor de 0,05 µg/L de EqSTX e, na FDA, a GTX4 com valor de 0,12 µg/L EqSTX.

Como pode ser visto na tabela 5.14, a GTX4 presente na água bruta permaneceu em todas as águas das etapas do tratamento inclusive na FD. Esse resultado pode indicar maior resistência da GTX4 ao tratamento. Comprovando, dessa forma, o que diz a literatura sobre a não eficiência dos sistemas de ciclo completo na remoção de concentrações em microquantidades de substâncias tóxicas.

Considerações Finais

A filtração em margem mostra-se como uma tecnologia promissora no tratamento de águas contendo cianobactérias e cianotoxinas. Os

resultados obtidos nesses experimentos podem ser considerados positivos com relação à remoção de fitoplâncton, entretanto com relação à remoção de saxitoxinas, devem ser vistos com a devida cautela, pois as concentrações encontradas no manancial estudado foram pequenas, não representando uma situação crítica. Por outro lado deve-se considerar que os estudos foram feitos apenas para um conjunto de condições, em termos de tipo e localização do poço de captação, vazão e tempo de percurso da água infiltrada nas margens. A alteração desses parâmetros, a realização de ensaios com maiores concentrações de saxitoxinas, e o conhecimento das condições de degradação desses compostos, devem ser avaliadas para permitir projeções mais seguras com relação à aplicação dessa tecnologia em escala real.

Os resultados também foram positivos com relação ao aumento na duração das carreiras de filtração, consequência da redução das dosagens de coagulante em função da qualidade da água filtrada em margem. Contudo é importante lembrar, que a qualidade da água pode melhorar em certos aspectos e piorar em outros, em função das características dos sedimentos por onde deve infiltrar-se até chegar ao poço de captação. Sendo assim, para cada tipo de poluente a ser removido através dessa técnica, deve-se avaliar, com base em levantamentos de dados e estudos em sistema piloto, as condições necessárias para obter os melhores resultados com a filtração em margem.

Referências Bibliográficas

ANDRADE, J. J. O.; MOLIN, D. C. C. D. Considerações quanto aos modelos empregados para a previsão da vida útil das estruturas de concreto armado: Despassivação por íon cloreto. Engenharia Civil. Porto Alegre – RS, n.18, p.31-44, 2003. Disponível em: <www.civil.uminho.pt/cec/revista/num22/pag%2035-47.pdf>. Acesso em: 22 março de 2006.

AZEVEDO, S. M. F. O.; BRANDÃO, C. C. S. Cianobactérias Tóxicas na Água para Consumo Humano na Saúde Pública e Processos de Remoção em Água para Consumo Humano. Brasília: Ministério da Saúde, Fundação Nacional de Saúde, 2003, 56p.

BELLAMY, W. D.; HENDRICKS, D. W.; LOGSDON, G. S. Slow sand filtration: Influences of selected process variables, Journal of the American Water Works Association JAWWA, v.77, n.12, p.62-66, 1985.

BENHART H, CLASEN J. Flocculation of microorganisms. Journal water SRT – Aqua 1991; v.40, n.2, p.76–86, 1991.

BOERNICK, H; EPPINGER, P.; GRISCHEK, T.; WORCH, E. Simulation of biological

degradation of aromatic amines in river bed sediments. *Wat. Res.*, v.35, n.3, p.619-624, 2001.

BORGUETTI, N. R. B.; BORGUETTI, J. R.; ROSA FILHO, E. F. Águas subterrâneas: recurso precioso. Disponível em: <<http://www.oaquiferoguarani.com.br>>. Acesso em: 20 de fevereiro de 2006.

BOUVY, M.; MOLICA, R.; OLIVEIRA, S.; MARINHO, M.; BEKER, B. Dynamics of a toxic cyanobacterial bloom (*Cylindrospermopsis raciborskii*) in a shallow reservoir in the semi-arid region of northeast Brazil. *Aquatic Microbial Ecology*, v.20, p.285-297, 1999.

BRANCO, C. W. C.; CAVALCANTI, C. G. B. A ecologia das Comunidades Planctônicas no Lago Paranoá. In *Ecologia de reservatórios: estrutura, função e aspectos sociais*. (R. Henry, ed.). Fapesp/Fundibio, Botucatu, 1999, p.573-595.

BRASIL, 2004. Portaria n° 518 de 25 de março de 2004 do Ministério da Saúde. Estabelece procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade, e das outras providências.

CALDWELL, E. L.; PARR, L. W. Ground water pollution and the bored-hole latrine, *J.infections diseases.*, v.61, n.2, p.148-183, 1937.

CALDWELL, E. L. Pollution flow from pit latrine when permeable soils of considerable depth exist below the pit. *J. infectious diseases.*, v.62, n.3, p.225-258, 1938.

CARMICHAEL, W.W. Toxic Microcystis and the environment. In *Toxic Microcystis* (M.F. Watanabe, K.I. Harada, W.W. Carmichael & H. Fujiki, eds.). CRC Press, Boca Raton, 1996, p.1-11.

CETESB. Água subterrânea e poços tubulares. Tradução da primeira edição do original norte-americano publicado pela JOHNSON Division, UOP, Inc., Saint Paul, Minnesota. 3ª ed. Rev. São Paulo, 1978, 482p.

CHORUS, I.; KLEIN, G.; FASTNER, J.; ROTARD, W. Off-Flavors in surface waters, how efficient is bank filtration for their abatement in drinking water. *Wat. Sci. Technol.*, v.5, n.2, p.251-258, 1993.

CHORUS, I.; BARTRAM, J. *Toxic Cyanobacteria in Water*. E&FN Spon, Londres, 1999, 416p.

CODD, G.A. Cyanobacterial toxins, the perception of water quality, and the prioritisation of eutrophication control. *Ecological Engineering*, v.16, p.51-60, 2000.

CUNHA, N. T.; YUNES, J. S.; COSTA, A. H. R.; PROENÇA, L. A. O. Registro de toxinas paralisantes produzidas por *Cylindrospermopsis raciborskii* na região sul do Brasil. In: *Simpósio Brasileiro de Engenharia Ambiental*, 2º, 2003. Itajaí, Santa catarina. Anais...Itajaí, CD-ROM.

DI BERNADO, L. Algas e suas Influências na qualidade das águas e nas tecnologias de

tratamento. ABES, Rio de Janeiro, 1995, 127p.

DI BERNARDO, L., MENDES, C. G. N., BRANDÃO, C. C. S., SENS, M. L., PÁDUA, V. L. Tratamento de Água para Abastecimento por Filtração Direta LUIZ DI BERNARDO (coordenador), ABES/RIMA, Rio de Janeiro, 2003.

DILLON, P. J.; MILLER, M.; FALLOWFIELD, H.; HUTSON, J. The potential of riverbank filtration for drinking water supplies in relation to microcystin removal in brackish aquifers. *Journal of Hydrology*, v.266, n.3-4, p.209-221, 2002.

DONALD, D.; GRYGASKI, T. Development of a Sustainable Potable Water Supply for Rural Villages in The Coastal Region of Tanzania, Africa. Ontario: WW Engineering, 2002. 36 p. Disponível em: <<http://uwaterloo.ewb.ca/Research/results/Development%20of%20potable%20water%20supply%20Tanzania-partII.pdf>>. Acesso em: 20 de fevereiro de 2006.

FEDRIZZI, M C. Sistemas fotovoltaicos de abastecimento de água para uso comunitário: lições aprendidas e procedimentos para potencializar sua difusão. 2003. 174 f. Tese (Doutorado) - Programa Interunidades de Pós-graduação em Energia, Instituto de Física, Usp, São Paulo, 2003.

FILDEBRANDT, S.; PAVELIC, P.; DILLON, P. Recharge Enhancement Using Single or Dual Well Systems for Improved Groundwater Management in the Bandung Basin, Indonesia. Adelaide: CSIRO Land And Water, 2003, 35p. Disponível em: <www.clw.csiro.au/publications/technical2003/tr29-03.pdf>. Acesso em: 30 de maio de 2006.

FOGEL, D.; ISSAC-RENTON, J.; GUASPINI, R.; MOOREHEAD, W. and ONGERTH, J. Removing giardia and cryptosporidium by slow sand filtration. *Journal American Water Works Association*, v.85, n.11, p.77-84, 1993.

FRITZ, B.; SIEVERS, J.; EICHHORN, S.; PEKDEGER, A. Geochemical and hydraulic investigations of river sediments in a bank filtration system. In: Dillon, P. (Ed.) *Management of aquifer recharge for sustainability*. Balkema Publ., Lisse, Abingdon, Exton, Tokyo, 2002, p.95-100.

FUNASA. Cianobactérias tóxicas: Impacto na saúde pública e processos de remoção em água para consumo humano. Brasília, 2003.

GICQUEL, L. Curso Agrotóxico. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1998, 43p.

GOLLNITZ, W. D. Infiltration Rate Variability and Research Needs. In: RAY, Chittaranjan; MELIN, Gina; LINSKY, Ronald B. In: *Riverbank Filtration - Improving source-water quality*. Netherlands: Kluwer Academic Publishers, 2003, p.281-290.

GRISCHEK, T.; HISCOCK, K.; SCHOENHEINZ, D.; WORCH, E. Bank filtration in Europe - An overview of aquifer conditions and hydraulic controls. In: Dillon, P. (Ed.) *Management*

of aquifer recharge for sustainability. Balkema Publ., Lisse, Abingdon, Exton, Tokyo, 2002, p.485-488.

GRISCHEK, T.; NESTLER, W.; LASZLO, F. Bank filtration under anoxic conditions. In: Proc. IAH Congress, XXXII, 2002, Mar del Plata. Anais... Mar del Plata, CD-ROM.

GRISCHEK, T.; MACHELEIDT, W.; NESTLER, W. River bed specifics and their effect on bank filtration efficiency. In: Dillon, P. (Ed.) Management of aquifer recharge for sustainability. Balkema Publ., Lisse, Abingdon, Exton, Tokyo, 2002, p.59-64.

GRISCHEK, T.; SCHOENHEINZ, D.; RAY, C. Siting and Design Issues for Riverbank Filtration Schemes. In: Riverbank Filtration - Improving source-water quality. Netherlands: Kluwer Academic Publishers, 2003, p.291-302.

GRUETZMACHER, G.; BOETTCHER, G.; CHORUS, I.; KNAPPE, A.; PEKDEGER, A. Cyanobacterial toxins in bank filtered water from Lake Wannsee, Berlin. In: Dillon, P. (Ed.) Management of aquifer recharge for sustainability. Balkema Publ., Lisse, Abingdon, Exton, Tokyo, 2002, p.175-179.

HEBERER, T. Tracking persistent pharmaceutical residues from municipal sewage to drinking water. J. Hydrol., v.266, n.3-4, p.175-189, 2002.

HISCOCK, K.M.; GRISCHEK, T. Attenuation of groundwater pollution by bank filtration. J. Hydrol., v.266, n.3-4, p.139-144, 2002.

HOUSE J.; HO L.; NEWCOMBE G.; BURCH M. Management strategies for toxic blue-green algae: Literature Survey. GWRC. 2004.

HRUDEY, S.; BURCH, M.; DRIKAS, M.; GREGORY, R. Remedial Measures in Toxic Cyanobacteria. In Water, E and FN Spon, London, 1999, p.275-312.

HULT, A.; BECKMAN – SUUND, U.; MÖLLER, T.; WILLEN, E.; EARLANDSSON B. Algtoxiner i sjö-och drickswatten (Toxins of algae in lake and drinking water. Report1997). National food Admonistration Uppsala, Sweden (in Swedish), 1997.

HUNT, H.; SCHUBERT, J.; RAY, C. Conceptual Design of Riverbank Filtration Systems. In: Riverbank Filtration – Improving source-water quality, v.43, cap 1, p.19-27, 2003.

HUNT, H. American experience in installing horizontal collector wells. In: Riverbank Filtration – Improving source-water quality, v.43, cap 2, p.29-34, 2003.

JUELICH, W.; SCHUBERT, J. Proceedings of the International Riverbank Filtration Conference. Duesseldorf, Germany, IAWR Rheinthemen 4, 2000, 309p.

KIM, S.-B.; CORAPCIOGLU, M. Y. Contaminant transport in riverbank filtration in the presence of dissolved organic matter and bacteria: a kinetic approach. J. Hydrol. v.266, n.3-4, p.269-283, 2004.

KOMÁRKOVÁ, J.; LAUDARES-SILVA, R.; SENNA, P. A. C. Extreme morphology of *Cylindrospermopsis raciborskii* (Nostocales, Cyanobacteria) in the Lagoa do Peri, a freshwater coastal lagoon, Santa Catarina, Brazil. *Algological Studies*, v.94, p.207-222, 1999.

KUEHN, W.; MUELLER, U. Riverbank filtration. An overview. *J. AWWA*, v.92, n.12, p60-69, 2000.

LAGOS, N.; ONODERA, H.; ZAGATTO, P.A.; ANDRINOLO, D.; AZEVEDO, S.M.F.Q. & OSHIMA, Y. The first evidence of paralytic shellfish toxins in the freshwater cyanobacterium *Cylindrospermopsis raciborskii*, isolated from Brazil. *Toxicon*, v.37, p.1359 – 1373, 1999.

LAHTI, K.; VAITOMAA, J.; KIVIMAKI, A. L.; SIVONEN, K. Fate of cyanobacterial hepatotoxins in artificial recharge of groundwater And in bank filtration. In: Peters, J., (Ed.), *Artificial Recharge of Groundwater*, Balkema, Rotterdam, p.211–216, 1998.

LAUDARES-SILVA, R. Aspectos limnológicos, variabilidade espacial e temporal na estrutura da comunidade fitoplânctônica da lagoa do Peri. 1999, 213p. Tese (Doutorado em Ecologia e Recursos Naturais). Universidade Federal de São Carlos. Programa de Pós-Graduação em Ecologia e Recursos Naturais. São Carlos.

MARMONIER, P.; FONTVIEILLE, D.; GIBERT, J.; VANEK, V. Distribution of dissolved organic carbon and bacteria at the interface between the Rhône River and its alluvial aquifer. *J. N. Am. Benthol. Soc.*, v.14, n.3, p.2-392, 1995.

MASSMANN, G.; EKDEGER, A.; ERZ, C. Geochemical changes during riverbank filtration in a polder region bordering the river Oder, Germany. In: Dillon, P. (Ed.) *Management of aquifer recharge for sustainability*. Balkema Publ., Lisse, Abingdon, Exton, Tokyo, p. 94, 2002.

MEDEMA, G. J.; STUYFZAND, P. J. Removal of micro-organisms upon basin recharge, deep well injection and river bank filtration in the Netherlands. In: Dillon, P. (Ed.) *Management of aquifer recharge for sustainability*. Balkema Publ., Lisse, Abingdon, Exton, Tokyo, p.125-131, 2002.

MILLER, M. Removal of cyanobacterial toxins by aquifer filtration. Phd Thesis (Thesis Dept of Environmental Health). Faculty of Health Sciences, Flinders University of South Australia. Austrália, 2000.

MONDARDO, R. I. Influência da Pré-oxidação na Tratabilidade das Águas Via Filtração Direta Descendente em Manancial com elevadas Concentrações de Microalgas e Cianobactérias. 2004, 147p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental). Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental. Florianópolis.

NASCIMENTO, K. R. F. Modelagem matemática do uso conjunto das águas superficiais e subterrâneas da sub-bacia do rio das Fêmeas-Bahia. Salvador: Srh – superintendência de Recursos Hídricos da Bahia, 2002, 48p. Relatório Final. Disponível em: <www.srh.ba.gov.br/publicações/arquivos/subterrânea/modelagem_matemática_rio_fêmeas.pdf>. Acesso em:

21 março 2006.

OHTANI, I.; MOORE, R. E. & RUNNEGAR, M.T.C. Cyndrospermopsin: a potent hepatotoxin from the blue-green alga *Cyndrospermopsis raciborskii*. *Journal of the American Chemical Society*, v.114, p.7941–7942, 1992.

OSHIMA Y. HPLC methods for paralytic shellfish poisons. In: G.M. Hallegraeff, D.M. Anderson and A.D. Cembella [Eds] *Manual on Harmful Marine Microalgae*, IOC Manual and Guides, n.33, p.81 -94, 1995.

PADISÁK, J. *Cyndrospermopsis raciborskii* (Woloszynnska) Seenayya et Subba Raju, an expanding, highly adaptive cyanobacterium: worldwide distribution and review of its ecology. *Archiv für hydrobiology*, v.107; p.563–593, 1997.

PINTO-COELHO, R. M.; COELHO, M. M.; ESPÍRITO-SANTO, M. M. ; CORNELISSEN, T. G. Efeitos da eutrofização na estrutura da comunidade planctônica na Lagoa da Pampulha, Belo Horizonte, MG. In *Ecologia de reservatórios: estrutura, função e aspectos sociais*. (R. Henry, ed.), Fapesp/Fundibio, Botucatu, p.551-572, 1999.

POMPEU DOS SANTOS, J. Hidráulica de Poços I. In: BRASIL. Gerência de Apoio A Treinamento e Divulgação. Cetesb. Construção, operação e manutenção de poços. São Paulo: Cetesb. Cap., p. 56-62. (C.C.006/77). Cursos por correspondência, 1977.

RABELO, L. Estudos preliminares para implantação da filtração em margem na lagoa do Peri como pré-tratamento de água para remoção de fitoplâncton. 2006, 151p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental). Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental. Florianópolis.

RADDKE, B.; HUPPER, G. Riverbank filtration with horizontal collector wells. *Proceedings of the International Riverbank Filtration Conference*. W. Julich and J. Schubert, eds., Internationale Arbeitsgemeinschaft der Wasserwerke im Rheineinzugsgebiet (IAWR), Amsterdam, The Netherlands, 2001.

RAY, C.; SOONG T. W. D.; ROADCAP G. S., BORAH D. K. "Agricultural chemicals: Effect on wells during floods". *Journal American Water Works Association*, v.90, n.7, p.90-100, 1998.

RAY, C.; SOONG, T. W.; LIAN, Y. Q.; ROADCAP, G. S. Effect of flood-induced chemical load on filtrate quality at bank filtration sites. *J. Hydrol.*, v.266, n.3-4, p.235-258, 2002.

RAY, C.; SCHUBERT, J.; LINSKY, R. B.; MELIN, G. Introduction. In: *Riverbank Filtration – improving source-walter quality*, v.43, p.1–15, 2003.

SANT'ANNA, C. L.; AZEVEDO, M. T. P. Contribution to the knowledge of potentially toxic Cyanobacteria from Brazil. *Nova Hedwigia*, v.71, p.359-385, 2000.

SCHIJVEN, J. Virus removal from groundwater by soil passage. Modelling, field and Laboratory experiments. Disponível em: [Http://www.hyd.citg.tudelft.nl/jackth.htm](http://www.hyd.citg.tudelft.nl/jackth.htm). Acesso

em 02 de fevereiro de 2002.

SCHIJVEN, J. F.; BERGER, P.; MIETTINEN, I. Bank Filtration for Water Supply; Ray, C., Ed.; Kluwer Academic Publishers: Norwell, MA, in press, 2002.

SCHIJVEN, J. F.; HOOGENBOEZEM W.; HASSANIZADEH S. M.; PETERS J. H. Modeling removal of bacteriophages MS-2 and PRD-1 by dune recharge at Castricum, the Netherlands. *Water Resources Research*, v.35, p.1101–1111, 1999.

SCHIJVEN, J. F.; G.J. MEDENA, A.J. VOGELAAR, and HASSANIZADEH S. M. Removal of microorganisms by deep well injection. *Journal of Contaminant Hydrology*, v.44, p.301–327, 2000.

SCHMIDT C. K.; LANGE F. T.; SACHER F.; BAUS C.; BRAUCH H.-J.; Assessing the fate of organic micropollutants during Riverbank filtration utilizing field studies and laboratory test systems, *Geophysical Research Abstracts*, v.5, p.85-95, 2003.

SCHUBERT, J. Hydraulic aspects of riverbank filtration - field studies. *J. Hydrol*, v.266, n.3-4, p.145-161, 2002.

SCHWARZENBACH, R. P.; GIGER, W.; HOEHN, E.; SCHNEIDER, J. K. Behavior of organic compounds during infiltration of river water to groundwater: Field studies. *Environmental Science and Technology*, v.17, p.472-479, 1983.

SENS, M. L.; MELO FILHO, L. C.; MONDARDO, R. I.; PROENÇA, L. Efficiency of ozonization as pré-or post- treatment to the direct descent filtration for the removal of cyanobacteria and saxitoxins. In: *Coferência Internacional: Dela acción local a las metas globales - AGUA 2005*, 2005, Santiago de Cali, Colombia. Anais... Santiago de Cali, CD-ROM.

SOARES, P. S. MOREIRA; Y.; FREIRE, L.; CARVALHO, D. D. Cetem (centro de Tecnologia Mineral) (Org.). *Série Tecnologia Ambiental: Transporte de metais pesados no solo no contexto da disposição de resíduos sólidos*. Rio de Janeiro: Cetem, 2005. 29p. Relatório. Disponível em: <www.cetem.gov.br/publicação/cetem_sta_33.pdf>. Acesso em: 22 março 2006.

SONTHEIMER H. Experiences with riverbank filtration along the Rhine River, *Journal AWWA*, v.72, p.386-390, 1980.

TODD, D. K. *Hidrologia de Águas Subterrâneas*. Tradução por: Araken Silveira e Evelyn Bloem Souto Silveira. Rio de Janeiro: Edgard Blucher, 1967, 319 p.

TODD, D. K. *Ground Water Hydrology*, Wiley, New York, 1967, 336p.

TUFENKJI, N.; RYAN, J. N.; ELIMELECH, M. (2002) The Promise of Bank Filtration. *EST*, November 1, 423A-428A.

VAITOMAA, J. Fate of blue-green algae and their hepatotoxins during infiltration – Experiments with soil and sediment columns. *The Finnish Environment*, 174, The Finnish Environment Institute, Helsinki, Finland, 1998.

VERSTRAETEN, I.M.; CARR J. D.; STEELE G. V.; THURMAN E. M.; BASTIAN K. C.; DORMEDY D. F. Surface water – ground water interaction: Herbicide transport into municipal collector wells. *Journal of Environmental Quality*, v.28, p.1396–1405, 1999.

VERSTRAETEN, I. M.; THURMAN, E. M.; LINDSEY, M. E.; LEE, E. C.; SMITH, R. D. Changes in concentrations of triazine and acetamide herbicides by bank filtration, ozonation, and chlorination in a public water supply. *J. Hydrol.*, v.266, n.3-4, p.190-208, 2002.

WANG, W.; SQUILLACE, P. Herbicide interaction between a stream and an adjacent alluvial aquifer. *Environmental Science and Technology*, v.28, p.2336-2344, 1994.

WANG, J.; SONG, S.; HUBBS, S. Particle removal through riverbank filtration process. *Proceedings, International Riverbank Filtration, Conference*. W. Julich and J. Schubert, eds, Internationale Arbeitsgemeinschaft der Wasserwerke im Rheineinzugsgebiet (IAWR), Amsterdam, The Netherlands, p.127-138, 2001.

WANG, J. riverbank filtration case study at Louisville, Kentucky. *Riverbank filtration: Improving source-water quality*, C. Ray, G. Melin, and R. B. Linsky, eds., Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 2002.

WORCH, E.; GRISCHEK, T.; BÖRNICK, H.; EPPINGER, P. Laboratory tests for simulating attenuation processes of aromatic amines in riverbank filtration. *J. Hydrol.*, v.266, n.3-4, p.259-268, 2002.

YASSUDA, E. R.; NOGAMI, P. S. *Captação de Água Subterrânea*. Cetesb - Companhia Estadual de Tecnologia de Saneamento Básico (Comp.). *Técnica de Abastecimento e Tratamento de Água: Abastecimento de Água*. 2. ed. São, Paulo: Cetesb, v. I, cap. 5, p.135-204, 1978.

YUNES J. S.; CUNHA N. T.; BARROS L. P.; PROENÇA L. A. O.; MONSERRAT J. M. Cyanobacterial Neurotoxins from Southern Brazilian Freshwaters. *Comments on Toxicology*, v.9, p.103-115, 2003.

ZIEGLER, D.; HARTIG, C.; WISCHNACK, S.; JEKEL, M. Organic substances in partly closed water cycles. In: Dillon, P. (Ed.) *Management of aquifer recharge for sustainability*. Balkema Publ., Lisse, Abingdon, Exton, Tokyo, p.161-167, 2002.

Capítulo 6

Filtração Lenta

*Edson Pereira Tangerino, Luiza Cintra Campos
e Cristina Célia Silveira Brandão*

Introdução

A filtração lenta em areia é uma das primeiras técnicas de tratamento de água, tendo sido o primeiro filtro lento construído em Paisley, na Escócia, em 1804. A filtração lenta permaneceu como sendo o único processo de purificação de água até o final de século XIX, quando surgiu a coagulação química seguida da filtração rápida. Isso levou ao declínio no uso da filtração lenta em areia. Outras razões citadas como causas de seu declínio são as necessidades de grande área de implantação, os custos de limpeza e a limitação da turbidez da água bruta. Enquanto a construção de estações tipo filtração lenta foi abandonada nos Estados Unidos, muitos outros países (ex.: Alemanha, Países Baixos, Reino Unido, França, Índia, Peru e Colômbia) continuaram a usar e a construir filtros lentos. Apesar do recente avanço tecnológico na área de tratamento de águas, a filtração lenta permanece como o mais eficiente processo de filtração para melhorar a qualidade físico-química e biológica de água potável (WELTE e MONTIEL, 1996).

Durante as últimas 3 décadas, houve um ressurgimento de interesse para a aplicação dos sistemas de filtração lenta por todo o mundo. A filtração lenta é reconhecida como uma tecnologia apropriada para tratar água para abastecimento de pequenas comunidades, devido à sua simplicidade de construção, operação e manutenção. Avanços têm sido feitos nos métodos de pré-tratamento para superar os problemas com a qualidade da água bruta, especialmente em países em desenvolvimento (GALVIS, LATORRE e VISSCHER, 1998, DI BERNARDO, BRANDÃO e HELLER, 1999).

Na Europa e nos Estados Unidos, a remoção eficiente de organismos patogênicos resistentes à cloração, como os *cistos* de *Giardia* e *ocistos*

de *Cryptosporidium* (FOGEL et al., 1993), e de matéria orgânica dissolvida depois de pré-oxidação (GRAHAM, 1999) tem sido reconhecida como a principal vantagem da filtração lenta, comparada com a filtração rápida e outros métodos avançados de tratamento de água. Além disso, alguns estudos (KEIJOLA et al. 1988, SÁ 2002, GRÜTZMACHER et al., 2002) sugerem que a filtração lenta é uma tecnologia com potencial para a remoção de cianobactérias e cianotoxinas.

Apesar do ressurgimento do uso da filtração lenta, as estratégias operacionais e o conhecimento dos mecanismos de filtração continuam limitados. Existe muito pouca literatura científica comparada com o volume de material publicado sobre os processos de filtração rápida. As principais áreas de investigação durante os últimos 30 anos focaram em: (a) fauna e flora dos filtros lentos, (b) métodos de pré-tratamento, (c) modelação e (d) desempenho do processo. É evidente que a melhora no entendimento do processo em relação à remoção de patógenos e toxinas poderá estimular o uso da filtração lenta nos países em desenvolvimento, principalmente, em países, como o Brasil, onde esta tecnologia foi substituída por outras tecnologias (ex.: filtros rápidos) causando, além do fornecimento de água tratada com qualidade inadequada, uma perda no desenvolvimento e melhoramento do processo de filtração lenta.

Este capítulo descreve o processo de filtração lenta e suas variantes, e apresenta os resultados de pesquisas brasileiras realizadas com o objetivo de avaliar a eficiência deste processo na remoção de microalgas, cianobactérias, cianotoxinas, além de parâmetros físico-químicos e bacteriológicos. Ressalta-se, porém, que os estudos aqui apresentados são pioneiros e, portanto, há a necessidade de realização de novos estudos para a complementação e validação dos resultados.

Conceituação da Filtração Lenta

Introdução

A filtração lenta em areia constitui-se numa tecnologia de tratamento caracterizada como eficiente barreira microbiológica, apropriada para produzir água potável com baixa quantidade de impurezas. As vantagens da filtração lenta são: a simplicidade de instalação; a não utilização de coagulação química; e a eficiência na

remoção de microrganismos. A filtração lenta é, portanto, confiável, podendo produzir água filtrada com baixa turbidez e baixa concentração de protozoários, bactérias e vírus entéricos.

Para ser utilizada como único tratamento, alguns critérios devem ser seguidos quanto à qualidade da água bruta. Na Tabela 6.1 são apresentados limites de qualidade da água bruta propostos por Di Bernardo, Brandão e Heller (1999) para aplicabilidade de alguns arranjos de tratamento baseados na filtração lenta.

Tabela 6.1 Qualidade da água para tratamento por meio da filtração lenta sem e com pré-tratamento (DI BERNARDO, BRANDÃO e HELLER, 1999).

Características da água bruta	Filtração lenta	Pré-filtração dinâmica + filtração lenta	Pré-filtração dinâmica + pré-filtração em pedregulho + filtração lenta
Turbidez (uT)	100% < 25	100% < 50	100% < 200
	95% < 10	95% < 25	95% < 100
Cor verdadeira (uH)	100% < 10	100% < 25	100% < 25
	95% < 5	95% < 10	95% < 10
Sólidos suspensos totais (mg/L)	100% < 25	100% < 50	100% < 200
	95% < 10	95% < 25	95% < 100
Coliformes totais (NMP/100ml)	100% < 1000	100% < 10000	100% < 20000
	95% < 500	95% < 5000	95% < 10000
Coliformes fecais (NMP/100ml)	100% < 500	100% < 5000	100% < 10000
	95% < 250	95% < 1000	95% < 5000
Concentração de ferro total (mg/L)	100% < 1,5	100% < 3,0	100% < 5,0
	95% < 1,0	95% < 2,0	95% < 3,0
Concentração de algas (UPA/ml)	100% < 500	100% < 1500	100% < 5000
	95% < 250	95% < 1000	95% < 500

Portanto, dependendo da qualidade da água bruta, a tecnologia de filtração lenta sem pré-tratamento não produz água filtrada com qualidade compatível com os padrões de potabilidade e/ou apresenta carreiras de filtração curtas. Para viabilizar a utilização da filtração lenta para águas com qualidade inferior, faz-se necessário o emprego de sistemas de pré-tratamentos que permitam condicionar a qualidade da água bruta às limitações da filtração lenta.

Em comparação à filtração rápida, a filtração lenta apresenta algumas vantagens, destacando-se: a) a simples construção e operação,

pois não utiliza coagulação química e dispensa retro lavagens; b) o baixo custo de energia e a dispensa de mão de obra especializada; c) a produção de água com qualidade dentro dos padrões recomendados pelas normas e a eficiência de remoção de coliformes, vírus e bactérias. A principal desvantagem é a necessidade de maior área de implantação, já que trabalha com taxas inferiores a $6 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.

Descrição da filtração lenta

A filtração lenta é um processo de tratamento no qual a água passa por um meio filtrante, que, em geral, consta de uma camada de areia. Os filtros lentos de areia (Figura 6.1) são caracterizados por certos componentes de projeto: o sobrenadante (água sobre a areia do filtro que provê carga hidráulica para o processo); areia do filtro (com variação de espessura resultante das necessidades de limpeza); a camada suporte (normalmente consistindo em pedregulho com granulometria especificada); sistema de drenagem de água filtrada; e dispositivos de controle.

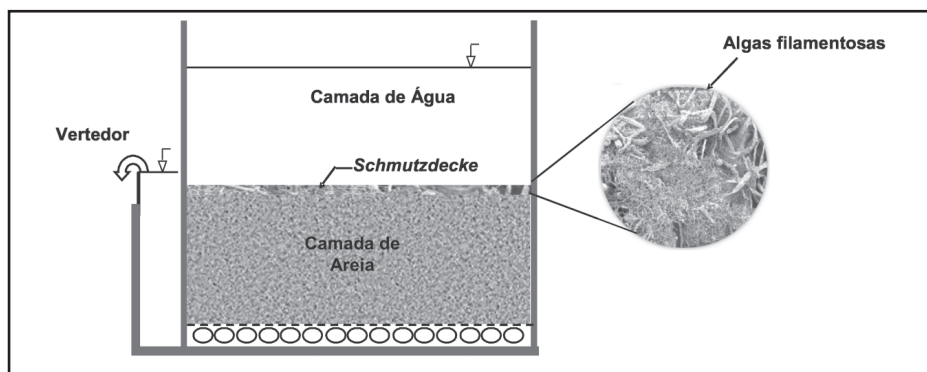


Figura 6.1 Representação esquemática do filtro lento de areia

Na camada superior da areia, acontece a formação de um filme biológico chamado de “*schmutzdecke*”, onde ocorre a remoção de material orgânico e inorgânico suspenso. Existem várias definições para o *schmutzdecke* (HUISMAN e WOOD, 1974; BELLAMY et al., 1985; DI BERNARDO, 1993; WOTTON e HIRABAYASHI, 1999, entre outros). Segundo Di Bernardo (1993), o *schmutzdecke* é uma comunidade heterogênea que consiste em bactérias, algas, protozoários, invertebrados, etc. e seus detritos, além de precipitados de ferro e manganês, quando esses metais estão presentes na água afluente. Porém,

Campos (2002) observou que a estrutura do *schmutzdecke* era formada de algas filamentosas e que o mesmo era composto de várias sub-camadas fibrosas, sugerindo que o *schmutzdecke* comporta-se como uma camada filtrante. A atividade microbiológica no *schmutzdecke* é um dos fatores chave para se obter água de boa qualidade, sendo mais pronunciada no topo do meio filtrante, mas se estendendo até cerca de 40 cm de profundidade.

A camada d'água superior dos filtros lentos serve para dois propósitos distintos. O primeiro propósito é fornecer carga hidráulica para vencer a perda de carga no meio filtrante. A segunda função é a criação de um tempo de detenção para tratamento da água bruta. Esse tempo de detenção varia com o tipo de operação (carga hidráulica constante ou variável) e com a taxa de filtração empregada. Essa camada d'água não pode ser considerada como tanque de sedimentação e, no caso da água bruta, apresentar grande quantidade de sólidos sedimentáveis deve ser analisada o uso de pré-filtros.

Os filtros lentos de areia são distintos dos filtros rápidos de areia, principalmente, pela atividade biológica no meio filtrante, inclusive o *schmutzdecke*, e diferem também no tempo de detenção. Os filtros rápidos utilizam, principalmente, um processo físico-químico de remoção, são periodicamente lavados e operam com tempos de detenção curtos. Os filtros lentos de areia são limpos através de remoções periódicas da camada biológica existente. A Tabela 6.2 apresenta algumas características da filtração lenta .

Tabela 6.2 Principais características dos filtros lentos
(adaptado de HAARHOFF e CLEASBY, 1991).

Característica	Filtro lento
Taxa de filtração	0,1 a 0,3 m/h
Camada de areia	0,8 a 0,9 m
Tempo de retenção acima da camada de areia	variável, até 15 h
Tempo de retenção na camada de areia (porosidade 0,40)	variável, até 3,2 h
Duração da carreira de filtração	1 a 6 meses
Tamanho efetivo da areia	0,1 a 0,3 mm
Penetração de impurezas	superficial
Método de limpeza	raspagem

O processo de filtração é o resultado da combinação de várias ações distintas, destacando-se o da ação física de coar (DI BERNARDO, 1993). Porém, a atividade biológica, no *schmutzdecke* e dentro da camada de areia, é considerada a ação mais importante na filtração lenta.

Taxas de aplicação

A operação dos filtros lentos é essencial para a sua eficiência. A taxa de filtração deve ser mantida dentro de um intervalo de 2,4 a 7,2 m/dia (0,1 a 0,3 m/h) para fornecer aos microrganismos atuantes dentro filtro um fluxo estável de nutrientes e oxigênio, além de dar a eles tempo para purificar a água (MOODY, GARRETT, e HOLLER, 2002). Dependendo do projeto do filtro, as taxas de filtração devem ser controladas, do contrário, o nível de água sobrenadante irá ser muito alto.

É possível aumentar a taxa de filtração consideravelmente se o pré-tratamento for eficiente e se a desinfecção que segue a filtração lenta for eficaz. A ABNT (1989) limita a taxa de filtração nos filtros lentos em 6 m/dia, quando se tem meio filtrante constituído unicamente de areia. Porém, têm sido recomendados valores da taxa de filtração entre 2 e 5 m/dia, dependendo da qualidade do afluente e da carga hidráulica disponível total (DI BERNARDO, BRANDRÃO e HELLER, 1999), embora pesquisas realizadas com mantas sintéticas (DI BERNARDO, PATERNIANI e GRAHAM, 1990; PATERNIANI, 1991) indiquem a possibilidade da utilização de taxa de filtração em torno de 9 e 12 m/dia.

Operação

Os filtros lentos são normalmente operados sem cobertura, mas, em países da Europa e nos U.S.A., estes podem ser cobertos para minimizar problemas de congelamento da água e reduzir o crescimento exagerado de algas (Figura 6.2). Em regiões de clima quente onde a floração de algas é predominante, cobrir os filtros pode também aumentar a duração da carreira de filtração por meio da minimização ou eliminação da radiação solar a qual reduz o crescimento de algas na água sobrenadante e inibe o crescimento do *schmutzdecke* (HAARHOFF e CLEASBY, 1991; STEDMAN, 2000). Mas, embora as carreiras de filtração possam ser prolongadas, o desempenho operacional pode ser afetado já que a diminuição da atividade biológica observada nos filtros lentos cobertos pode, potencialmente, afetar a eficiência da camada de areia

como meio filtrante (HUISMAN e WOOD, 1974).

De modo geral, o filtro lento, coberto ou não, necessita de pouca operação e manutenção. As operações diárias incluem controle de vazão, determinação de parâmetros como turbidez e cor, remoção de material flutuante e controle da perda de carga. O principal cuidado que se deve ter é quanto ao amadurecimento do filtro. Um filtro que tenha um período adequado de amadurecimento biológico apresentará bons resultados na remoção de parâmetros como cor, turbidez e coliformes. Um filtro lento está maduro quando a remoção de coliformes alcança um nível ótimo (BARRET et al., 1991).

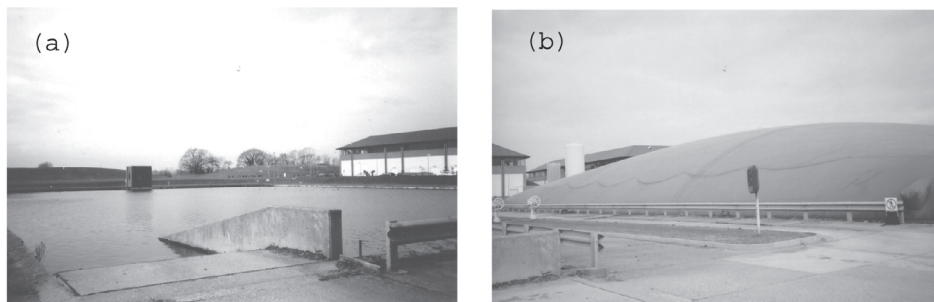


Figura 6.2 Fotos ilustrando o filtro lento (a) sem cobertura e (b) com cobertura
(Fotografias: Luiza Cintra Campos).

Segundo Di Bernardo, Brandão e Heller (1999), o período de amadurecimento pode durar de alguns dias até cerca de dois meses em função da qualidade da água e de fatores como o procedimento de limpeza adotado. O período de amadurecimento pode depender também do tipo de limpeza empregada no filtro. A técnica de limpeza mais empregada é a raspagem de dois a três centímetros da camada superficial, mas outros métodos podem ser utilizados, como passagem do arado e lavagem da areia no local, que minimizam as interrupções do funcionamento dos filtros e diminui o período de amadurecimento. Entretanto essa técnica somente é viável para filtros de grandes dimensões.

Acondicionamento da Água para Filtração Lenta

Introdução

A filtração lenta é utilizada para águas de baixa turbidez, tendo como principal característica a remoção de microrganismos, mas, em regiões tropicais, as características das águas podem variar consideravelmente, como a turbidez e material sólido em suspensão. Nessas condições, torna-se imprescindível a utilização de etapas de pré-tratamento, para remoção dos sólidos grosseiros e para condicionar a água com qualidade compatível com aquela requerida pela filtração lenta, para possibilitar a obtenção de água com qualidade aceitável para consumo humano e dentro dos padrões de potabilidade recomendados. Também podem ser utilizadas nos filtros lentos mantas sintéticas no topo da camada filtrante, para auxiliar o processo de clarificação e facilitar a manutenção e limpeza, prolongando assim a duração das carreiras. A seguir, são descritas as principais técnicas empregadas no acondicionamento da água para o tratamento através da filtração lenta.

Pré-tratamento

Cleasby (1991) aponta como opções de pré-tratamento o uso da filtração em leitos de rios, galerias e poços de infiltração, reservação prolongada, sedimentação simples, micropeneiras e pré-filtração em pedregulho. As variações das características da água bruta é que determinam a escolha dos tipos de pré-tratamentos necessários.

Nas últimas duas décadas, a pré-filtração em pedregulho vem sendo estudada em países da Europa, África e América Latina, com destaque para a Colômbia e Brasil. A pré-filtração pode ser realizada em pré-filtros dinâmicos de pedregulho, pré-filtros de pedregulho de escoamento horizontal e pré-filtros de pedregulho de escoamento vertical ascendente ou descendente. A tecnologia de tratamento, que combina a utilização de pré-filtros de pedregulho (pré-filtro dinâmico seguido de pré-filtro de escoamento horizontal ou vertical) com a filtração lenta, é denominada FiME. As principais características da água bruta recomendável para a aplicação da tecnologia FiME estão apresentadas na Tabela 6.1. Essa tecnologia foi objeto de estudo no Edital 1 do Prosab e os resultados obtidos são apresentados por Di Bernardo, Brandão e Heller (1999).

Na FiME, a água passa por diferentes etapas de tratamento. Na primeira ocorre principalmente a remoção de sólidos grosseiros, embora ocorra também a remoção de organismos e material fino. Essa etapa é chamada de pré-filtração dinâmica (PFD), sendo constituída de um meio granular apropriado de pedregulho, com tamanho menor no topo e maior no fundo, dispostos sobre um sistema de drenagem, constituído por tubos perfurados. Uma parcela da vazão afluyente escoo superficialmente e a outra infiltra; essa parcela que infiltra é coletada pelos drenos e encaminhada ao pré-filtro de escoamento ascendente (PFVA). Essa unidade constitui de uma outra unidade de pré-filtração em pedregulho, mas de granulometria menor e decrescente no sentido do fluxo da água. Esses pré-filtros de escoamento ascendente apresentam maior facilidade de limpeza, tendo a vantagem de favorecer a acumulação de sólidos no fundo do filtro, onde se localiza o sistema de drenagem, facilitando assim, a limpeza hidráulica ou de fundo das unidades que são feitas através de descargas de fundo. A direção vertical do escoamento reduz as interferências geradas por diferenças de temperatura ou de densidade do fluido, melhorando o comportamento hidráulico da unidade, evitando zonas mortas e produzindo tempos de retenção mais homogêneos. A água, após passar por esses dois pré-filtros, já com características mais adequadas à filtração lenta, é então encaminhada ao filtro lento.

Para águas com turbidez alta e grande quantidade de sólidos suspensos podem ser utilizados pré-filtros de pedregulho, com granulometria decrescente no sentido do escoamento. Esses pré-filtros podem ser classificados como: de escoamento ascendente, horizontal, dinâmico de escoamento horizontal, em série, entre outros. A taxa de aplicação nesses pré-filtros varia de 0,3 a 1,5 m/dia e os diâmetros dos materiais podem variar de pouco menos de 3 mm a 40 mm. Estudos realizados por Collins et al.(1994) indicaram que, para remoção de partículas sólidas, a variável de projeto mais importante era a profundidade, enquanto que para remoção de algas era a taxa de aplicação.

Mantas não tecidas

O emprego das mantas não texturizadas no topo da camada de areia dos filtros lentos foi idealizado para facilitar a limpeza dos filtros, que normalmente consta da remoção da camada superior de areia, numa espessura de 3 a 5 cm, lavagem dessa areia e posterior recolocação.

Em geral, as mantas são constituídas por fibras de poliéster,

poliamida, propileno, polietileno e polivinil. As mantas, com predominância de fibras de polipropileno, são mais resistentes à abrasão, ao calor, à ação da radiação ultravioleta, ao ataque de compostos tais como ácidos, alcalizantes e agentes oxidantes; misturam-se facilmente com outras fibras no processo de fabricação; são livres de grupos polares, o que facilita sua limpeza; e apresentam custos menores.

As principais propriedades das mantas sintéticas não tecidas são apresentadas na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 Propriedades gerais das mantas sintéticas não texturizadas (DI BERNARDO e DANTAS, 2005).

Propriedade	Faixa de Variação
Espessura (mm)	0,40 – 20,0
Porosidade	0,56 – 0,99
Diâmetro médio das fibras (μm)	27 - 100
Massa específica da manta (g/m^3)	0,02 – 0,40
Superfície específica (m^2/m^3)	1100 - 36000
Condutividade hidráulica (mm/s)	0,27 - 47

Vários pesquisadores brasileiros (DI BERNARDO, 1991; PATERNIANI, 1991; FERRAZ e PATERNIANI, 2000) já realizaram investigações experimentais, empregando as mantas não texturizadas na filtração lenta. Os resultados das pesquisas apontaram para uma maior duração das carreiras de filtração, facilidade de limpeza das mantas, maior eficiência de remoção de impurezas e uso de maiores taxas de filtração. Para taxas de filtração inferiores a $6 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, praticamente não ocorre penetração de impurezas na camada de areia, bastando a limpeza da manta para que o filtro lento seja colocado em operação. É possível reduzir a espessura da camada de areia para cerca de 0,40m quando as mantas são empregadas. Para uma mesma taxa de filtração, a duração da carreira de um filtro lento com mantas chega a ser até cinco vezes maior do que a correspondente em um filtro lento com camada de areia de mesma espessura e sem mantas.

Uso Integrado do Carvão Ativado Granular na Filtração Lenta

Para melhorar a eficiência da filtração lenta em relação a compostos orgânicos de difícil degradabilidade (substâncias húmicas, agroquímicos,

fármacos, entre outros), algumas técnicas avançadas de tratamento têm sido utilizadas de forma combinada com os filtros lentos. Entre elas destacam-se a pré-oxidação, particularmente utilizando o ozônio, e a adsorção em carvão ativado granular. A pré-oxidação de forma conjunta com a filtração lenta não será discutida neste Capítulo, pois não foi objeto de estudo no Prosab. As bases do processo de adsorção em carvão ativado, por sua vez, são apresentadas no Capítulo 8. Neste Capítulo, serão discutidos, portanto, aspectos específicos da aplicação conjunta com a filtração lenta.

Em geral o uso do carvão ativado na filtração lenta tem se dado por meio da incorporação de uma camada intermediária de CAG, no leito de areia dos filtros, com espessura entre 8 e 15 cm.

Vários pesquisadores (RACHWAL, BAUER e WEST, 1988; GOULD, 1985 *apud* LANGLAIS, RECKHOW e BRINK, 1991) confirmam que o uso da camada intermediária de carvão ativado proporciona aumento de remoção de cor, sabor e odor no filtro lento, reduzindo também os subprodutos da desinfecção. Tangerino (2003) reporta valores de remoção de cor verdadeira em torno de 63% para filtros lentos com camada intermediária de carvão, contra 33% de remoção para filtros com camada única de areia. A camada de CAG deve estar sob uma camada de areia, que protege o carvão de uma carga excessiva de matéria orgânica particulada; a camada superior de areia funciona como filtro lento natural e o carvão como adsorvedor (COELHO, 2002).

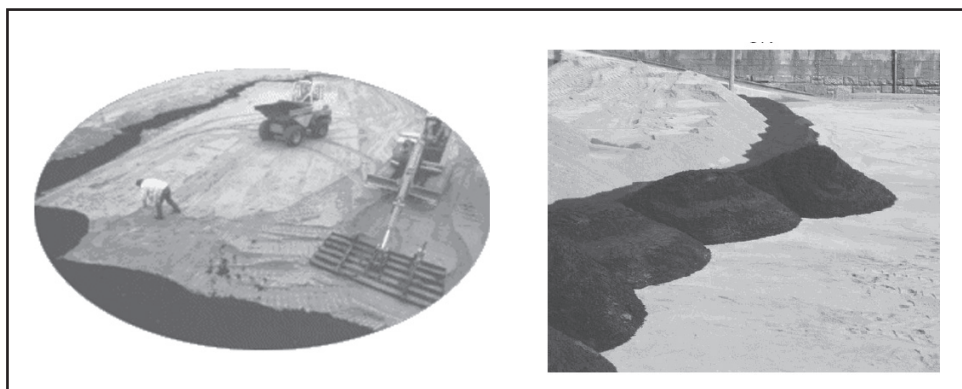


Figura 6.3 Preparo e colocação de camada intermediária de CAG em filtro lento

(Fonte: <http://www.brimacservice.com> da Brimac Service Carbon).

Bauer et al. (1996) destacam que a utilização do CAG, como camada intermediária nos filtros lentos, apresenta grandes vantagens na remoção de compostos orgânicos e de micropoluentes não biodegradáveis, tais como: pesticidas, na remoção de cor, sabor e odor, bem como na redução de THMs; e pode representar economia quando comparada a processos convencionais. A Figura 6.3 mostra a colocação da camada intermediária de CAG em filtros lentos de grandes dimensões.

Remoção de Parâmetros Físico-Químicos e Bacteriológicos: a Experiência do PROSAB

O Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho montou uma instalação piloto tipo FiME às margens de um pequeno lago, em fase inicial de eutrofização, localizado do Bairro do Ipê, na cidade de Ilha Solteira-SP. Próximo ao local existe um pesque-pague, cuja água foi utilizada em um dos ensaios da pesquisa.

A instalação piloto de FiME consiste de 01 pré-filtro dinâmico (PFD) e 01 pré-filtro vertical de escoamento ascendente (PFVA) em série, seguidos de 04 unidades de filtração lenta (FL) em paralelo (Figura 6.4). Os filtros lentos foram montados de modo que cada um opere com diferente camada filtrante, sendo: areia (FLA); areia e CAG intermediário (FLAC), areia e manta (FLAM), areia, CAG intermediário e manta (FLACM). Após cada filtro lento, foi instalada 01 coluna polimento em carvão ativado (CP).

Os efluentes da lavagem dos pré-filtros e demais componentes da instalação eram encaminhados a um leito de secagem, onde foram removidos os materiais em suspensão. Como medida preventiva, todos efluentes que retornavam ao lago eram desinfetados adequadamente.

O PFD consta de unidade de chapa metálica, possuindo leito de pedregulho com granulometria crescente de cima para baixo. O PFVA consta de unidade de chapa metálica, de diâmetro de 0,80 m, com camadas de pedregulho de diâmetro decrescente, no sentido do escoamento. As colunas CP são de PVC, com diâmetro de 150 mm, com meio filtrante de 1,0 m de espessura, diâmetro dos grãos de 0,30 a 0,84 mm e número de iodo de 800 mg/g.

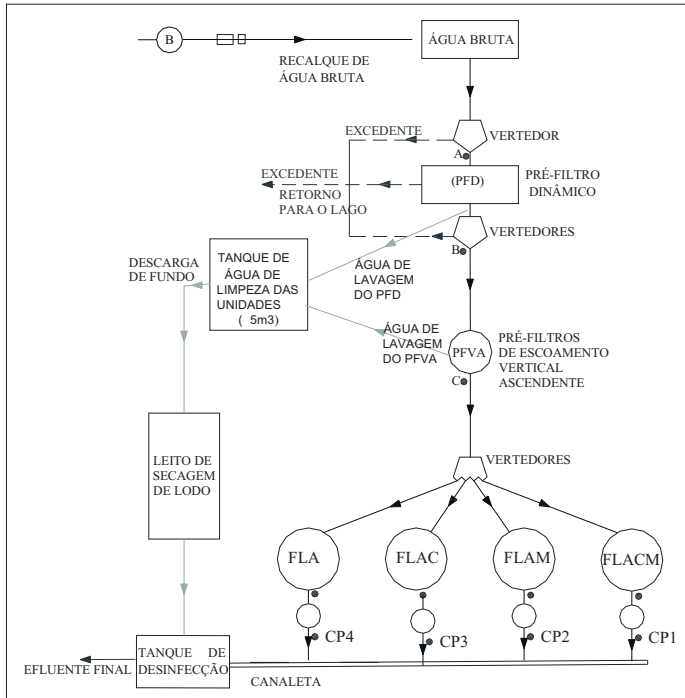


Figura 6.4 Desenho esquemático da instalação piloto FiME seguida de colunas de polimento, instalada na cidade de Ilha Solteira-SP.

Os filtros lentos são de forma cilíndrica, com diâmetro de 0,80 m e 2,95 m de altura. O meio filtrante de cada filtro lento tem as seguintes composições:

- i) FLACM - camada superior de 40 cm de areia, com granulometria de 0,08 a 1,0 mm de diâmetro, com coeficiente de desuniformidade inferior a 3,0 e diâmetro efetivo entre 0,20 e 0,25 mm, camada intermediária de 30 cm de carvão ativado granular de mesmas características ao do empregado nas colunas de polimento, camada inferior de areia com 10 cm de espessura. Acima do leito filtrante de areia, está disposta manta não-texturizada;
- ii) FLAM - camada superior de 80 cm de areia (mesma granulometria do FLACM) e com manta não-texturizada na parte superior do leito;
- iii) FLAC - idêntico meio filtrante do FLACM e sem manta;
- iv) FLA - idêntico meio filtrante do FLAM e sem manta.

A instalação piloto de FiME foi colocada em operação em outubro de 2004 e operou, sem interrupção, até meados de abril de 2006. A água bruta utilizada caracterizava-se pela baixa turbidez e baixa cor verdadeira, com presença de algas e cianobactérias e com predominância dos gêneros Fitoflagelado, *Pseudoanabaena* sp, *Staurodesmus* spp, entre outros. Nesse período, não ocorreu florescimento de cianobactérias.

Foram realizados quatro ensaios: (a) Ensaio 1 - água do lago do Ipê utilizando a instalação FiME seguida de colunas de polimento; (b) Ensaio 2 - água do lago do Ipê utilizando apenas os filtros lentos seguidos de colunas de polimento; (c) Ensaio 3 - água do pesque-pague diluída com água do lago Ipê, utilizando a instalação FiME seguida de colunas de polimento; (d) Ensaio 4 - água do lago do Ipê utilizando a instalação FiME seguida de colunas de polimento.

Remoção de Turbidez

A turbidez da água bruta durante o Ensaio 1, realizado com água do lago Ipê, apresentou valores máximos de turbidez abaixo de 7 UT, com média em torno de 1,9 UT. Não ocorreu variação grande da turbidez afluente em função de chuvas, mesmo com as mais intensas. A turbidez da água na saída das colunas de polimento manteve-se em torno de 0,1 UT.

Os filtros com camada intermediária de CAG não apresentaram diferenças significativas quanto à remoção de turbidez em relação aos filtros com camada única de areia. Em geral, os valores de turbidez remanescente nos quatro filtros foram próximos entre si, com valores médios remanescentes em torno de 0,2 UT e desvio padrão médio variando de 0,11 a 0,28 UT. Não foi possível observar vantagens ou desvantagens da aplicação da manta não tecida quanto à remoção de turbidez.

Os filtros lentos removeram, em média, mais de 64% de turbidez efluente ao PFVA e o conjunto pré-filtros+FL removeu aproximadamente 92%. Com a inclusão das colunas de polimento essa remoção atingiu 94%. Os filtros FLACM e FLAC apresentaram os melhores resultados de remoção de turbidez (73% e 69% respectivamente) enquanto que os filtros sem carvão apresentaram remoções em torno de 64%. Observa-se, então, que o filtro lento com manta e carvão ativado teve melhor eficiência na remoção de turbidez. A remoção de turbidez observada nas colunas de polimento foi relativamente baixa, pois ocorreu o crescimento de algas na parte superior das colunas.

No Ensaio 2, foi utilizada água bruta do lago Ipê aplicada diretamen-

te nos filtros lentos. Observou-se que a remoção de turbidez ocorreu, principalmente, nos filtros lentos, e que as colunas de polimento pouco interferiam na turbidez final do efluente, que se situou na faixa abaixo de 0,2 UT.

No Ensaio 3, foi utilizada como água bruta, uma mistura da água do pesque-pague com a água do lago Ipê, e aplicada à FiME, seguida de colunas de polimento. A turbidez média da água bruta foi de 13,7 UT (Tabela 6.4) e a efluente da instalação foi de 1,3 UT, na linha com manta não texturizada (CP1 e CP2), e 1,7 UT, na linha sem manta (CP3 e CP4). A Figura 6.5 mostra claramente a vantagem da utilização de mantas na filtração lenta.

Tabela 6.4 Valores de turbidez durante o Ensaio 3 realizado com a mistura da água do pesque-pague com água do lago Ipê.

PONTO	FAIXA DE VALORES DE TURBIDEZ			
	VALORES (uT)			
	MÁXIMO	MÉDIA	MÍNIMO	DESVPAD
AB	16,700	13,725	11,000	2,756
PFD	11,500	9,178	7,140	1,953
PFVA	7,370	6,025	4,420	1,358
FLACM	1,990	1,445	0,781	0,534
FLAM	1,660	1,281	0,754	0,409
FLAC	2,320	1,698	1,100	0,553
FLA	2,720	1,838	1,080	0,702
CP1	1,890	1,399	0,796	0,494
CP2	1,600	1,121	0,725	0,360
CP3	2,270	1,688	1,050	0,554
CP4	2,360	1,705	1,090	0,559

O Ensaio 4 foi realizado com a mesma água do Ensaio 1, ou seja, água do lago Ipê, aplicada na FiME, seguida de colunas de polimento. Nesse ensaio, observou-se que a instalação piloto apresentou, em média, remoção de turbidez (90%), semelhante ao do primeiro ensaio.

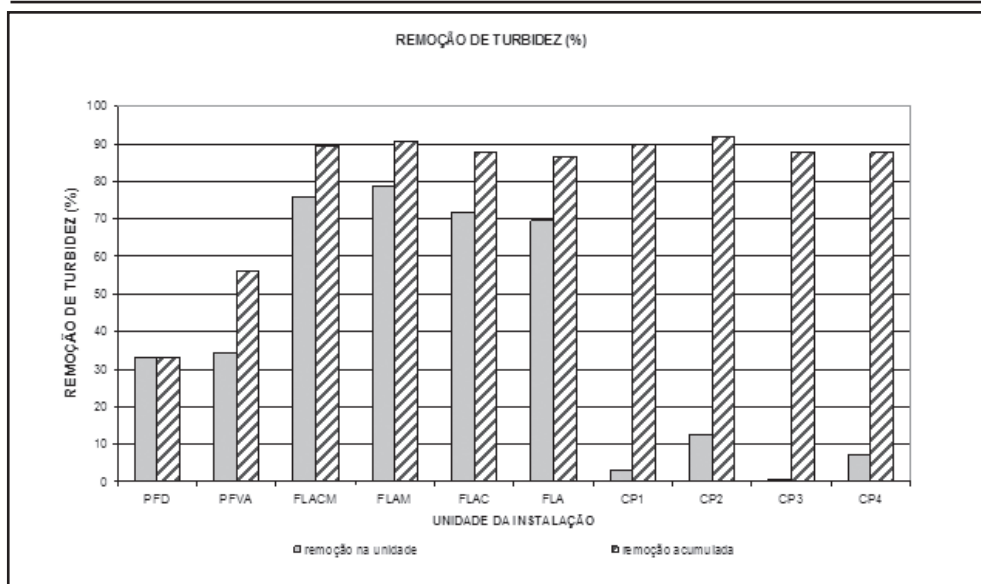


Figura 6.5 Percentagem de remoção de turbidez nas unidades da FiME, durante o Ensaio 3 realizado com a mistura da água do pesque-pague com água do lago Ipê.

A remoção de cor aparente apresentou comportamento semelhante à remoção de turbidez. Entretanto, deve ser ressaltado que a variação da cor aparente dos pré-filtros e nos filtros lentos acompanhou a variação da água bruta, mas nos efluentes das colunas de polimento essa variação não foi tão acentuada. Outro aspecto importante a ser destacado é que no Ensaio 3, realizado com a mistura da água do pesque-pague com a água do lago Ipê com cor aparente da água bruta entre 228 a 173 UH, o efluente das colunas de polimento apresentou valores médios acima de 15 UH, valor recomendado pela Portaria MS 518/2004 (BRASIL, 2004).

Remoção de cor verdadeira

Durante o Ensaio 1, realizado com água do lago Ipê, a variação da cor remanescente nas unidades filtrantes sofreu influência da cor verdadeira da água bruta. A cor efluente dos filtros lentos e das colunas de polimento apresentou valores abaixo de 10 uH, na maior parte do tempo de operação, valores abaixo de 5 uH. De maneira geral, os filtros lentos apresentaram rendimento satisfatório na remoção de cor verdadeira, sendo que os filtros com camada intermediária com carvão ativado foram mais eficientes.

Na Tabela 6.5, estão apresentados os valores máximos, médios e

mínimos da cor verdadeira ocorridos no Ensaio 1. Observa-se que os filtros lentos com camadas intermediárias de carvão ativado (FLACM e FLAC) apresentaram valores médios de cor (5 e 4uH, respectivamente) inferiores aos filtros sem carvão. Os filtros sem carvão, FLAM e FLA, apresentaram cor verdadeira média remanescente de 7 e 8 uH, respectivamente. Os filtros lentos com carvão ativado, FLACM e FLAC, e as colunas de polimento apresentaram valores mínimos de cor verdadeira inferiores a 1uH. Na Tabela 6.6, estão apresentados os valores percentuais de remoção da cor verdadeira obtidos nas várias unidades da FiME durante o Ensaio 1.

Tabela 6.5 Valores máximos, médios e mínimos de cor verdadeira durante o Ensaio 1.

FAIXA DE VALORES DE COR VERDADEIRA (uH)				
PONTO	VALORES			
	MAXIM	MÉDIA	MINIMO	DESVPAD
AB	48	17	6	11
PFD	34	13	5	8
PFVA	24	9	3	6
FLACM	16	5	<1	5
FLAM	24	7	1	5
FLAC	19	4	<1	4
FLA	22	8	1	5
CP1	14	3	<1	4
CP2	14	3	<1	4
CP3	13	4	<1	4
CP4	13	3	<1	3

Tabela 6.6 Percentagem de remoção da cor verdadeira durante o Ensaio 1.

REMOÇÃO MÉDIA DE COR VERDADEIRA		
PONTO	VALORES EM %	
	PONTO A PONTO	ACUMULADA
PFD	26	26
PFVA	27	46
FLACM	49	72
FLAM	23	58
FLAC	57	77
FLA	20	57
CP1	38	83
CP2	55	81
CP3	10	79
CP4	55	80

Observa-se (Tabela 6.6) que a remoção média de cor verdadeira nos pré-filtros PFD e PFVA foi de 26 e 27 %, respectivamente. Os filtros lentos com camada intermediária de carvão ativado (FLACM e FLAC) foram os que apresentaram maior remoção de cor verdadeira (49 e 57%, respectivamente). A remoção média nos filtros lentos com areia (FLAM e FLA) foi de 23 e 20%, respectivamente. As colunas CP2 e CP4 apresentaram remoção percentual (55%) maior que a CP1 e CP3 (38 e 10%, respectivamente), porque receberam água proveniente dos filtros de areia (FLAM e FLA), com maior concentração de cor. Este resultado confirma a eficiência do carvão ativado na remoção de cor. A remoção média global de cor verdadeira na FiME, após as colunas de polimento, foi em torno de 80%, com ligeira vantagem para os esquemas que incluíram mantas não tecidas (CP1 e CP2).

Na Figura 6.6 estão mostrados os valores remanescentes de cor verdadeira ocorridos no Ensaio 3. Observa-se que em todas as unidades, incluindo as colunas de polimento, a cor verdadeira efluente foi acima de 5 uH. Porém, os filtros lentos com camada intermediária de CAG

apresentaram remoções superiores aos filtros sem carvão. Pode ser novamente observado que os efluentes das colunas de polimento apresentaram valores de cor verdadeira semelhantes e em torno de 8 uH.

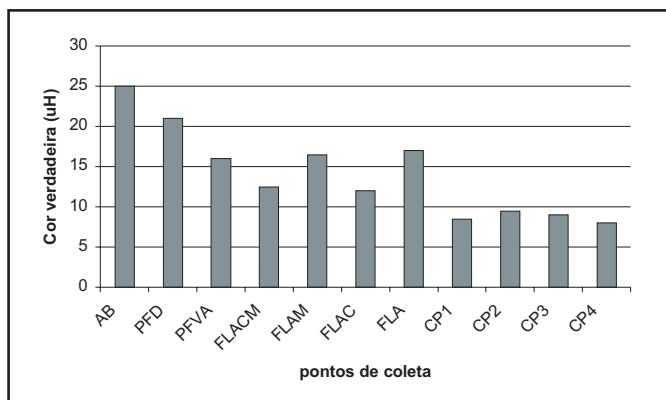


Figura 6.6 Cor verdadeira afluente e efluente à FiME, durante o Ensaio 3 realizado com a mistura da água do pesque-pague com a água do lago Ipê.

Remoção de sólidos suspensos

Na Figura 6.7, são mostrados os valores médios observados de sólidos suspensos nos Ensaios 1 e 3, com aplicação da água do lago Ipê e da mistura de água do pesque-pague com a do lago, respectivamente. Pode ser observado que os pré-filtros, PFD e PFVA, foram responsáveis pela maior remoção dos sólidos suspensos, ou seja, a maior parte deste material fica retida nesses pré-filtros (aproximadamente 30 e 40 %, respectivamente). Também pode ser observado que os filtros lentos com manta, FLACM e FLAM, foram um pouco mais eficientes do que os filtros sem manta.

Remoção de coliformes totais

Na Tabela 6.7 e na Figura 6.8, estão apresentados os valores máximos, médios e mínimos de coliformes totais remanescentes nos efluentes do pré-filtro PFVA e dos filtros lentos durante o Ensaio 1. O afluente aos filtros lentos apresentou valor médio de coliformes totais igual a 546 NMP/mL. A eficiência de remoção de coliformes totais pelos filtros lentos foi acima de 90%; sendo que os efluentes dos filtros de areia apresentaram valores médios de coliformes totais inferiores a 50 NMP/100mL; enquanto que, nos efluentes dos filtros com camada

intermediária de carvão ativado, foram obtidos valores abaixo de 20 NMP/100mL. Os valores mais altos de coliformes totais ocorreram na fase de maturação dos filtros lentos. Poucas análises acusaram a presença de *Escherichia coli*.

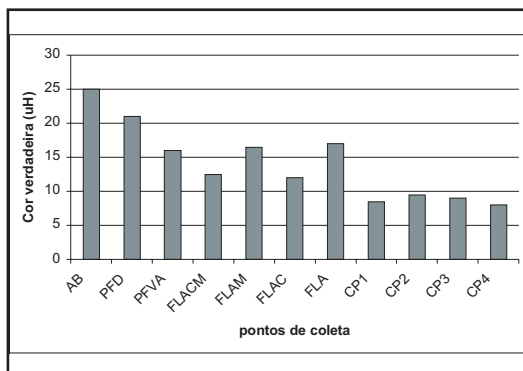


Figura 6.7 Sólidos suspensos na água bruta e efluente à FiME durante os Ensaios 1 e 3.

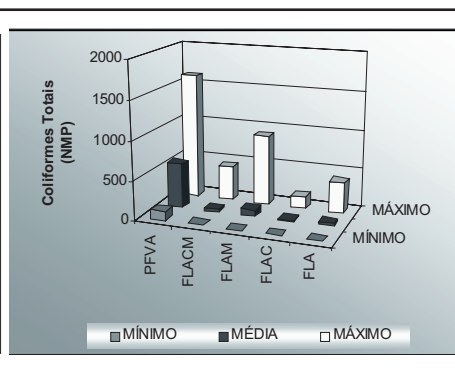


Figura 6.8 Valores máximos, médios e mínimos de coli totais durante o Ensaio 1.

COLIFORMES TOTAIS (NMP)			
PONTO	MÍNIMO	MÉDIA	MÁXIMO
PFVA	80	546	1620
FLACM	0	29	447
FLAM	0	49	251
FLAC	0	17	152
FLA	0	41	396

Tabela 6.7 Valores máximos, médios e mínimos de coliformes totais durante o Ensaio 1.

Remoção de Algas, Cianobactérias e Cianotoxinas Experiência do PROSAB.

Influência das características da camada de areia e taxa de aplicação do filtro lento na remoção de *Microcystis aeruginosa*

Um sistema de filtração lenta foi montado, em escala piloto, no Laboratório de Análise de Água (LAA) do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília (UnB) para estudar processo de filtração lenta, por meio da avaliação da influência da

granulometria, da espessura da camada de areia e da taxa de aplicação no filtro lento, no tratamento de água contendo *Microcystis aeruginosa*. A instalação piloto (Figura 6.9), utilizada nesse estudo, era composta por 3 filtros lentos operados em paralelo, denominados de FLA-1, FLA-2 e FLA-3.

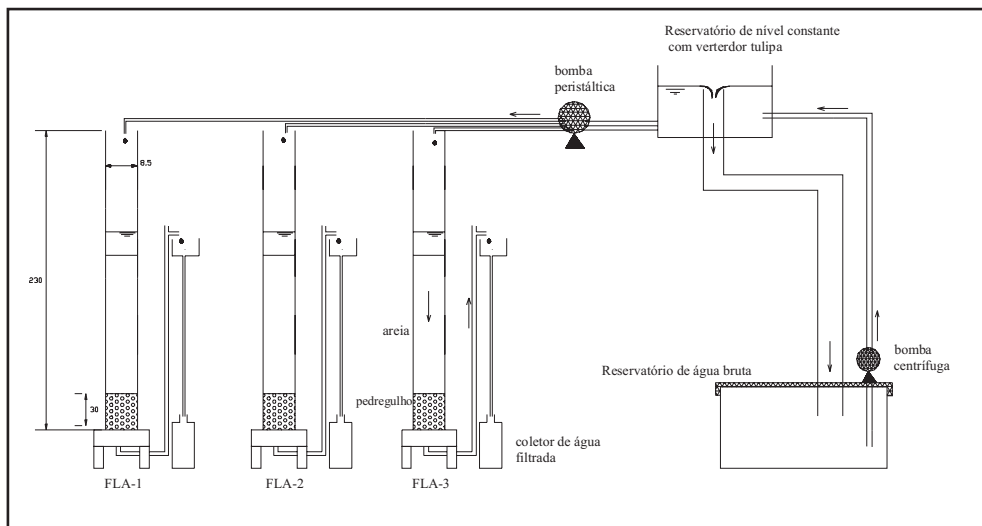


Figura 6.9 Esquema da instalação experimental (SÁ, 2006).

As características granulométricas e a espessura da camada de areia em cada filtro dependeram da etapa experimental em estudo. Porém, a areia utilizada apresentava características granulométricas enquadradas dentro dos limites recomendados por Di Bernardo (1993). O coeficiente de desuniformidade, cujo valor influencia na penetração das impurezas no meio filtrante, variou entre 2,0 e 2,4 e o tamanho dos grãos de 0,149 a 1,0mm.

Os experimentos foram realizados em quatro etapas experimentais: (a) Etapa 1 - Avaliação da influência do diâmetro efetivo da areia; (b) Etapa 2 - Avaliação da influência da espessura da camada de areia; (c) Etapa 3 - Avaliação da influência da taxa de filtração; e (d) Etapa 4 - Identificação dos limites de concentração de *M. aeruginosa* e microcistina admissíveis na água afluenta aos filtros lentos.

A água utilizada era proveniente do lago Paranoá-Brasília-DF (água base), que a, depender da etapa experimental, foi inoculada com células viáveis de *Microcystis aeruginosa*. Essas células foram cultivadas em

laboratório, em meio ASM-1 e sob condições controladas de luz e temperatura.

Etapa 1 – Avaliação da influência do diâmetro efetivo da areia

Nessa etapa experimental foi avaliada a influência do diâmetro efetivo da areia na remoção de *M. aeruginosa*. Os três filtros lentos foram operados em paralelo e ininterruptamente, com taxa de filtração de 3m/dia. No FLA-1, o diâmetro efetivo utilizado foi de 0,35mm, no FLA-2 de 0,28mm, e no FLA-3 de 0,22mm. Os filtros lentos foram preenchidos com 0,90m de meio filtrante composto unicamente por areia e com 30cm de pedregulho utilizado como camada suporte. Foram realizados ensaios com água bruta natural do Lago Paranoá e água preparada com aplicação de cultivo cianobactérias da espécie de *Microcystis. Aeruginosa* numa concentração final de 10^5 cél./mL.

A Etapa 1 foi sub-dividida nas seguintes fases: (a) Fase 1 - amadurecimento; (b) Fase 2 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 10^5 cel./mL de *M. aeruginosa*; (c) Fase 3 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada; (d) Fase 4 - limpeza e novo amadurecimento dos filtros; (e) Fase 5 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 10^5 cel./mL de *M. aeruginosa*; e (f) Fase 6 - alimentação com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada.

De acordo com os dados de clorofila-a (Figura 6.10), o FLA-1, preenchido com areia com diâmetro efetivo de 0,35mm, foi o filtro que apresentou os resultados mais desfavoráveis, o FLA-2 (diâmetro 0,28mm) e o FLA-3 (0,22mm) se mostraram bastante similares. Houve transpasse de células de *Microcystis aeruginosa* tanto na Fase 2 como na Fase 5, entretanto, foi mais intenso durante a segunda passagem de células. Na primeira passagem de células, o transpasse pareceu durar até o último dia da Fase 2, enquanto que na segunda passagem, até quatro dias após o término da Fase 5.

Os valores dos picos de clorofila-a na água filtrada durante a Fase 5, foram de 3,4µg/L (FLA-1), 2,8µg/L (FLA-2) e de 1,6µg/L (FLA-3), indicando o carreamento de células. Em seguida, as concentrações nos efluentes decaíram gradativamente, até retornarem aos valores similares aos dias anteriores à passagem de células.

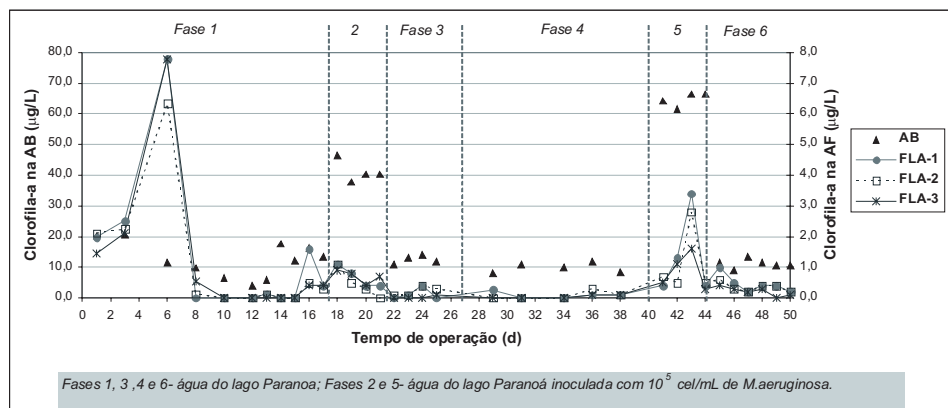


Figura 6.10 Clorofila-a na água afluenta e efluente dos filtros lentos durante a Etapa 1. (AF: água filtrada; AB: água bruta; FLA: filtro lento de areia) (SÁ, 2006).

Etapa 2 – Avaliação da influência da espessura da camada de areia

Nessa etapa foi avaliada a influência da espessura da camada de areia no filtro lento no tratamento de água contendo *Microcystis aeruginosa*. O leito dos três filtros lentos (FLA-1, FLA-2 e FLA-3) foram preenchidos com areia de diâmetro efetivo de 0,28mm e com espessuras de camada de areia de 0,60 m para o FLA-1, 0,90 m para o FLA-2 e 1,1m para o FLA-3. A taxa de filtração aplicada aos filtros durante o experimento foi de 3 m/dia.

A Etapa 2 foi sub-dividida nas seguintes fases experimentais: (a) Fase 1 - amadurecimento; (b) Fase 2 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 10^5 cel./mL de *M. aeruginosa*; (c) Fase 3 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada; (d) Fase 4 - limpeza e novo amadurecimento dos filtros; (e) Fase 5 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 10^5 cel./mL de *M. aeruginosa*; e (f) Fase 6 - alimentação com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada.

Os resultados de clorofila-a nos efluentes dos filtros lentos (Figura 6.11) revelam que o FLA 1 (0,6m) foi mais afetado pela presença de *Microcystis aeruginosa* na água bruta que os dois outros filtros. O efluente do FLA 1 (0,6m) apresentou concentrações de clorofila-a elevadas, atingindo um valor máximo de 17 µg/L, no 42º dia de experimento, confirmando que houve um grande transpasse de células de *Microcystis aeruginosa* pelo filtro. Para o FLA 2 (0,9m), o maior valor de clorofila-a na água filtrada foi de 4,9 µg/L, e no FLA 3 (1,1m) de 4 µg/L.

A média de remoção do parâmetro de clorofila-a durante o experimento foi de 94,3% para o FLA-1, 98,3% para o FLA-2, e de 99,4% para o FLA-3, confirmando que houve um maior transpasse de células no filtro com menor camada de areia (0,6m).

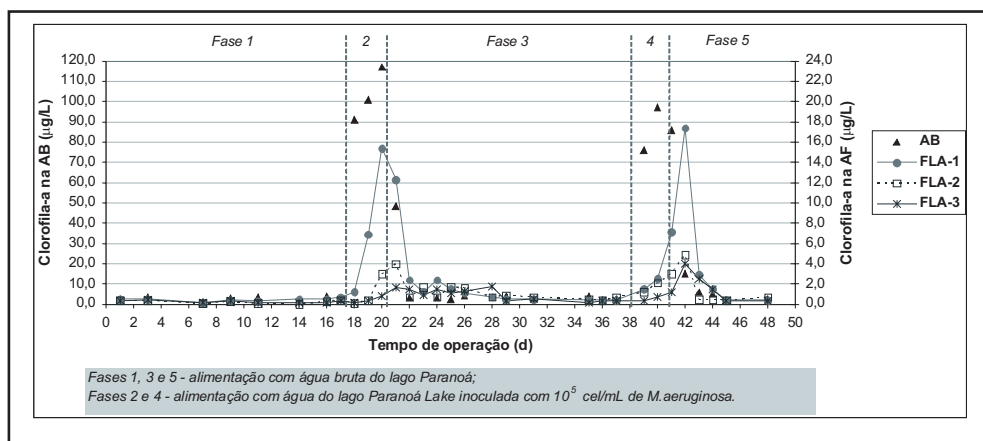


Figura 6.11 Clorofila-a na água afluyente e efluente dos filtros lentos durante a Etapa 2 (AF: água filtrada; AB: água bruta; FLA: filtro lento de areia) (SÁ, 2006).

As Figuras 6.12 e 6.13 apresentam, respectivamente, os valores de concentração de microcistina intra e extracelular (dissolvida) presente na água bruta e na água filtrada, durante as fases experimentais. As concentrações de microcistina intracelular encontradas na água bruta durante as fases de passagem de células (Fases 2 e 4) foram bastante elevadas, sendo, em média, de 185µg/L na primeira aplicação, e de 166µg/L na segunda.

De acordo com a Figura 6.12, percebe-se que foi detectada microcistina intracelular nos efluentes dos três filtros lentos, confirmando a ocorrência de um transpasse de células de *Microcystis aeruginosa* pelos filtros, já observado a partir dos dados de clorofila-a. O FLA-1 (0,60m) parece ter sido mais afetado pela presença de *Microcystis aeruginosa* na água bruta, pois as concentrações de microcistina intracelular no seu efluente foram superiores às do FLA-2 (0,90m) e FLA-3 (1,10m). No entanto, a diferença de concentração de microcistina intracelular nos efluentes dos filtros foi menor que a observada nos resultados de turbidez e clorofila-a. A maior concentração de microcistina intracelular detectada na água filtrada foi oriunda do FLA-1 e teve valor de 10µg/L.

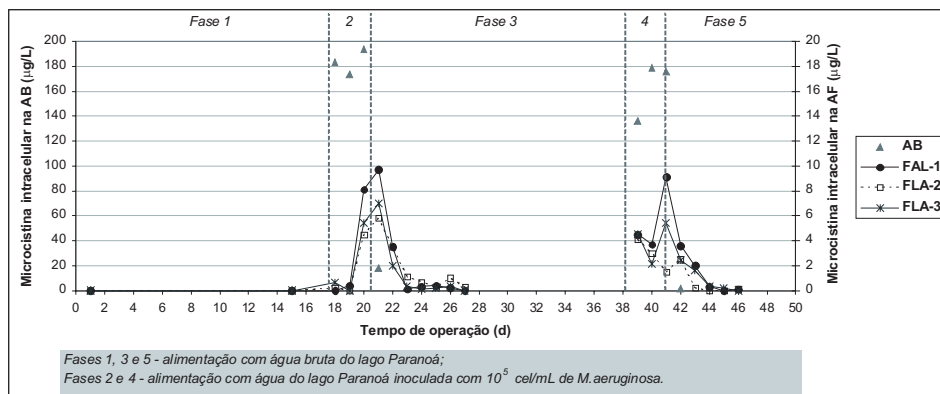


Figura 6.12 Microcistina intracelular na água afluyente e efluente dos filtros lentos durante a Etapa 2 (AF: água filtrada; AB: água bruta; FLA: filtro lento de areia) (SÁ, 2006).

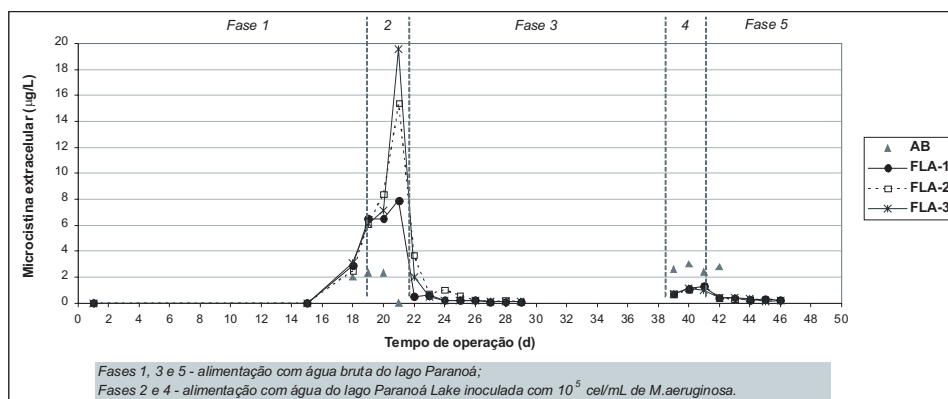


Figura 6.13 Microcistina extracelular na água afluyente e efluente dos filtros lentos durante a Etapa 2 (AF: água filtrada; AB: água bruta; FLA: filtro lento de areia) (SÁ, 2006)

As análises de microcistina extracelular (Figura 6.13) indicaram a ocorrência de lise das células retidas de *Microcystis aeruginosa* no interior dos filtros, e parcial carreamento da microcistina extracelular para a água filtrada. Observou-se que, nas fases de repetição, os filtros foram mais eficientes no que diz respeito à remoção de microcistina extracelular proveniente da lise de células no interior dos filtros, devido ao aumento do grau de maturação dos filtros com o tempo de operação.

A partir de todos os dados avaliados na Etapa 2, pode-se concluir

que, quando um filtro lento sofre sucessivas raspagens, podendo atingir uma espessura crítica do meio filtrante, de 0,6m, pode-se ocorrer um maior transpasse de células, acarretando um maior risco da presença desses microrganismos na água filtrada. Dessa forma, torna-se mais seguro a utilização de uma maior espessura de camada de areia, e entre o filtro com 0,9m de profundidade e o de 1,1m, parece não haver diferença significativa dos parâmetros analisados.

Etapas 3 - Avaliação da influência da taxa de filtração

Nessa etapa foi avaliada a influência da taxa de filtração aplicada aos filtros lentos, na remoção de *Microcystis aeruginosa* e microcistina extracelular (dissolvida). No FLA-1, a taxa de filtração foi de 2m/dia, no FLA-2 de 4m/dia, e no FLA-3 de 3m/dia. A espessura da camada de areia filtrante foi de 1,1m e o diâmetro efetivo dos grãos da areia foi de 0,28mm. No entanto, durante os períodos de amadurecimento, os três filtros operaram com a mesma taxa de filtração, 3m/dia, para que assim estivessem em condições similares de atividade biológicas nas fases de passagem de células e toxinas.

A Etapa 3 foi realizada com as seguintes fases experimentais: (a) Fase 1 - amadurecimento; (b) Fase 2 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 10^5 cel./mL de *M. aeruginosa*; (c) Fase 3 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada; (d) Fase 4 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 41µg/L de microcistina extracelular; (e) Fase 5 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada; (f) Fase 6 - limpeza e novo amadurecimento; (g) Fase 7 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 10^5 cel./mL de *M. aeruginosa*; (h) Fase 8 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada; (i) Fase 9 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 32,5µg/L de microcistina extracelular; e (j) Fase 10 - alimentação com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada.

As concentrações de clorofila-a na água bruta e filtrada, durante a Etapa 3, são apresentadas na Figura 6.14. Observa-se que a clorofila-a apresentou picos na água bruta, durante as fases de passagem de células de *Microcystis aeruginosa*, sendo que a média das concentrações foi de 138 µg/L na Fase 2 e de 109 mg/L na Fase 7.

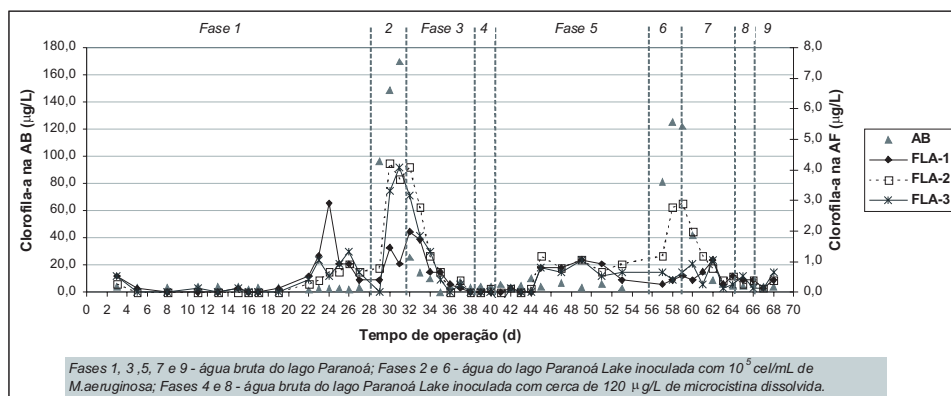


Figura 6.14 Clorofila-a na água afluyente e efluente dos filtros lentos durante a Etapa 3 (AF: água filtrada; AB: água bruta; FLA: filtro lento de areia) (SÁ, 2006).

Em relação aos valores residuais de clorofila-a nos efluentes, os filtros apresentaram comportamentos distintos, sendo detectadas maiores concentrações de clorofila-a no efluente do filtro FLA-2 operado com maior taxa (4m/dia), e menores concentrações no efluente do filtro FLA-1 operado com menor taxa (2m/dia). As concentrações de clorofila-a nos efluentes dos filtros indicaram a ocorrência de transpasse de células de *Microcystis aeruginosa* pelo filtro lento, sendo que o FLA-2 foi o que apresentou as maiores concentrações. Assim, os resultados de clorofila-a sugerem que a taxa de filtração pode influenciar no grau de remoção de células de *Microcystis aeruginosa*.

De um modo geral, na Etapa 3, o FLA-2, operado com taxa de filtração de 4m/dia apresentou desempenho inferior aos demais filtros, principalmente no que se refere às concentrações de clorofila-a.

O FLA-1, com taxa de 2m/dia, e o FLA-3, com taxa de 3m/dia, parecem ter comportamentos semelhantes. Embora a taxa de 2m/dia seja inferior às mais comumente utilizadas na filtração lenta, esta pode ser utilizada como uma alternativa emergencial de operação quando *Microcystis aeruginosa* e microcistina extracelular (dissolvida) forem detectadas na água do reservatório de captação.

Etapa 4 - Identificação dos limites de concentração de *Microcystis aeruginosa*

Essa etapa avaliou os limites de aplicabilidade da filtração lenta no que diz respeito à concentração de células de *Microcystis aeruginosa* e microcistina extracelular. Os três filtros lentos utilizados nessa etapa

foram iguais, com 0,28 mm de diâmetro efetivo, 1,1m de altura da camada de areia filtrante e operados com uma taxa de filtração de 2 m/dia. Para verificar os limites de aplicabilidade foram aplicadas cianobactérias e cianotoxinas na água de estudo com concentrações de 10^6 cél./mL de *Microcystis aeruginosa*, 17µg/L, 25µg/L, 45µg/L, 103µg/L e 140µg/L de microcistina extracelular.

A Etapa 4 foi realizada com as seguintes fases experimentais: (a) Fase 1 - amadurecimento; (b) Fase 2 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 3×10^6 cel./mL de *M. aeruginosa*; (c) Fase 3 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada; (d) Fase 4 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 140µg/L de microcistina extracelular; (e) Fase 5 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada; (f) Fase 6 - limpeza e amadurecimento; (g) Fase 7 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 25µg/L de microcistina extracelular; (h) Fase 8 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada; (i) Fase 9 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com de 45 µg/L microcistina extracelular; (j) Fase 10 - alimentação com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada; (k) Fase 11 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 130µg/L de microcistina extracelular; (l) Fase 12 - alimentação com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada; (m) Fase 13 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 2×10^6 cel./mL de *M. aeruginosa*; (n) Fase 14 - alimentação com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada; (o) Fase 15 - alimentação dos filtros com água do Lago Paranoá inoculada com 17µg/L de microcistina extracelular; e (p) Fase 16: alimentação com água do Lago Paranoá e monitoramento da água filtrada.

Da mesma forma como ocorrido nas etapas experimentais anteriores, as concentrações de clorofila-a na água bruta (Figura 6.15) foram elevadas durante as fases de presença de células de *Microcystis aeruginosa*, na água afluyente aos filtros. Concentrações da ordem de 10^6 cel./mL na água bruta são muito elevadas, mas são equivalentes à uma água com alto grau de floração de microalgas ou cianobactérias. As maiores concentrações detectadas nos efluentes de cada filtro durante as fases 13 e 14 foram de 47,6 µg/L, para o FLA-1, de 29,3µg/L para o FLA-2 e de 46,5µg/L para o FLA-3.

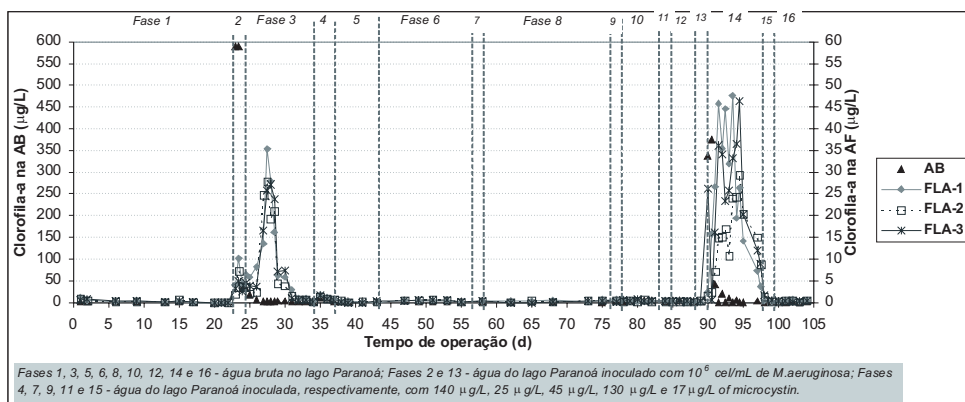


Figura 6.15 Clorofila-a na água afluyente e efluente dos filtros lentos durante a Etapa 4 (AF: água filtrada; AB: água bruta; FLA: filtro lento de areia) (SÁ, 2006).

De uma forma geral, os resultados de clorofila-a indicam a ocorrência de um forte transpasse de células de *Microcystis aeruginosa*, o que pode desaconselhar o uso da filtração lenta para uma segura remoção desses microrganismos, se utilizada como unidade única de tratamento e submetida a esses níveis de concentrações ensaiados.

De acordo com a Figura 6.16, que apresenta o valor médio de microcistina no efluente dos 3 filtros lentos, as concentrações de microcistina intracelular na água bruta nas Fases 2 e 13 foram diferentes, sendo de 184µg/L na Fase 2 e de 103µg/L na Fase 13. De forma semelhante à clorofila-a, também foram detectadas concentrações de microcistina intracelular nos efluentes dos filtros lentos, confirmando a ocorrência de transpasse de células de *M. aeruginosa*.

Na Etapa 4, também foram testadas cinco diferentes concentrações de microcistina extracelular na água afluyente aos filtros, variando de 17 a 140µg/L. Por um lado, verificou-se que a eficiência de remoção de microcistina extracelular (dissolvida) é sempre bastante elevada, indicando a capacidade de biooxidação dos filtros lentos; por outro, observou-se que os filtros não foram capazes de prover água, atendendo ao padrão de 1µg/L definido na Portaria MS 518/2004, quando a concentração de microcistina extracelular na água bruta excedeu 25µg/L. Portanto, à luz do conhecimento atual, para atendimento do padrão de potabilidade, quando a água apresentar concentrações mais elevadas de microcistina extracelular, será necessário combinar a ação de biooxidação dos filtros lentos com a ação oxidante do desinfetante utilizado na etapa final do tratamento.

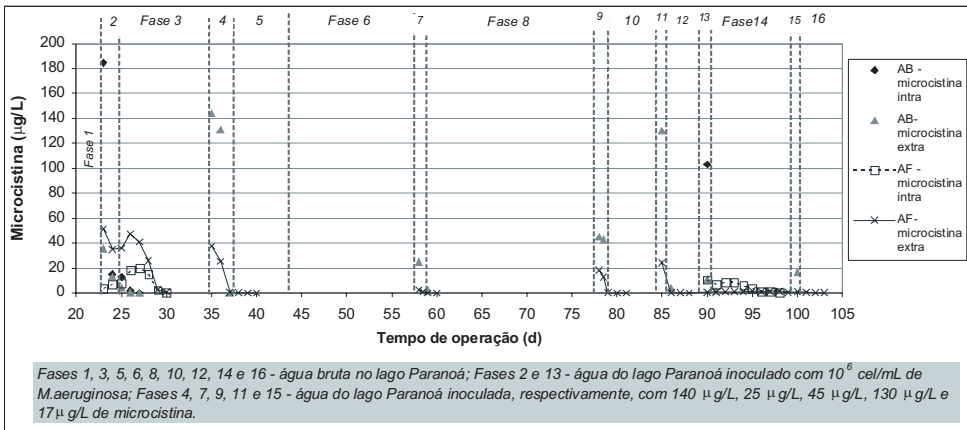


Figura 6.16 Microcistina intracelular na água afluyente e effuyente dos filtros lentos durante a Etapa 4 (AF: água filtrada; AB: água bruta; FLA: filtro lento de areia) (SÁ, 2006).

Como se pode observar na Figura 6.16, os filtros foram visualmente mais eficientes durante as Fases 13 e 14 em relação à massa de microcistina total removida nas Fases 2 e 3. Os valores de microcistina extracelular detectados nos effluentes durante a primeira passagem de células e seu monitoramento (Fases 2 e 3) foram mais elevados, sendo, em média 30µg/L, enquanto que na segunda passagem de células e seu monitoramento (Fases 13 e 14), a média foi de 1,0µg/L.

A melhor eficiência dos filtros nas Fases 13 e 14 pode ter ocorrido devido a uma maior atividade biológica no interior do filtro lento, visto que os filtros estavam sendo operados a mais tempo do que na Fase 2. Uma outra justificativa seria a aclimação das bactérias do filtro lento que, como já foram previamente expostas às microcistinas em fases anteriores, podem ter biodegradado com mais eficiência essa toxina.

A Figura 6.17 exemplifica o comportamento da remoção de coliformes nos filtros lentos. Dessa Figura, verifica-se que os filtros atingiram 100% de remoção de coliformes totais nos últimos dias da fase de amadurecimento. Após esse período, houve uma diminuição da eficiência de remoção desses organismos nas Fases 4, 5, 9, 11 e 13, quando a água bruta continha microcistina intra e/ou extracelular. Esse fato também foi observado por Sá (2002). Ele cita que há um efeito negativo na eficiência de remoção de coliforme e *E. coli* quando há presença de microcistina extracelular na água afluyente aos filtros.

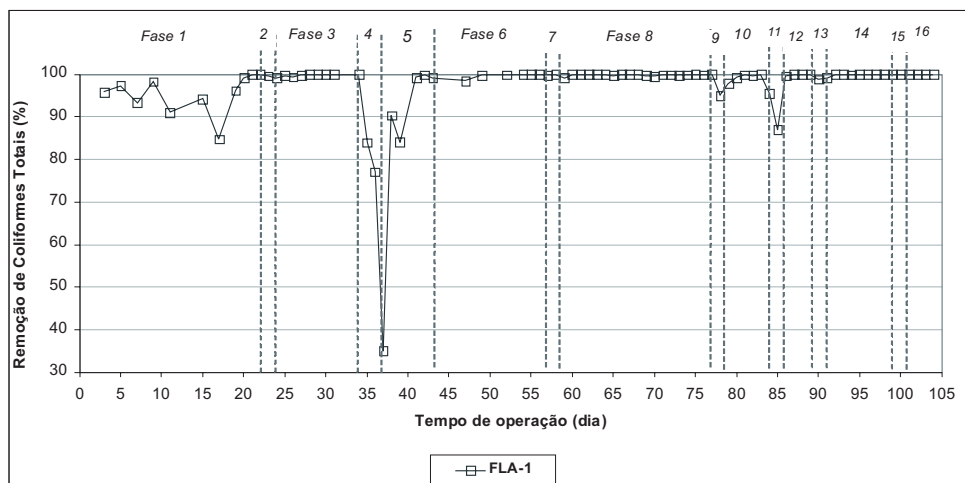


Figura 6.17 Remoção de coliformes totais nos filtros lentos durante a Etapa 4 (AF: água filtrada; AB: água bruta; FLA: filtro lento de areia) (SÁ, 2006).

Da Figura 6.17, observa-se ainda que a intensidade com a qual o transpasse de coliformes ocorre parece depender da concentração de microcistina na água bruta e da ocorrência de lise celular no interior do filtro. Na Etapa 4, as concentrações avaliadas, de $25\mu\text{g/L}$ (Fase 7) e de $17\mu\text{g/L}$ (Fase 15) de microcistina extracelular na água bruta, não resultaram em transpasse de coliformes totais, ao passo que concentrações superiores, como por exemplo $140\mu\text{g/L}$, na Fase 4, promoveram esse fenômeno.

Eficiência de remoção de microalgas, cianobactérias, fitoflagelados e diatomáceas com uso da FiME, seguida de colunas de polimento com carvão ativado - Experiência do PROSAB

Os resultados aqui apresentados foram obtidos na instalação piloto FiME com colunas de polimento descrita no item anterior.

A remoção de microalgas, cianobactérias, fitoflagelados e diatomáceas foi em média acima de 98% (Tabela 6.8 e Figura 6.18), sugerindo o potencial da FiME com colunas de polimento para remoção destes parâmetros. Porém, a concentração de microalgas foi significativamente reduzida (50 a 80%), no sistema de pré-tratamento, demonstrando a eficiência da pré-filtração dinâmica e da pré-filtração

ascendente, tanto para a remoção de turbidez como para a remoção de microalgas.

Tabela 6.8 Valores do número de algas verdes, cianobactérias, fitoflagelados e diatomáceas na água bruta e efluente à FiME, seguida de colunas de polimento.

Algas Verdes (Cel/ml)					
AB	CP1	CP2	CP3	CP4	
696,2	2,5	2,0	1,8	0,7	
857,7	1,4	1,6	1,6	0,7	
726,9	1,6	2,3	1,4	1,8	
861,5	2,5	0,7	5,4	5,7	
REMOÇÃO	99,7 %				

Cianobactérias (Cel/ml)					
AB	CP1	CP2	CP3	CP4	
19,2	0,0	0,0	0,0	0,0	
7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	
30,8	0,0	1,1	0,2	0,0	
26,9	0,2	0,0	0,0	0,0	
REMOÇÃO	99,8 %				

Fitoflagelados (Cel/ml)					
AB	CP1	CP2	CP3	CP4	
73,1	0,5	0,9	1,1	0,5	
23,1	0,0	0,2	0,7	0,2	
15,4	0,5	0,2	0,0	1,6	
23,1	0,0	0,0	2,5	2,5	
REMOÇÃO	99,1 %				

Diatomáceas (Cel/ml)					
AB	CP1	CP2	CP3	CP4	
38,5	1,6	0,2	0,0	0,2	
84,6	0,0	0,0	0,0	0,0	
30,8	0,2	0,0	0,2	0,2	
46,2	0,7	0,2	0,7	0,5	
REMOÇÃO	98,4 %				

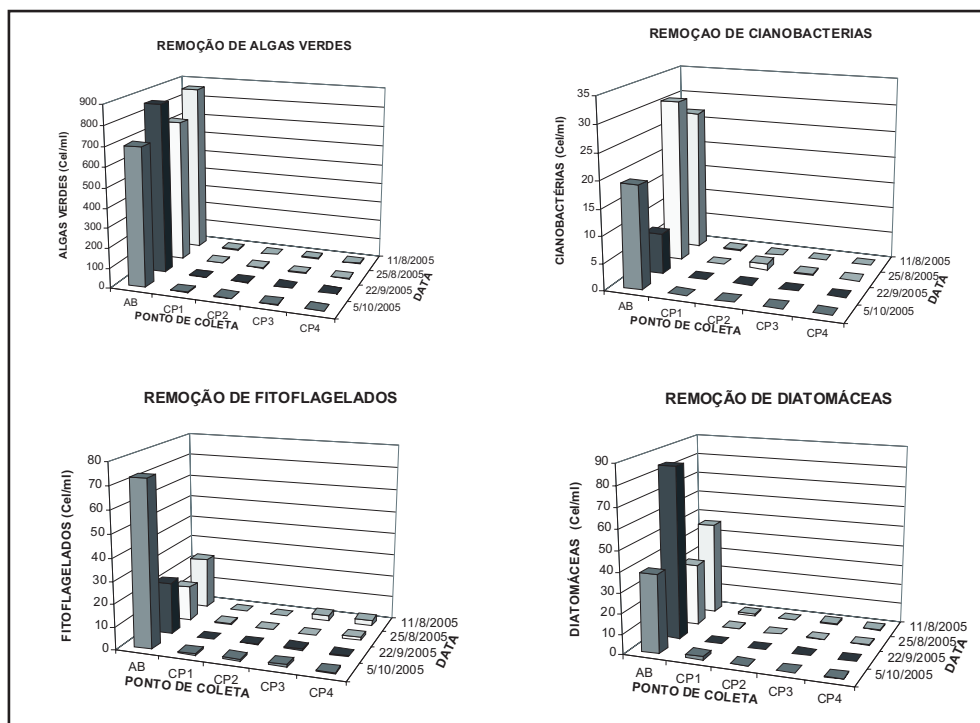


Figura 6.18 Remoção de microalgas, cianobactérias, fitoflagelados e diatomáceas na FiME, seguida de colunas de polimento de carvão ativado.

Remoção de *Cylindrospermopsis raciborskii* e saxitoxinas - Experiência brasileira

O Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília desenvolveu um trabalho de pesquisa para avaliação da remoção de *cylindrospermopsis raciborskii* e saxitoxinas dissolvidas (cianotoxina produzida por essa espécie). O trabalho experimental foi desenvolvido em uma instalação de filtração lenta em escala piloto similar a apresentada na Figura 6.9, mas que contava com apenas dois filtros lentos (FLA-1 e FLA-2) de areia operando em paralelo.

Foram realizados dois experimentos de filtração lenta, subdivididos em diferentes etapas. No Experimento 1, os filtros lentos foram operados com uma taxa de filtração de 3m/dia e foram realizadas 7 etapas experimentais. Já o Experimento 2 constou de 5 etapas experimentais e a taxa de filtração (TF) foi mantida em 2m/dia.

As etapas experimentais desenvolvidas foram as seguintes: (a) Etapa 1: amadurecimento dos filtros lentos, em que estes foram alimentados exclusivamente com água base (água coletada no lago Paranoá – Brasília-DF); (b) Etapa 2: alimentação dos filtros (por aproximadamente 84 horas) com água base inoculada com células não tóxicas de *C. raciborskii*, resultando em uma concentração de células na água afluenta aos filtros da ordem de 10^5 céls/mL; (c) Etapa 2': alimentação dos filtros unicamente com água base e monitoramento da água filtrada; (d) Etapa 3: alimentação dos filtros (por aproximadamente 84 horas) com água base inoculada com células de uma cepa tóxica de *C. raciborskii*, simulando uma floração. A concentração de células de *C. raciborskii* na água bruta foi mantida em torno de 10^5 céls/mL; (e) Etapa 3': alimentação dos filtros unicamente com água base e monitoramento da água filtrada; (f) Etapa 4: alimentação dos filtros com água base contendo saxitoxina na forma dissolvida ou extracelular. Para a obtenção da toxina empregada nessa etapa foi feita a lise das células tóxicas cultivadas, o material lisado foi filtrado e adicionado à água base. A quantidade de toxina adicionada foi o equivalente à lise de uma concentração de 10^5 céls/mL; e (g) Etapa 4': alimentação dos filtros unicamente com água base e monitoramento da concentração de saxitoxina dissolvida na água filtrada.

A Figura 6.19 mostra os resultados relativos à concentração de clorofila-a na água bruta e na água filtrada obtidos durante o Experimento 1 e durante o Experimento 2, respectivamente. Observa-se na Figura 6.19(a) que, durante as etapas em que foram adicionadas

Observa-se também, na Figura 6.19a, que o desempenho dos filtros lentos não foi afetado, quando alimentados com água contendo células tóxicas (Etapa 3), comparando-se com a Etapa 2 (água base inoculada com células da cepa não tóxica de *C. raciborskii*).

No Experimento 2 (Figura 6.19b), os filtros lentos mostraram um comportamento semelhante ao observado no Experimento 1 (Figura 6.19a). A concentração média de clorofila-a na água afluyente aos filtros lentos durante a Etapa 3 foi de 40µg/L, enquanto que a água filtrada apresentou teores menores que 0,7µg/L. Portanto, a remoção média de clorofila-a durante essa etapa foi de aproximadamente 99%, permanecendo em torno de 94% durante o período de monitoramento (Etapa 3').

A inoculação de células na água de alimentação dos filtros não resultou em aumento acentuado da turbidez na água filtrada. Também não foi possível observar alteração no padrão de comportamento desse parâmetro na água filtrada durante as etapas de monitoramento (Etapas 2', 3' e 4'). Esses resultados, conjuntamente com os dados relativos à clorofila-a, indicam que o transpasse de células pelos filtros, caso tenha ocorrido, foi muito pouco expressivo, não sendo detectado nas análises realizadas.

A redução da taxa de filtração adotada no Experimento 2 (de 3m/dia para 2m/dia) proporcionou uma pequena melhora nos níveis de remoção de clorofila-a e turbidez dos filtros lentos. De fato, quando os filtros são operados com uma taxa de filtração menor, a carga de células a que estão submetidos é diminuída. Além disso, a diminuição na taxa de filtração aumenta o tempo de detenção da água no interior dos filtros lentos, favorecendo, dessa forma, os processos de oxidação biológica que ali ocorrem.

Novos experimentos foram realizados no Prosab 4, com concentrações de *Cylindrospermopsis raciborskii* da ordem de 10⁶ cel/mL. Nesses experimentos, diferentemente do observado para *Microcystis aeruginosa*, não foi observada ocorrência significativa de transpasse de células, porém, em função da característica filamentosa dessa espécie, há uma rápida colmatação do filtro, com elevado desenvolvimento da perda de carga, indicando que, para o melhor desempenho da tecnologia, faz-se necessário o uso de sistemas de pré-filtração em pedregulho. Experimentos preliminares, com presença de saxitoxinas dissolvidas na água de alimentação dos filtros lentos, foram realizados e, apesar de não conclusivos, sugerem que o efeito de biooxidação observado para a microcistina também ocorre para as saxitoxinas. Esses estudos terão continuidade no Prosab 5.

Referência Bibliográfica

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NB-592 Projeto de estação de tratamento de água, Rio de Janeiro, Brasil.1989.

ARANTES, C., BURNETT, R. C., PIRES JÚNIOR, O. R., SCHWARTZ, C. A., BRANDÃO, C.C.S. Avaliação da remoção de *cylindrospermopsis raciborskii* e saxitoxinas pelo processo de filtração lenta. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental; 23, Campo Grande – Mato Grosso do Sul. 2005.

BARRET, J. M., BRYCK, J., COLLINS, M. R., JANONIS, B. A., LOGSDON, G. S. Manual of Design for Slow Sand Filtration. Hendricks, D. (Ed.), AWWA Research Foundation, Denver, 1991.

BAUER, M. BUCHANAN, B. COLBOURNE, J., GOODMAN, N., Kay, A., RACHAWAL, A., and Sanders, T. The GAC/slow sand filter sandwich – from concept to commissioning. *Water Supply*, 1996, 14:2:159-175.

BELLAMY, W.D., SILVERMAN, G.P., HENDRICKS, D.W., and LOGSDON, G.S. Removing giardia cysts with slow sand filtration. *JAWWA*, 1985, 77:2:52-60

BRASIL. MINISTÉRIO DA SAÚDE. PORTARIA no 518, de 25 de março de 2004: estabelece os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. Brasília: Diário Oficial da União, nº 59, 26/03/2004, 2004, pp 266-270.

CAMPOS, L.C. Modelling and simulation of the biological and physical processes of slow sand filtration. Ph.D. Thesis, University of London, 2002, UK.

CLEASBY, J. L. Source water quality and pretreatment options for slow sand filters. Chapter 3 in *Slow Sand Filtration*, G. S. Logsdon, ed. New York: American Society of Civil Engineers.1991.

COELHO, E. R. C. Influência da pré-oxidação com ozônio e peróxido de hidrogênio na remoção de atrazina em filtros lentos de areia e carvão ativado granular. São Carlos. 248p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.2002.

COLLINS, M.R., Eighmy, T.T., Fenstermacher, J.M., Spanos, S.K., Malley, J.P., Morgan, D.F., and Royce, J. Removal of natural organic material by slow sand filtration. In *Slow Sand Filtration*, Collins, M.R. and N.D.J. Graham, (Eds.), AWWA, 1994, p190-216.

DEMPSEY, B.A.; FU, L.T. Pretreatment techniques and developments – preozonation. In: *Slow Sand Filtration*, American Water Works Association, Denver, USA, 1994, p.127-146.

DI BERNARDO, L. Métodos e Técnicas de Tratamento de Água. Volumes 1 e 2, ABES, Rio de Janeiro, Brasil, 1993.

DI BERNARDO, L., Brandão, C.C.S., Heller, L. Tratamento de Águas de Abastecimento por Filtração em Múltiplas Etapas. PROSAB, Rio de Janeiro, Brasil, 1999, 114p.

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

DI BERNARDO, L.; Dantas, A.D.B. Métodos e técnicas de tratamento de água. Segunda edição, Editora Rima, São Carlos, SP, 2 vol., 2005.

FERRAZ, C.F.; PATERNIANI, J.E.S. Eficiência da filtração lenta em areia e manta não tecida no tratamento de água de abastecimento para pequenas comunidades. In: Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária, 27, 2000, Porto Alegre – RS.

FOGEL, D., ISAAC-RENTON, J., GUASPARINI, R., MOOREHEAD, W., ONGERTH, J. Removing giardia and cryptosporidium by slow sand filtration. JAWWA, Research and Technology, November, 1993, p77-84.

GALVIS, G., LATORRE, J., VISSCHER, J.T. Multi-stage filtration: an innovative water treatment technology, IRC, The Hague, The Netherlands, IRC International Water and Sanitation Centre, 1998, 188p.

GRAHAM, N.J.D. Removal of humic substances by oxidation/biofiltration processes – a review. In: Selected Proceedings of the IAWQ-IWSA International Conference on Removal of Humic Substances from Water, Trondheim, Norway, p.141-148, June, 1999.

GRÜTZMACHER, G., BÖTTCHER, G., CHORUS, I. E BARTEL, H. Removal of Microcystin by Slow Sand Filtration. Environmental Toxicology, 17, 386-394. 2002

HAARHOFF, J., CLEASBY, J.L. Biological and physical mechanisms in slow sand filtration. In Slow Sand Filtration, Logsdon, G.S.(Ed.), Task Committee on Slow Sand Filtration, ASCE, 1991, 19-68.

HUISMAN, L., WOOD, W.E. Slow Sand Filtration, World Health Organisation, 1974, Geneva.

KEIJOLA A.M., HIMBERG K., ESALA A.L., SIVONEN K. and HIISVIRTA L. Removal of Cyanobacterial Toxins in Water Treatment Processes: Laboratory and Pilo-Scale Experiments. Toxicity Assesment International Journal, 3: 643-656., 1988.

LANGLAIS, B.; RECKHOW, D.A; BRINK, D.R.. Ozone in water treatment. Application and engineering, Lewis Publishers, Inc., Chelsea, Micg., 1991, 569 p.

MOODY, C. GARRETT, B., HOLLER E.. Pilot Investigation of Slow Sand Filtration and Reverse Osmosis Treatment of Central Arizona Project Water. Advanced Water Treatment Research Program - Report No. 90. U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, August 2002

PATERNIANI, J.E.S. Utilização de mantas sintéticas não tecidas na filtração lenta em areia de águas de abastecimento. São Carlos. 245p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1991.

RACHWAL, A.J.; BAUER, M.J.; WEST, J.T. Advanced techniques for upgrading large scale slow sand filters. In: Slow sand filtration: Recent developments in water treatment technology. In: Graham, N.J.D., Ed. Ellis Horwood Limited. Great Britain. Sec. 5.2, 1988, p.331-347.

SÁ, J. C. Aplicabilidade do processo de filtração lenta no tratamento de água contendo microcystis aeruginosa e microcistina – Estudo de parâmetros de projeto e operação visando otimização da eficiência de remoção. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília. DF. 2006

SÁ J.C. Remoção de Microcystis aeruginosa e microcistina pelo processo de filtração lenta. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, Brasil. 2002.

STEDMAN, L. In control at layer. Scada, Water, 85:1:18-19, 2000.

STEVENS, A.A.; SLOCUM, C.J.; SEEGER, D.R.; ROBECK, G.G. Chlorination of organics in drinking water. Journal of the American Water Works Association, p.615-620, Nov., 1976.

TANGERINO, E. P. Remoção de Substâncias Húmicas por meio de Oxidação com Ozônio e Peróxido de Hidrogênio e Filtração Lenta. São Carlos. 265 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2003.

WELTE, B., MONTIEL, A.. Removal of BDOC by slow sand filtration: comparison with granular activated carbon and effect of temperature. In Advances in Slow Sand and Alternative Biological Filtration. N.J.D. Graham and R. Collins (Eds.), John Wiley & Sons, UK, 95-104. 1996.

WOTTON, R. S., HIRABAYASHI, K. Midge larvae (Diptera:Chironomidae) as engineers in slow sand filter beds. Water Research, 33, 1509-1515. 1999.

Referência Bibliográfica em *apud*

GOULD, M.M. The Use of Ozone in Water Treatement. Public Health Engineer, 13:3:161. 1985.

Capítulo 7

Filtração Direta

*Luiz Di Bernardo, Maurício L. Sens, Emília K. Kuroda, Ramon L. Dalsasso,
Luiz C. de Melo Filho, Renata I. Mondardo, Ângela Di Bernardo Dantas*

Introdução

Segundo Di Bernardo et al. (2003), há mais de 500 Estações de Tratamento de Água - ETAs no Brasil que empregam uma das tecnologias de filtração direta. De acordo com os autores, as tecnologias de filtração direta são classificadas em: Filtração Direta Descendente - FDD; Filtração Direta Ascendente - FDA; Dupla Filtração - DF. Em qualquer uma das tecnologias consideradas pelos autores, tanto a coagulação quanto a filtração devem funcionar de forma eficiente para que seja produzida água com características que, após a desinfecção final, atenda ao Padrão de Potabilidade (Portaria 518 de 2004).

As tecnologias de filtração direta surgiram, principalmente, da dificuldade do tratamento de águas com turbidez e cor verdadeira relativamente baixas em ETAs do tipo ciclo completo. Nestas, a coagulação da água, mesmo com essas características, é realizada no mecanismo da varredura, concorrendo para a formação de flocos com baixa velocidade de sedimentação, difíceis de serem removidos na decantação. Assim, há desperdício de produtos químicos e geração de maior quantidade de lodo.

Filtração Direta Descendente

O uso dessa tecnologia, no âmbito das pesquisas desenvolvidas no PROSAB, tiveram início no Edital 3, cujos resultados, alguns de interesse para a presente publicação, não aqui repetidos, poderão ser consultados no Capítulo 6 de Di Bernardo et al. (2003). Os demais resultados, levantados na rede formada para o presente edital, foram apresentados no Capítulo 5, da presente publicação, em função da tecnologia de filtração direta descendente ter sido usada após pré-tratamento pela filtração em margem.

Características gerais e funcionamento

A Filtração Direta Descendente - FDD pode ter as seguintes etapas: a) mistura rápida; b) floculação; c) filtração. Dependendo da qualidade da água bruta, principalmente do tamanho das partículas, das características do meio filtrante e da taxa de filtração, a floculação pode não ser utilizada. Assim, em consequência da existência ou não dessa etapa, a tecnologia da FDD é classificada em: i) Filtração Direta Descendente sem Floculação - FDDSF; ii) Filtração Direta Descendente com Floculação - FDDCF. Em geral, águas que tenham predominância de partículas menores que 5 μm requerem a floculação; enquanto águas com predominância de partículas maiores que 5 μm podem, geralmente, ser coaguladas e submetidas à filtração, sem necessidade da floculação.

Dependendo das características da água bruta e do tipo de coagulante (sal de alumínio ou de ferro ou polímero catiônico), pode ou não haver necessidade de alcalinizante ou de acidificante. Em algumas situações, pode-se utilizar um polímero catiônico como auxiliar de coagulação na mistura rápida ou um polímero catiônico, não iônico ou aniônico como auxiliar de floculação ou de filtração. Além das características da água bruta, o meio filtrante e a taxa de filtração influem no desempenho de cada variante da FDD.

Em comparação ao tratamento em ciclo completo, a filtração direta descendente apresenta as seguintes vantagens:

- investimento inicial com obras civis e equipamentos diminuído em cerca de 30 a 70 %;
- custo menor de operação e manutenção, uma vez que são eliminados equipamentos de extração de lodo dos decantadores e, também, algumas vezes, os floculadores;
- redução do consumo de coagulante e/ou alcalinizante;
- produção de menor volume de lodo;
- diminuição do consumo de energia elétrica;
- facilidade no tratamento de água com baixa turbidez.

Dentre as desvantagens, destacam-se:

- dificuldades no tratamento de água com turbidez ou cor verdadeira alta;
- necessidade de monitoramento contínuo e controle dos principais parâmetros de qualidade, tanto da água bruta quanto da filtrada;
- tempo relativamente curto para que o operador perceba qualquer mudança de qualidade da água bruta;

- tempo médio de permanência da água na ETA relativamente pequeno para oxidação de substâncias orgânicas presentes na água bruta;
- possibilidade de paralisação temporária da ETA, devido a erros de dosagem de coagulante e/ou alcalinizante;
- período inicial de melhora da qualidade do efluente mais longo;

Na Figura 7.1, é apresentado um esquema típico de uma instalação de FFD com unidade de floculação e desvio de água coagulada, de forma que, em função das características da água bruta, se pode ter a FDDCF e a FFDSF. Nessa figura, a filtração é realizada com vazão (taxa) e nível de água constantes. Outros componentes e particularidades da FDD podem ser observados nessa Figura.

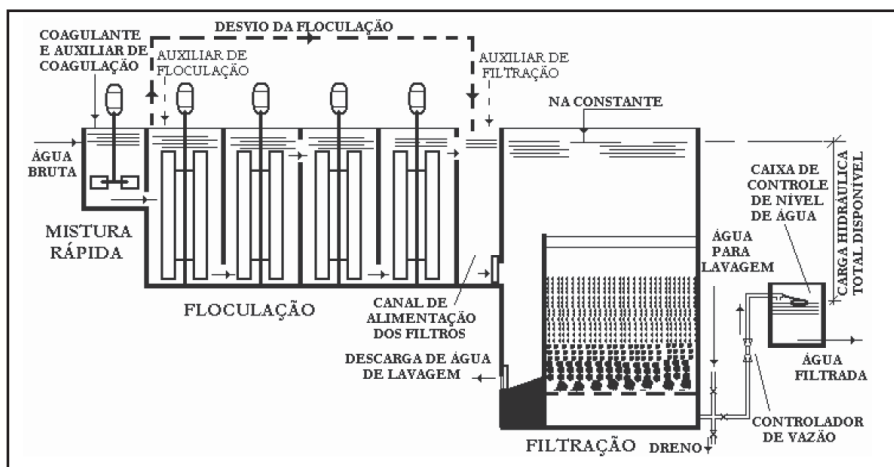


Figura 7.1 Esquema de uma instalação de filtração direta descendente.

Segundo o esquema da Figura 7.1, a água bruta é coagulada e floculada (quando necessário), sendo em seguida encaminhada aos filtros, com a opção de desviar a água coagulada e encaminhá-la diretamente aos filtros sem incluir a etapa da floculação. Segundo Di Bernardo & Dantas (2005) os filtros funcionam, geralmente, segundo o método de controle "Nível de água constante e Taxa de filtração aproximadamente constante, o que é conseguido por meio de dispositivos de controle de nível e de vazão.

No caso do emprego do método de controle "Nível de água variável e Taxa de filtração variável", resultando o sistema conhecido como taxa declinante variável, a comunicação entre o canal de alimentação dos

filtros e as unidades de floculação deve ser feita de modo a evitar a destruição dos flocos formados (quando se tem FDDCF). Independentemente de ser filtração com taxa e nível constantes ou taxa e nível variáveis, deve-se evitar a entrada de água nos filtros por meio de vertedores com descarga livre, pois, se houver necessidade da floculação, os flocos serão rompidos.

Principais fatores que influem na eficiência da tecnologia

A eficiência da filtração direta descendente depende de vários fatores de projeto, operação e manutenção, tais como: a) qualidade da água bruta; b) coagulação e produtos químicos; c) mistura rápida (gradiente de velocidade e tempo de agitação); d) existência da floculação (gradiente de velocidade e tempo de agitação); e) taxa de filtração, meio filtrante, método de operação (taxa constante ou declinante) e eficiência da lavagem; f) monitoramento. A densidade algal tem sido limitada a 1000 UPA/mL e a concentração de clorofila a em 10 µg/L. Deve-se destacar que a ocorrência de florações de alguns gêneros de cianobactérias pode inviabilizar o emprego da tecnologia, especialmente quando a concentração desses organismos supera cerca de 20.000 cel/mL. Como visto anteriormente, algumas espécies são filamentosas, causando a colmatção rápida do meio filtrante (por exemplo, *Cylindrospermopsis raciborskii*). Há gêneros que, pela forma e mobilidade, podem passar pelo meio filtrante e acarretar problemas por ocasião da desinfecção final, já que esses organismos podem liberar toxinas nessa situação, além de serem precursores da formação de compostos organo-halogenados, nocivos à saúde do ser humano.

Determinação das condições da coagulação

O tipo de coagulante primário e auxiliar, de coagulação, floculação ou filtração, estão intimamente relacionados à qualidade da água bruta. A coagulação, com sais de alumínio ou de ferro, deve ser realizada no mecanismo de adsorção e neutralização de cargas. Os coagulantes comumente encontrados são os seguintes: sulfato de alumínio, sulfato férrico, sulfato ferroso clorado, cloreto férrico, cloreto de polialumínio (hidróxicloreto de alumínio) e polímeros sintéticos catiônicos. Pelo fato do tempo de permanência da água na ETA ser relativamente curto (geralmente de 10 a 40 minutos), é interessante a execução de ensaios

de bancada diversas vezes por dia ou então ter-se uma instalação piloto de escoamento contínuo com características similares às da ETA, como acontece na ETA Rio Descoberto (Brasília, Brasil).

Os polímeros não iônicos e aniônicos são usados como auxiliares de floculação ou filtração, e os catiônicos podem também ser usados como coagulante primário ou como auxiliar de coagulação. Em determinadas circunstâncias, o emprego de um polímero catiônico pode ser mais apropriado que um sal de alumínio ou de ferro, porém, a lavagem do meio filtrante deve ser eficiente para evitar formação de bolas de lodo. A escolha do tipo de polímero catiônico como coagulante primário depende de sua massa molecular, densidade de carga, dosagem requerida, condições da mistura e do tamanho predominante das partículas presentes na água.

Tem sido observado que o uso de um sal de alumínio ou de ferro em conjunto com um polímero catiônico contribui para eliminar as desvantagens dos mesmos, quando empregados separadamente para a maioria das águas, sendo a coagulação realizada por adsorção e neutralização de carga. A seqüência de adição do coagulante primário e do auxiliar e o tempo decorrido entre as mesmas, dependem da qualidade da água bruta e do tipo de produtos químicos empregados. As principais vantagens do uso combinado de sulfato de alumínio e polímero catiônico são:

- diminuição das dosagens dos dois produtos químicos, quando usados separadamente;
- eliminação de ocorrência eventual do transpasse;
- redução das desvantagens dos dois produtos químicos quando usados separadamente.

É evidente que o coagulante primário ou o auxiliar pode ser um sal de alumínio ou de ferro, ou um polímero catiônico. Quando um sal de ferro ou de alumínio for o coagulante primário, o auxiliar poderá ser um polímero não iônico ou aniônico.

Segundo Di Bernardo et al. (2002), o uso de filtros de laboratório acoplados a equipamento de jarteste ou filtro piloto com escoamento contínuo é recomendado, dentre os principais métodos para se estimar a dosagem ótima de produtos químicos na FDD, embora, em algumas situações, o filtro de papel whatman 40 possa ser usado com sucesso.

- Filtração em Filtro de Laboratório de Areia (FLA): pode ser construída uma bateria de 6 filtros, a qual é acoplada ao equipamento de jarteste em posição que as saídas dos jarros

descarreguem exatamente no interior de cada filtro. As características principais do equipamento são mostradas nas fotos das Figuras 7.2 e 7.3.



Figura 7.2 Foto ilustrando o equipamento de jarteste com filtros de laboratório

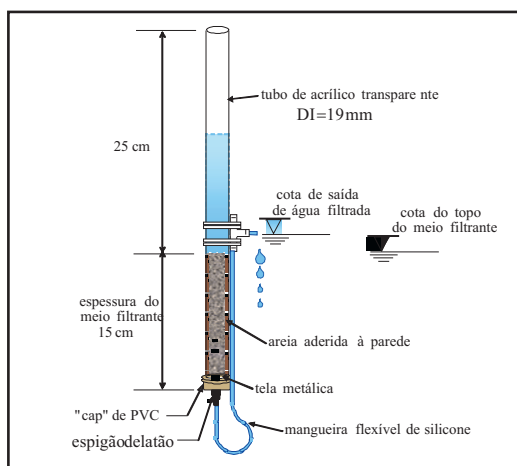


Figura 7.3 Esquema do filtro de laboratório de areia - FLA

O ponto de alimentação do filtro está localizado no jarro em posição que permite retirar cerca de 1 litro de água. A vazão de filtração deve ser da ordem de 20 mL/min, correspondendo a uma taxa de filtração de aproximadamente 100 m³/m²d. Nessas condições, o tempo total de filtração de 1 litro de cada jarro do equipamento será no máximo de 50 min, suficiente para que se tenham resultados que permitam decidir-se pela dosagem apropriada e que não haja extravasamento na parte superior do filtro. Dependendo da qualidade da água a ser estudada, o meio filtrante de areia pode ser de diferentes granulometrias: FLA₁ (grãos entre 0,297 e 0,59 mm); FLA₂: (grãos entre 0,42 e 0,84 mm); FLA₃

(grãos entre 0,59 e 1,41 mm). Considerando a turbidez da água de estudo, é recomendada a granulometria do FLA₁ para turbidez menor que 20 uT, a do FLA₂ para turbidez até 100 uT e a do FLA₃ para turbidez maior que 100 uT. Na Figura 7.4, são apresentados os resultados obtidos por Kuroda (2002), relacionando turbidez remanescente com a dosagem de sulfato de alumínio – DSA, para água de estudo com turbidez de 15,3 uT e uso do FLA1; enquanto, na Figura 7.5, têm-se os resultados obtidos pela pesquisadora para água de estudo com turbidez de 351 uT e uso do FLA3. Em ambos os ensaios, cujos resultados também são mostrados nas Figuras 7.4 e 7.5, foi efetuada a filtração em filtro de laboratório de papel (whataman 40).

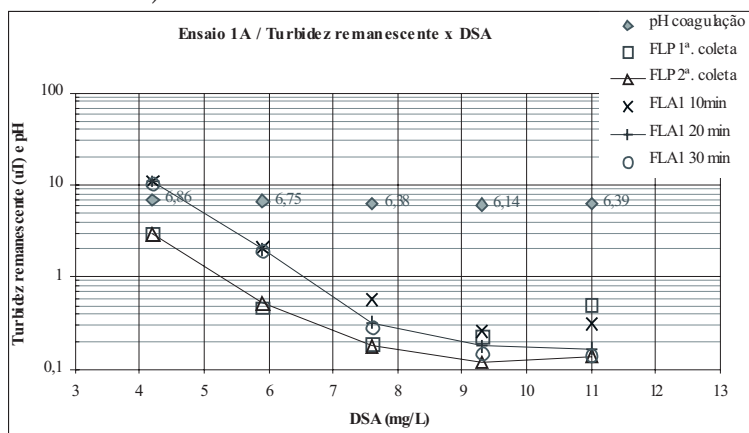


Figura 7.2 Variação da turbidez remanescente e do pH, em função da DSA utilizando FLP e FLA1 para água de estudo com turbidez igual a 15,3 uT

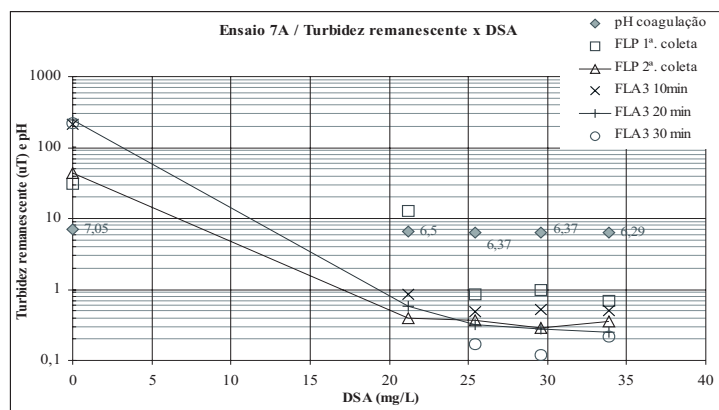


Figura 7.3 Variação da turbidez remanescente e pH, em função da DSA utilizando FLP e FLA3 para água de estudo com turbidez igual a 351 uT

- Filtração em Filtro Piloto: o uso de uma bateria de três ou quatro filtros pilotos permite estudar, simultaneamente, vários parâmetros que influem na eficiência da tecnologia, para que sejam obtidos parâmetros de projeto. Um filtro piloto contendo o mesmo meio filtrante e operado nas mesmas condições dos de uma ETA, pode ser usado para que a dosagem de produtos químicos seja determinada quando há variações de qualidade do afluente e, também, para que seja decidida pela filtração da água coagulada ou da água floculada. Evidentemente, a ETA deverá possuir unidades de mistura rápida e de floculação mecanizada para que sejam efetuados os ajustes dos gradientes de velocidade.

O uso de um filtro piloto permite que seja determinada a dosagem de um polímero catiônico, utilizado como coagulante primário, monitorando-se a qualidade do efluente e observando-se a penetração de impurezas, utilizando-se piezômetros localizados a cada 10 cm ao longo do meio filtrante.

A seguinte metodologia pode ser adotada: i) determinar uma dosagem considerada satisfatória, utilizando-se o filtro de laboratório; ii) aplicar essa dosagem no filtro piloto durante 4 a 8 h; iii) suspender temporariamente a aplicação do polímero; iv) monitorar a qualidade da água filtrada nesse período de parada de aplicação do coagulante, coletando-se amostras de água na interface antracito-areia (em filtros de dupla camada) ou a cerca de 50 cm de profundidade, a partir do topo, em filtros de um único material (antracito ou areia); v) se a dosagem inicialmente adotada tiver sido elevada, observa-se uma melhora da qualidade (medida por meio da turbidez ou da cor aparente) por um período de 5 a 10 min, que irá piorar em seguida; vi) se a dosagem adotada tiver sido pequena, a qualidade da água amostrada irá piorar rapidamente.

Na determinação da dosagem apropriada dos produtos químicos (coagulante primário e auxiliar de coagulação, floculação ou filtração), a metodologia descrita anteriormente não poderá ser adotada, pois há grande interferência das espécies hidrolisadas do metal (alumínio ou ferro), que retardam o efeito mencionado. O monitoramento da qualidade da água filtrada e do caminhamento da frente de impurezas pode fornecer informações importantíssimas sobre a dosagem do auxiliar. Se a penetração de impurezas ocorrer somente nas primeiras subcamadas do meio filtrante (cerca de 10 cm) e se este for de

granulometria apropriada, é possível ser elevada a dosagem do auxiliar, se a qualidade da água filtrada for satisfatória. Por outro lado, se houver penetração profunda das impurezas no meio filtrante, com pequena taxa de crescimento de perda de carga, haverá possibilidade de ocorrência do transpasse, indicando que a dosagem do auxiliar é pequena, especialmente quando este for um polímero orgânico. Em qualquer uma das situações descritas, será possível efetuar as correções necessárias.

Mistura rápida e floculação

Existe um tamanho de micro-escala de turbulência, associado ao gradiente de velocidade médio (G) na mistura rápida, que conduz à maior eficiência da coagulação no mecanismo de adsorção e neutralização de cargas. Amirtharajah (1989) conduziu experimentos em filtro piloto, com água preparada em laboratório, coagulada com sulfato de alumínio e variando-se o gradiente de velocidade na mistura rápida, o qual foi associado ao tamanho da micro-escala de turbulência. O autor observou que havia duas faixas de gradiente de velocidade eficientes, uma com valores de G relativamente altos, enquanto na outra, os valores desse parâmetro estavam compreendidos entre 400 e 1 200 s^{-1} . Esta é a faixa recomendada nas ETAs pois, para valores mais altos, há necessidade do uso de equipamentos especiais. O tempo de agitação parece não influir decisivamente na eficiência da mistura rápida mecanizada e, geralmente, resulta inferior a 60 s. Ao estudar água com cor verdadeira de 100 uH e turbidez de 12 uT, Wiecheteck (2004), em equipamento de jarreste e filtro de laboratório de areia – FLA, verificou que era necessária uma dosagem de sulfato de alumínio, $Al_2(SO_4)_3 \cdot 14,3 H_2O$, igual a 20 mg/L e pH de coagulação entre 5,0 e 5,2 e filtração em FLA (areia com grãos de 0,30 a 0,59 mm) para que fosse obtida água filtrada com cor verdadeira inferior a 5 uH. Para essas condições de coagulação, a pesquisadora variou o gradiente de velocidade e o tempo de agitação na mistura rápida, efetuou medidas de cor aparente e de turbidez da água filtrada, e obteve os melhores resultados com o gradiente de velocidade na mistura rápida igual 750 s^{-1} , sendo que o tempo de agitação (entre 15 e 40 s) praticamente não influenciou para esse valor de G .

Existe grande controvérsia na literatura acerca da floculação dever ou não ser realizada antes da filtração. Sabe-se que existe relação entre o tamanho das partículas, sua concentração na água bruta e eficiência da filtração, podendo haver necessidade da floculação em algumas

situações. Além das características das partículas na água bruta, devem ser consideradas outras variáveis, tais como o meio filtrante, a taxa de filtração, a carga hidráulica disponível, etc, antes de se afirmar que a floculação seja ou não necessária. Somente com a realização de uma investigação experimental é que se pode otimizar o desempenho da tecnologia. Há pesquisadores, como Culp (1977), que afirmam que a água bruta deva ser coagulada e submetida à filtração em meio filtrante, tendo camada de maior espessura; outros, como Hutchinson (1976), Monsevizt et al. (1978), Treweek (1979) e Di Bernardo & Dantas (2005), cuja opinião é de que, após a mistura rápida, dependendo do tamanho predominante das partículas, tempos de agitação adicionais podem ser benéficos para a filtração. As diferenças observadas nos valores do tempo de floculação e nos do gradiente de velocidade, devem-se, principalmente, à qualidade da água bruta utilizada pelos pesquisadores e às características do meio filtrante. Embora seja desejável realizar uma investigação experimental para a otimização da tecnologia, pode-se afirmar que, geralmente, o tempo de floculação varia de 5 a 20 min e o gradiente de velocidade está compreendido entre 20 e 150 s⁻¹.

Meio filtrante

O desempenho da filtração depende do tipo de coagulante, do uso de auxiliar, da existência da floculação, da taxa de filtração e, evidentemente, da qualidade da água bruta. A maioria das instalações de FDD possui meio filtrante constituído de antracito e areia ou de antracito, areia e granada, embora somente antracito seja empregado em uma das maiores instalações do mundo, situada em Los Angeles – EUA, com vazão tratada compreendida entre 18 e 27 m³/s. O emprego de camada de areia praticamente uniforme, de maior espessura e com grãos maiores, pode resultar mais apropriada que meio filtrante de antracito e areia em algumas situações.

Taxa de filtração, carga hidráulica disponível e método de operação dos filtros e otimização da tecnologia

A taxa de filtração, a granulometria do meio filtrante, a qualidade da água bruta e as dosagens de produtos químicos estão intimamente relacionadas, sendo difícil fixar a taxa de filtração, razão pela qual é imprescindível a realização de uma investigação experimental. Há

menção na literatura de estações de tratamento de água para consumo humano, nos Estados Unidos da América, com taxas de filtração de até $600 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$.

Quanto maior a carga hidráulica disponível para a retenção de impurezas, mais longa será a duração da carreira de filtração, se o meio filtrante possuir granulometria compatível com a velocidade intersticial resultante, porém, haverá a possibilidade da ocorrência do transpasse. Em meio filtrante constituído de antracito e areia ou apenas areia praticamente uniforme, a perda de carga final (meio filtrante limpo + retenção de impurezas) pode ser adotada entre 2,0 e 2,5 m em sistemas de filtração com taxa constante. A duração da carreira, em qualquer situação, não deverá resultar inferior a 12 horas.

No caso da filtração com taxa constante, o nível de água também deve ser mantido aproximadamente constante no interior dos filtros, quando é feita a floculação, pois no método de distribuição eqüitativa de vazão, por meio de vertedor com descarga livre, existe a queda de água entre as unidades de pré-tratamento e os filtros, com conseqüente quebra dos flocos. Quando a filtração é feita com taxa declinante variável e existe a etapa de floculação, tem sido proposto um arranjo, de modo que as variações de nível ocorram simultaneamente nos filtros, canal comum de alimentação e unidades de floculação. Nessas condições, o comportamento dos filtros, quanto às variações do nível de água, será diferente daquele observado, quando se tem a filtração de água decantada. Em qualquer tipo de operação, taxa constante ou declinante, as comportas de entrada aos filtros devem ser devidamente dimensionadas, quando existe a floculação precedendo a filtração, para que não ocorra a destruição dos flocos na passagem da água através destas.

Tradicionalmente, a duração da carreira de filtração tem sido o parâmetro principal utilizado para avaliar o desempenho da filtração, embora a taxa de filtração e o volume gasto na lavagem dos filtros possam fornecer dados úteis para avaliar a produtividade de uma instalação de FDD. O volume efetivo de água filtrada produzido em uma carreira de filtração corresponde ao volume total obtido na carreira menos o volume de água gasto na lavagem. Se for realizado um trabalho experimental em instalação piloto, variando-se os parâmetros que influem na tecnologia (tipo de coagulante primário e auxiliar, condições da mistura rápida e da floculação, meio filtrante, taxa de filtração, etc) será possível determinar, em um certo período de tempo, superior ao da carreira de

filtração mais longa (1 dia ou 1 semana) a maior produção efetiva.

Filtração Direta Ascendente

O uso dessa tecnologia, no âmbito das pesquisas desenvolvidas no PROSAB, tiveram início no Edital 3, cujos resultados, alguns de interesse para a presente publicação, não aqui repetidos, poderão ser consultados no Capítulo 5 de Di Bernardo et al. (2003). Os demais resultados, levantados na rede formada para o presente edital, foram apresentados no Capítulo 5, da presente publicação, em função da tecnologia de filtração direta ascendente ter sido usada após pré-tratamento pela filtração em margem.

Características gerais e funcionamento

No Brasil, a tecnologia da Filtração Direta Ascendente – FDA, foi aplicada pela primeira vez pela Fundação de Serviços de Saúde Pública (SESP) nas cidades de Colatina (ES) e Ponta Grossa (PR) conforme relatado por Grinplastch (1971). Os principais resultados dos primeiros testes realizados nessas instalações foram: a) o clarificador de contato de Colatina, recebendo água decantada na estação de tratamento, cuja turbidez variou de 2 a 10 uT, funcionou durante 60 horas e produziu, “sem aplicação adicional de coagulante”, água filtrada com turbidez menor do que 0,1 uT a maior parte do tempo; b) a lavagem efetuada após o esvaziamento parcial do filtro (descarga de fundo) apresentou melhores resultados que aquela efetuada sem esse procedimento; c) o filtro piloto de Ponta Grossa, recebendo água com cor variando de 40 a 200 uH e ferro total entre 1,0 e 2,0 mg/L funcionou durante 24 horas, reduzindo esses teores para <2,5 uH e 0,15 mg/L, respectivamente, operando com taxa de 120 m³/m² d. Posteriormente, Grinplastch et al. (1974) publicaram os resultados dos experimentos realizados durante um ano em Ponta Grossa, que fundamentaram a implantação da ETA. Os dados principais da pesquisa realizada foram os seguintes: taxa de filtração = 120 m³/m² d; duração média das carreiras = 30 horas; lavagem: com água bruta durante 5 a 10 min; descarte inicial do efluente durante 25 a 40 min; cor aparente do afluente = 60 a 160 uH; cor aparente do efluente < 2,5 uH; perda de carga inicial = 0,65 a 0,85 m; perda de carga final = 2,1 a 3,1m; teor de ferro total no afluente = 1,1 a 1,5 mg/L; teor de

ferro total no efluente = 0,05 a 0,15 mg/L. O custo da construção da instalação de filtração direta ascendente, para atender a uma população de 170.000 habitantes, resultou cerca de 2,5 vezes menor do que o de uma estação de tratamento em ciclo completo. Azevedo Netto (1973) publicou no Brasil os principais parâmetros de projeto da filtração direta ascendente fundamentando-se, principalmente, na experiência soviética e inglesa: i) altura de água sobre o leito filtrante = 1,80 a 2,3 m; ii) altura do leito filtrante = 2,0 a 2,5 m; iii) altura da camada suporte = 0,4 a 0,6 m; iv) altura total da caixa do filtro = 4,2 a 5,0 m; v) tamanho efetivo da areia = 0,7 a 0,8 mm; vi) coeficiente de desuniformidade < 2,0; vii) tamanho dos grãos = 0,7 a 2,00 mm; viii) camada suporte com pedregulho de tamanho entre 4 e 30mm; ix) fundo dos filtros constituído de sistemas de tubulações perfuradas contendo orifícios voltados para baixo; x) taxas de filtração recomendadas entre 120 e 150 m³/m² d; xi) lavagem com água durante 6 a 8 min com taxas de 1000 a 1300 m³/m² d; xii) consumo médio de água para lavagem = 5% do volume produzido. Com relação à taxa de filtração, o autor ressaltou que o uso de valores mais elevados poderia ocasionar uma redução excessiva do tempo de funcionamento entre lavagens e a deterioração do efluente. Dentre as desvantagens, destacou a possibilidade de fluidificação da camada de areia.

No início da década de 1980, Di Bernardo et al. (1982) apresentaram os resultados de um trabalho teórico e experimental desenvolvido no intuito de otimizar os critérios de projeto de instalações de filtração direta ascendente no Brasil. Diversas considerações teóricas foram apresentadas sobre a fluidificação de meios porosos, destacando-se a velocidade mínima de fluidificação com base em equação de Wen & Yu apresentada por Amirtharajah (1971). Para areia com tamanho dos grãos entre 0,59 e 2,4 mm, a velocidade mínima de fluidificação foi calculada para os menores grãos como sendo numericamente igual a 276 m³/m² d, abaixo da qual não deveria ocorrer a fluidificação do topo da camada filtrante (para grãos esféricos e temperatura da água em 20 °C). Também foram tecidas diversas considerações teóricas sobre as características hidráulicas da filtração ascendente, destacando-se que a altura de água sobre o topo da camada de areia deveria ser ligeiramente superior àquela resultante da expansão desejada durante a lavagem, ao contrário do critério até então recomendado, entre 1,8 e 2,4m. Conseqüentemente, a caixa do filtro e a câmara de distribuição de água coagulada aos filtros poderiam ter alturas bem menores. A investigação experimental foi desenvolvida em instalação piloto, cujo filtro era de seção quadrada,

com lado igual a 20 cm. Foram testadas camadas de areia com espessuras iguais a 1,6 m, 1,8 m e 2,0 m, diferentes alturas de água sobre o topo do meio filtrante, bem como areias com diferentes granulometrias. As taxas de filtração aplicadas para cada esquema de filtro (altura da areia e altura de água sobre a camada) foram de 120, 150, 180, 210 e 240 m³/m² d.

O critério empregado para encerrar a carreira de filtração foi baseado na turbidez do efluente igual a 5,0 uT (padrão vigente na época) ou perda de carga total (areia + camada suporte) igual a 2,40 m. A camada suporte, constituída de pedregulho com tamanhos decrescentes entre 63,5 e 2,0 mm, permaneceu inalterada durante os estudos. Havia pontos intermediários no filtro contendo piezômetros e pontos para coleta de amostras para leitura de turbidez. Os resultados obtidos comprovaram que a altura da lâmina líquida sobre o topo da camada de areia não exercia influência sobre a qualidade da água filtrada, mesmo quando a lâmina era da ordem de 0,35 m, sendo que a lâmina maior (1,75 m) apenas tornava a lavagem mais difícil. Despertou também interesse o papel exercido pela camada suporte na remoção de turbidez, entre 20 e 80%, sendo ali observado aumento na perda de carga de 2 cm até cerca de 85 cm. No que se refere à influência da granulometria, observou-se que, para a menor granulometria empregada (0,42 a 0,84mm) somente cerca de 0,40 a 0,60m (de um total de 1,60m) foi responsável por 60 a 90% da perda de carga total indicando que, ou a espessura da camada filtrante poderia ser menor ou se poderia utilizar grãos maiores. Porém, nos filtros em que foram utilizados grãos maiores (até 1,41 mm) houve diversas carreiras encerradas por transpasse da turbidez. Importante considerar, porém, que o afluente era água coagulada da ETA de ciclo completo, com dosagens de coagulante apropriadas para promover a coagulação no mecanismo da varredura, o que, certamente, favoreceu a ocorrência do transpasse. Especificamente com relação às taxas de filtração empregadas, os autores concluíram ser possível obter um efluente de qualidade satisfatória com taxas de filtração elevadas, como 240 m³/m² d resultando, porém, carreiras mais curtas. Recomendaram que fossem adotadas taxas de filtração inferiores a 240 m³/m² d, de preferência entre 150 e 200 m³/m² d. Sugeriram também que se estudasse um método adequado para limpeza da camada suporte.

Na Figura 7.6, é apresentado o esquema de um filtro ascendente como atualmente é projetado na prática, incorporando todos os avanços decorrentes das pesquisas realizadas por Di Bernardo e colaboradores

nas décadas de 1980 e 1990, e a descrição do seu funcionamento.

A água bruta chega em uma câmara de carga (cada filtro possui uma câmara individual), na qual o nível irá variar em função do tempo de funcionamento, ou seja, da quantidade de impurezas retidas no meio granular. Para evitar o arraste de ar pela tubulação de alimentação do filtro, o fundo da câmara de carga deve se situar, no mínimo, 1,5 m abaixo da calha de coleta de água filtrada no interior do filtro. Considerando-se um único filtro, o coagulante é aplicado por meio de injetor na tubulação de saída da câmara de carga; a água coagulada entra na parte inferior do filtro, passa pelo sistema de drenagem, pela camada suporte e pela areia, sendo coletada em calhas ou tubos devidamente situados na parte superior da unidade filtrante. Devido à retenção substancial de impurezas na camada de pedregulho e subcamadas inferiores da areia (com os maiores grãos), a operação é geralmente realizada com descargas de fundo intermediárias (como será visto posteriormente em detalhes), ou seja, durante a carreira de filtração, é introduzida água filtrada (em geral por meio de bombeamento) na interface pedregulho/areia e, simultaneamente, é aberta a descarga de fundo, ocasionando a retirada de grande parte das impurezas retidas naquela região dos materiais granulares.

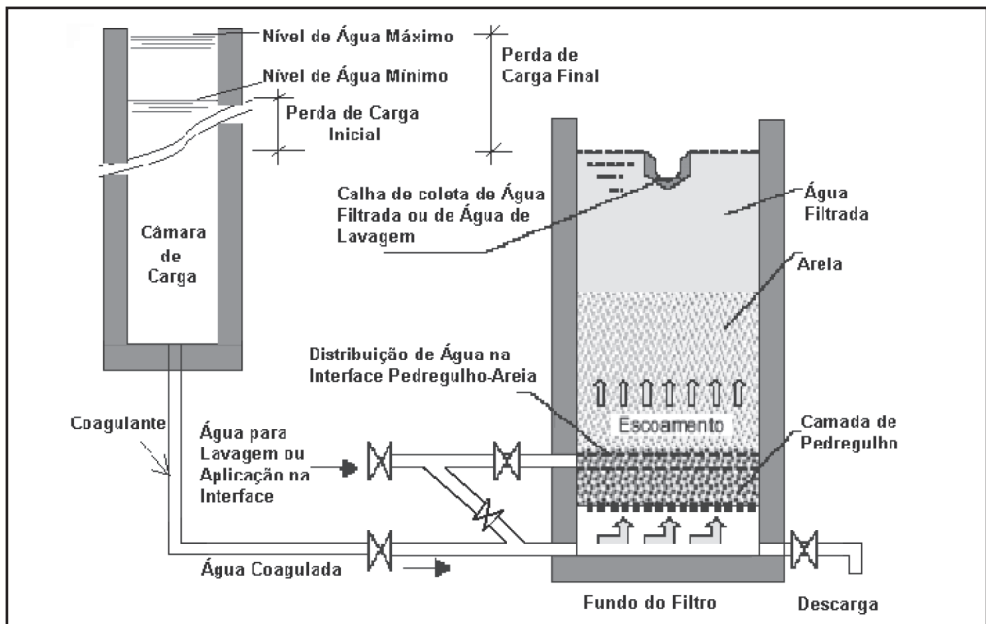


Figura 7.6 Esquema de uma unidade de filtração direta ascendente

Na Figura 7.7 são mostrados esquemas de diferentes tipos de fundo comumente adotados nos filtros de escoamento ascendente. Esses tipos de fundo facilitam a remoção parcial de impurezas retidas na camada suporte e no início da camada de areia por ocasião da execução de descargas de fundo intermediárias – DFI. Estas descargas possibilitam o aumento da duração da carreira de filtração e geralmente evitam a ocorrência de transpasse, ou seja, aumento progressivo da característica de controle da água filtrada (turbidez, cor, concentração do fitoplâncton, etc). Na Figura 7.8, é mostrado o esquema típico de um filtro ascendente. A DFI é realizada concomitantemente com a introdução de água na interface pedregulho-areia, ocorrendo, dessa forma, uma lavagem da camada de pedregulho e das subcamadas de areia mais grossa. Observa-se, na Figura 7.9 que, quando são realizadas as DFI, resulta aumento da duração da carreira de filtração, razão pela qual essa técnica é recomendada nas instalações de FDA. Sugere-se ao leitor a consulta às seguintes referências para obter informações adicionais sobre a operação da FDA com DFI durante a carreira de filtração (DI BERNARDO, L. et al., 2003 e DI BERNARDO & DANTAS, 2005).

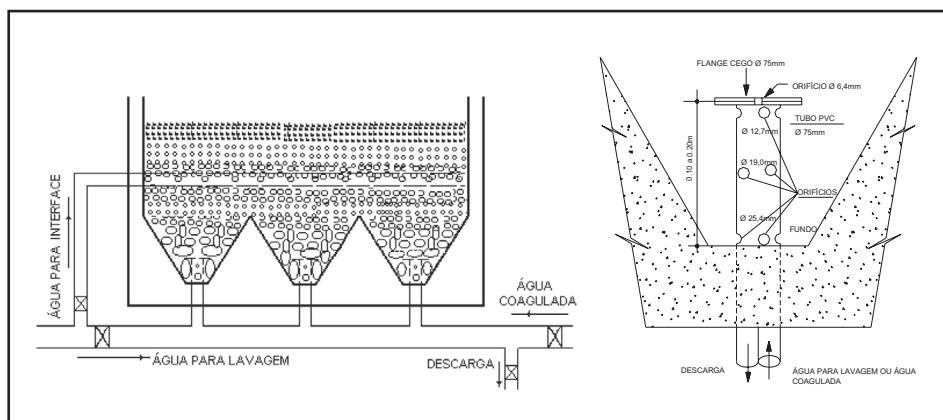


Figura 7.7 Esquemas de diferentes tipos de fundo dos filtros ascendentes

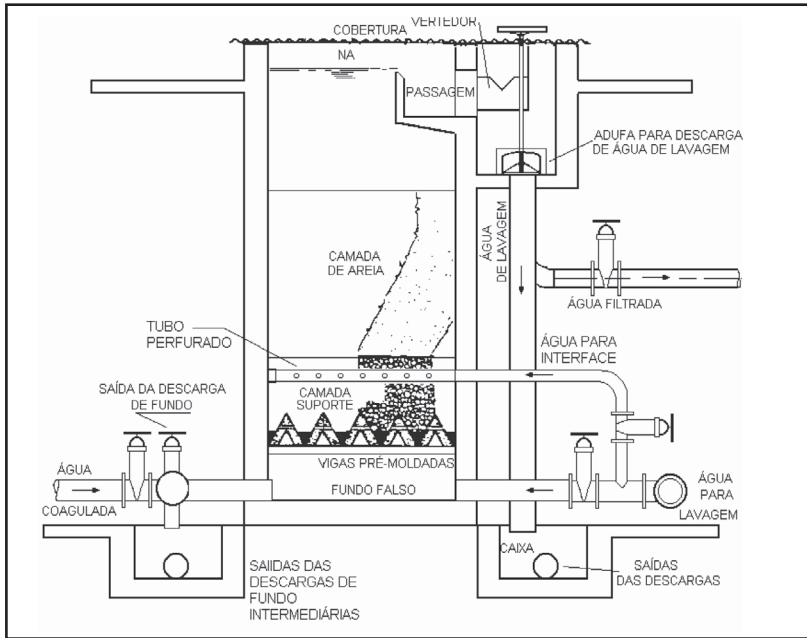
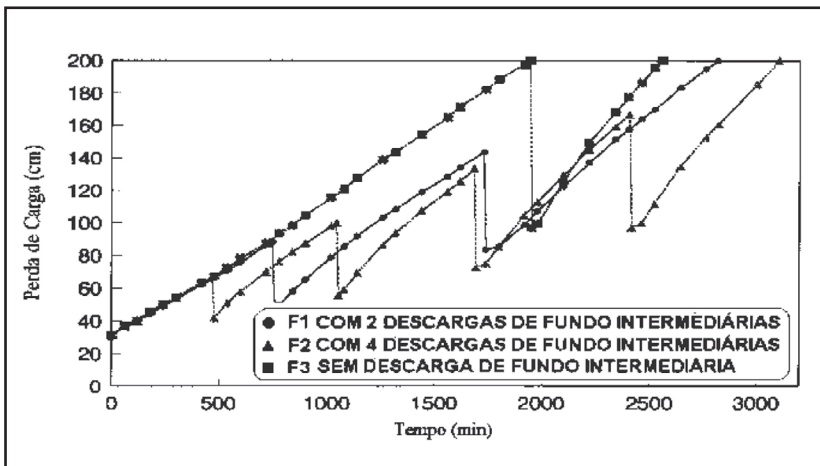


Figura 7.8 Esquema de um filtro ascendente para operação com descarga de fundo



intermediária

Figura 7.9 Perda de carga no meio granular durante a carreira de filtração

taxa de filtração = $240 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$ (DI BERNARDO & DANTAS, 2005)

Segundo Di Bernardo & Dantas (2005), a densidade algal máxima na água bruta é limitada a 500 UPA/mL, embora valores de até 1000 UPA/ml podem ser aceitados durante períodos de tempo relativamente curtos (inferiores a 12 horas).

Camada suporte e meio filtrante

Os tamanhos do pedregulho da subcamada localizada no fundo dependem do tipo de fundo adotado e dos orifícios do sistema de drenagem. Em geral, têm-se subcamadas com pedregulho de tamanho decrescente (no sentido ascendente) entre 38,0 e 2,4 mm seguidas de subcamadas com pedregulho de tamanho crescente, entre 4,8 e 19,0 mm. A camada de areia recomendada apresenta as seguintes características: espessura entre 1,6 e 2,0 m; tamanho dos grãos entre 0,59 e 2,00 mm; tamanho efetivo entre 0,75 e 0,85 mm; coeficiente de desuniformidade entre 1,5 e 1,8. É conveniente que a areia seja adquirida em, pelo menos, três parcelas distintas para sua colocação no filtro de forma estratificada. Por exemplo, se a areia for especificada com tamanho dos grãos entre 0,59 e 2,00 mm, tamanho efetivo de 0,84 mm e coeficiente de desuniformidade igual a 1,68 ($D_{60} = 1,41 \text{ mm}$), a aquisição poderá ser efetuada em três parcelas: 10 % do material (em massa), com tamanho dos grãos entre 0,59 e 0,84 mm; 50 % do material (em massa), com tamanho entre 0,84 e 1,41 mm; 40 % do material (em massa) com tamanho entre 1,41 e 2,00 mm.

Taxa de filtração e carga hidráulica disponível

O conceito de que uma altura maior de água sobre o topo do meio filtrante evitaria a fluidificação permaneceu aceito equivocadamente no Brasil até meados da década de 1980, fazendo com que muitos filtros construídos na década de 1970 resultassem com alturas excessivas, por volta de 5 m. Analisando a Figura 7.10, o leitor perceberá que, quanto maior a distância entre a crista dos vertedores das calhas de coleta de água filtrada e o topo da camada de areia, mais elevado será o nível de água no interior da câmara de carga, localizada a montante de cada filtro. Como a fluidificação está relacionada com a velocidade ascensional, aquela distância deve ser cerca de 20 % da correspondente à expansão da areia durante a lavagem, para evitar perda de material.

Podem ocorrer as seguintes situações separadamente ou a combinação delas na filtração direta ascendente: i) fluidificação dos menores grãos da camada de areia estratificada em virtude de taxa de filtração elevada; ii) ruptura ou cisalhamento de alguma seção da camada de areia devido à elevada perda de carga resultante da retenção de impurezas. Em diversos trabalhos de pesquisa reportados por Di Bernardo & Dantas (2005) foi observado que, independentemente da taxa de filtração, a ruptura ocorria na interface areia grossa/pedregulho fino, sempre que a perda de carga na areia resultava próxima ao valor da espessura da camada. Foi verificado, também, que a camada suporte desempenhava papel importantíssimo na filtração direta ascendente, sendo muitas vezes, responsável pela retenção de grande parte das impurezas, ocorrendo, em algumas pesquisas, perda de carga na camada suporte da ordem de 30 % da perda de carga (na camada de areia mais a camada suporte) no final da carreira de filtração.

A carga hidráulica disponível para a filtração está relacionada, principalmente, com a espessura da camada de areia e à taxa de filtração. Denominando h_{01} , h_{02} e h_{03} as perdas de carga na camada de areia limpa, na camada suporte limpa e no sistema de drenagem, tubulações e acessórios, respectivamente, a condição para que, no início da carreira de filtração, se tenha uma determinada taxa de filtração, é a igualdade entre a carga hidráulica disponível inicial e a perda de carga H_0 ($H_0 = h_{01} + h_{02} + h_{03}$). Com o decorrer do tempo, as perdas de carga na camada de areia e na de pedregulho aumentam em virtude da retenção de impurezas. Em um tempo t qualquer, para que a taxa de filtração seja mantida constante, a carga hidráulica disponível será igual à perda de carga H_t ($H_t = H_0 + h_t$), sendo h_t a perda de carga devido à retenção de impurezas nas camadas de areia e de pedregulho (no tempo t). No final da carreira de filtração, a perda de carga total será $H_f = H_0 + h_f$, sendo h_f a perda de carga devido à retenção de impurezas nas camadas de pedregulho e areia. No esquema da Figura 7.10 são mostradas as situações que irão ocorrer na câmara de carga.

A altura de água sobre o topo da camada de areia durante a filtração, H_a , deverá ser cerca de 20 % superior àquela resultante da expansão desejada durante a lavagem e está, geralmente, compreendida entre 0,6 e 1,2 m, dependendo da velocidade ascensional adotada e altura das calhas de coleta de água de lavagem.

A taxa de filtração depende da qualidade da água a ser tratada. Quanto menores forem os valores de turbidez, cor verdadeira e

densidade de algas, maior poderá ser a taxa de filtração que conduza às carreiras de filtração com duração satisfatória (mínima de 24 h), recomendando-se um valor máximo de $240 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$, embora muitas pesquisas em que foram obtidos resultados satisfatórios tenham sido realizadas com taxas de filtração de até $480 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$. Essa limitação deve-se ao fato de que, na prática, dificilmente se têm condições semelhantes às aquelas em que as pesquisas foram realizadas. Uma vez fixada a taxa de filtração, elabora-se um anteprojeto da instalação e calculam-se as perdas de carga envolvidas e fixa-se o nível máximo de operação na câmara de carga, de acordo com as condições discutidas neste item.

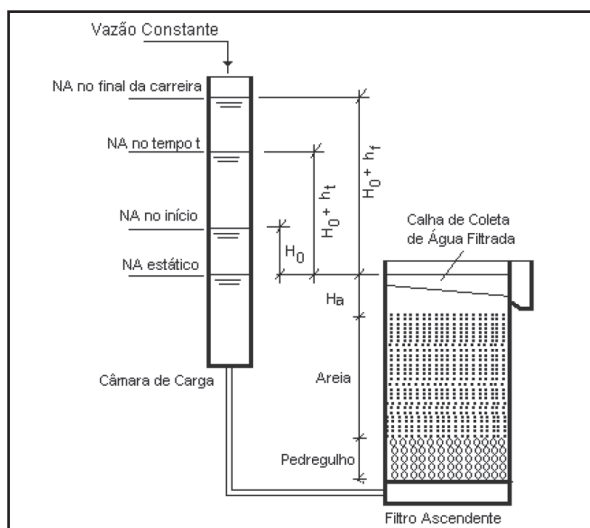


Figura 7.10 Esquema de um filtro ascendente com indicação das perdas de carga

Dupla filtração

Características gerais e funcionamento

Devido às limitações da qualidade da água bruta no tratamento por meio da filtração direta ascendente ou filtração direta descendente, a dupla filtração surge como uma alternativa em potencial, eliminando a necessidade do tratamento em ciclo completo, quando a água a ser tratada apresenta uma das seguintes condições: a) valores relativamente altos (maiores que aqueles recomendados para a FDA ou FDD) da concen-

tração de algas, de cor verdadeira ou de turbidez, ou de coliformes; b) suspeita da presença de vírus, protozoários e outros microrganismos patogênicos; c) variações bruscas dos parâmetros de qualidade; d) necessidade de dosagens elevadas de alcalinizante (ou acidificante) e de coagulante. Numa instalação de dupla filtração, tanto a filtração ascendente como a descendente pode funcionar com taxa constante ou com taxa declinante. A instalação pode possuir um conjunto de diversos filtros ascendentes, seguido de outro conjunto de diversos filtros descendentes. Também, pode-se ter várias unidades de dupla filtração, cada uma delas constituída de um filtro ascendente e de um descendente.

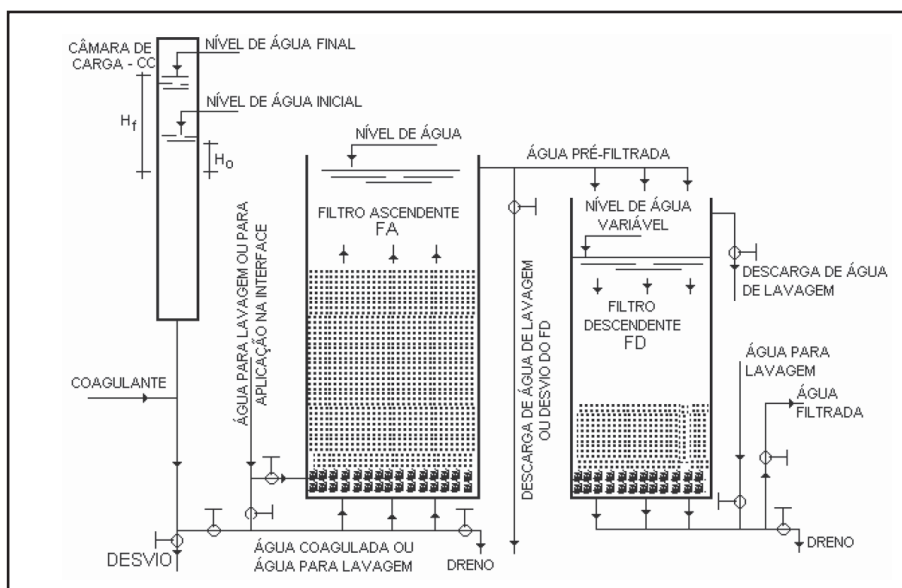


Figura 7.11 Esquema de uma instalação de dupla filtração

Na Figura 7.11 é mostrado um esquema de uma instalação de dupla filtração (DF), constituída de um filtro ascendente e de um descendente, operados com taxa constante. A água bruta chega em uma câmara de carga (CC), na qual o nível de água irá variar em função da perda de carga, devido à retenção de impurezas (h_{mg}) no meio granular do filtro ascendente (FA). A perda de carga total, no início de funcionamento H_0 , é igual à perda de carga no meio granular limpo, h_{mgo} , somada à perda de carga nas tubulações e peças na tubulação de alimentação do FA e no sistema de drenagem (h_d) dessa unidade, e resulta igual à diferença entre os níveis de água na CC e no interior do FA. O valor da

perda de carga final no meio granular máxima (h_{mgf}), ocasião em que o FA é retirado de operação para lavagem, depende do tipo de meio granular adotado. Nessas condições, a perda de carga total será $H_f = h_{mgf} + h_d$. No caso meio filtrante constituído de pedregulho (camada suporte) e areia grossa, tem-se o filtro denominado FAAG e h_{mgf} pode ser fixada entre 1,0 a 2,0 m, e quando se tem somente pedregulho, resulta o filtro denominado FAP e h_{mgf} raramente excede 1,0 m. Se a vazão de alimentação do FA for mantida constante (taxa de filtração constante), o valor de h_d pode permanecer fixo, somente h_{mg} variará em função do tempo de funcionamento.

O afluente ao FA é a água coagulada. A introdução de coagulante pode ser efetuada na câmara de carga, geralmente antes da divisão de vazão para diferentes unidades de DF, ou na tubulação de alimentação do FA, quando se tem somente uma unidade de DF. A água coagulada é distribuída na parte inferior do FA por meio de um sistema apropriado de drenagem (tubulações perfuradas, vigas em forma de V invertidas, difusores, etc), passa inicialmente pela camada suporte (de pedregulho) e, em seguida, pela camada de areia grossa ou somente pela camada de pedregulho, dependendo do tipo de FA. A tubulação de drenagem tem várias finalidades, quais sejam: distribuir uniformemente a água coagulada, distribuir a água para lavagem e descarregar as impurezas retidas na camada de pedregulho. A operação de descarga de fundo pode ser realizada durante a carreira de filtração, denominada descarga de fundo intermediária (DFI), ou no final da carreira de filtração, antes da lavagem. Da tubulação de água para lavagem, tem-se derivação e, por meio de tubulação perfurada, é aplicada a água para lavagem da interface, simultaneamente à execução da descarga de fundo no caso de se ter o FAAG.

A água pré-filtrada é coletada por meio de calhas geralmente situadas à cerca de 0,6 a 1,0 m acima do topo da camada de areia grossa no FAAG ou 0,4 a 0,6 m acima do topo da camada de pedregulho de menor tamanho do FAP. Em seguida, a água pré-filtrada é encaminhada ao filtro descendente (se necessário, pode ser desviada deste por meio da tubulação de descarga de água de lavagem do FA) e, o efluente do FD (água filtrada final) é conduzido à câmara de contato para receber os produtos químicos finais (cloro, flúor, etc). Tanto a lavagem do FA quanto do FD pode ser realizada com água filtrada, proveniente de reservatório elevado ou de reservatório semi-enterrado e bombeamento direto. A lavagem do FA ou do FD depende do valor da carga hidráulica final

fixada em cada filtro. Nem sempre a lavagem de um filtro requer que o outro filtro da unidade de DF tenha de ser lavado.

As características da coagulação (pH e dosagem de coagulante) podem ser convenientemente determinadas com a execução de ensaios de tratabilidade, utilizando-se instalações de bancada (equipamento de jarteste com filtros de laboratório) ou instalações piloto com escoamento contínuo. O leitor precisa estar atento para que a coagulação seja realizada no mecanismo de neutralização parcial (ou total de cargas – potencial zeta igual a zero) que geralmente ocorre na região corona do diagrama de coagulação. A otimização da mistura rápida pode ser efetuada por meio de instalações de bancada ou instalação piloto com escoamento contínuo. Em geral, nas instalações menores (com capacidade nominal menor que 100 L/s), tem-se uma única câmara de carga, com a mistura rápida sendo efetuada na tubulação de chegada a esta, de tal forma que a água coagulada é dividida eqüitativamente entre as diversas unidades de dupla filtração. O uso de um injetor, seguido de uma malha instalada na tubulação de chegada tem sido a forma mais comumente utilizada para promover a mistura do coagulante.

Em se tratando de instalações maiores, é comum ter-se uma unidade de mistura rápida única (hidráulica ou mecanizada) e um canal de veiculação de água coagulada a diferentes câmaras de carga, as quais alimentam cada unidade de FA ou de DF, dependendo da concepção (bateria de filtros de FA independente da bateria de FD ou bateria de DF). Se a água bruta variar consideravelmente de qualidade durante as estações do ano, pode ser considerada a mistura rápida mecanizada, especialmente nas instalações de maior capacidade.

Na Figura 7.12 é apresentado um esquema clássico de uma instalação de dupla filtração de pequena capacidade, na qual os filtros de escoamento ascendente e o descendente encontram-se na mesma unidade.

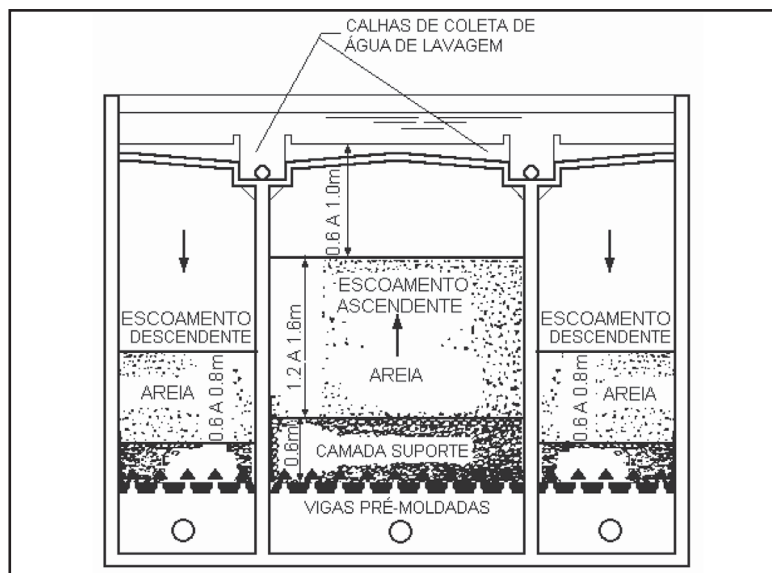


Figura 7.12 Esquema típico de uma instalação de dupla filtração de pequena capacidade

Qualidade da água bruta, principais parâmetros de projeto e câmara de carga

Di Bernardo & Dantas (2005) apresentam os principais parâmetros de qualidade da água bruta e de operação de estações de dupla filtração. Com relação à densidade algal, sugerem valores máximos de 1000 UPA/mL para instalações de dupla filtração contendo filtro ascendente de areia grossa e de 2500 UPA/mL quando se tem filtro ascendente de pedregulho. A taxa de filtração no FAAG é geralmente inferior a 240 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{d}$ e no FAP, de no máximo 180 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{d}$. O FD pode possuir meio filtrante de areia (com taxa de filtração limitada a 240 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{d}$) ou de antracito e areia (com taxa de filtração limitada a 360 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{d}$).

Quando os filtros ascendentes forem projetados para funcionar com DFIs, é imprescindível que a alimentação dos mesmos seja independente, a partir de câmaras de carga individuais. Dessa forma, toda vez que for executada a descarga de fundo em um filtro qualquer da bateria, os remanescentes irão ter sua taxa aumentada. No entanto, há instalações construídas no Brasil, cuja alimentação dos filtros (com número de unidades variando de 2 a 6) a partir de uma tubulação única

que parte de uma caixa câmara de carga comum, cuja concepção não é recomendada. Em instalações com número máximo de unidades de filtração ascendente igual a quatro, pode-se realizar a mistura dos produtos químicos (alcalinizante e coagulante) antes da câmara de carga e efetuar a divisão de vazão em seu interior por meio de vertedores com descarga livre em câmaras individuais.

Quando se tem número relativamente elevado de unidades de dupla filtração, a alimentação dos filtros ascendentes pode ser efetuada a partir de câmaras individuais alimentadas por tubulação ou canal. A tubulação de entrada a cada câmara individual deve dispor de válvula que permita realizar o ajuste de vazão, garantindo a divisão eqüitativa de vazões.

Fundo dos filtros e material filtrante

O fundo dos filtros ascendentes deve facilitar a limpeza do meio granular. No caso da operação dos filtros ascendentes com descargas de fundo intermediárias-DFIs, deve-se prever, também, entrada de água na interface pedregulho/areia nos filtros que contenham areia grossa como meio filtrante. Quando se tem filtros ascendentes de pedregulho, não há necessidade da introdução de água no meio granular. Com o fim de reduzir a quantidade de água na lavagem final, tanto no filtro de areia grossa quanto no de pedregulho, a introdução de ar pode ser importante para manter o meio filtrante limpo.

Pelo fato do filtro ascendente de areia grossa – FAAG necessitar de vazão de água para lavagem que garanta a expansão do material filtrante após a descarga de fundo final, o filtro ascendente de pedregulho – FAP tem resultado mais apropriado em muitas situações, embora tenha de funcionar com taxa de filtração menor que aquela comumente utilizada nos filtros nos FAAGs. A limpeza do FAP pode ser convenientemente realizada desde que se tenha um sistema de drenagem adequado, de forma a garantir que, somente com a execução de algumas descargas de fundo (mesmo com água bruta), as impurezas sejam removidas.

Há três tipos básicos de fundo que têm sido utilizados com sucesso nos filtros ascendentes: i) com vigas em forma de V invertido; ii) com troncos de pirâmide ou de cone invertidos; iii) com placa provida de orifícios. No primeiro e terceiro casos, a água coagulada entra no fundo falso e é distribuída por meio dos orifícios localizados nas vigas ou placa, enquanto, no segundo, a distribuição da água coagulada é feita por meio de tocos de tubos providos de orifícios, localizados na base de cada tronco

de cone ou de pirâmide invertido. Nos três casos, além da distribuição da água coagulada e de água para lavagem, o tipo de fundo deve facilitar o carreamento do material, quando é executada uma descarga de fundo intermediária ou final.

A camada suporte dos filtros ascendentes de areia grossa deve ser especificada para: i) auxiliar a distribuição de água para lavagem; ii) distribuir a água na interface pedregulho - areia; iii) evitar a entrada de areia na tubulação de água na interface; iv) evitar ocorrência de rupturas na região da interface. Esses objetivos são alcançados mediante escolha apropriada do tamanho dos grãos das subcamadas adjacentes, levando-se em conta o diâmetro dos orifícios dos difusores ou das vigas do sistema de drenagem. Em geral, são adotadas de 5 a 8 subcamadas de pedregulho, similares às aquelas empregadas na FDA.

A escolha do meio filtrante, e conseqüentemente do tipo de filtro ascendente, deve ser objeto de estudo criterioso, pois os seguintes fatores devem ser considerados antes da seleção definitiva do meio granular:

a) Qualidade da água bruta e da água pré-filtrada

- a qualidade da água pré-filtrada no FAAG é geralmente melhor do que aquela produzida no FAP, portanto, por segurança, a concentração de organismos patogênicos na água bruta deve ser menor no FAP;
- o teor de SST, a turbidez e a cor verdadeira podem ser maiores na água bruta (coagulada) afluyente ao FAP do que no FAAG, considerando-se a facilidade da execução de DFIs e limpeza do meio granular do FAP;
- dificilmente ocorre o transpasse no FAAG, de forma que o funcionamento do FRD resulta mais seguro;
- devido à operação inadequada do FAP, existe a possibilidade de desprendimento de material previamente retido e causar obstrução rápida do FRD ou o transpasse nessa unidade.

b) Parâmetros de projeto

- a taxa de filtração no FAP é menor que a do FAAG;
- a carga hidráulica disponível necessária no FAP é menor que no FAAG;
- o FAP não requer sistema de aplicação de água na interface;
- a taxa de aplicação de água para lavagem no FAAG é maior que no FAP;
- a espessura total do meio granular é menor no FAP.