



295.0 918E

SEMINARIO INTERNACIONAL SOBRE MEJORAMIENTO DE
LA CALIDAD DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO

Noviembre 4 al 8 de 1991

CALI

COLOMBIA

LIBRARY

INTERNATIONAL CENTER FOR RESEARCH
AND TRAINING IN WATER AND
WASTEWATER TECHNOLOGY

255-0-915E-9365

SEMINARIO INTERNACIONAL SOBRE MEJORAMIENTO DE CALIDAD DE AGUA
PARA CONSUMO HUMANO

LUNES 4 DE NOVIEMBRE

- 8:00 - 9:30 Inscripciones y entrega de documentos
- 9:30 - 9:45 Introducción
- 9:45 -10:30 Reflexiones sobre el mejoramiento de la
calidad del agua en América Latina.
- * A. Flores, CEPIS.
- 10:30-11:00 Receso
- 11:00-12:30 Los servicios de abastecimiento de agua y
saneamiento básico y las políticas de
desarrollo.
- * PNUD
* DNP
- 12:30- 2:00 Almuerzo
- 2:00 - 3:00 Visión global sobre la tecnología de
potabilización de agua, con énfasis en
alternativas de filtración.
- * L. Di Bernarndo
- 3:00 - 4:00 Limitaciones y Posibilidades para el
mejoramiento de la calidad del agua en el
pequeño municipio.
- * J. Arboleda
- 4:00 - 4:30 Receso
- 4:30 - 5:30 Riesgo sanitario, eficacia y vulnerabilidad en
acciones de mejoramiento de calidad de agua.
- * G. Galvis
- 5:30 - 6:00 Sesión de preguntas y respuestas.
- 6:00 - Acto de instalación
Presentación de libros - Coctel

LIBRARY IMPROVEMENT SERVICE
UNIVERSITY OF TORONTO LIBRARY
130 St. George Street
Toronto, Ontario M5S 1A5
Canada
Tel: (416) 978-2000
Fax: (416) 978-2000
E-mail: library@utoronto.ca
Web: www.library.utoronto.ca

ISBN 9365
255.0 91 SE

MARTES 5 DE NOVIEMBRE

- 8:00 -10:00 La filtración lenta en arena (FLA) como alternativa para la potabilización de agua.
- Principios de la tecnología
 - Experiencias en Europa
 - Experiencias en USA
- 10:00-10:30 Receso
- 10:30-12:30 Experiencias de desarrollo y demostración de la tecnología FLA en países en vía de modernización.
- Resultados del proyecto internacional del IRC, International Water and Sanitation Centre.
 - Experiencia de diseño y construcción.
 - Experiencias en protección de filtros lentos con mantas sintéticas.
- 12:30- 2:00 Almuerzo
- 2:00 - 4:00 Protección mediante Sedimentación Simple Alternativas de Pretratamiento sin filtros gruesos.
- Introducción
 - Experiencias en Argentina.
- 4:00 - 4:30 Receso
- 4:30 - 5:30 - Evaluación de sistemas administrados por organizaciones comunitarias en Colombia.
- 5:30 - 6:00 Sesión preguntas y respuestas

MIERCOLES 6 DE NOVIEMBRE

- 8:00 -10:00 Alternativas de Pretratamiento (continuación)
- Lechos Filtrantes Dinámicos
 - Filtración Gruesa Horizontal
 - Filtración Gruesa Ascendente
- 10:00- 10:30 Receso
- 10:30- 12:30 Proyecto Integrado de Investigación y
Demostración de métodos de Pretratamiento
- Introducción.
 - Organización del Proyecto y Manejo de la información
 - Consideraciones sobre la calidad del agua en varias fuentes superficiales del valle geográfico del Rio Cauca.
 - Análisis comparativo de resultados de diferentes opciones de filtración gruesa como alternativas de pretratamiento.
- 12:30 -2:00 Almuerzo
- 2:00 - 3:00 Pretratamiento y concepto de multibarrera en el mejoramiento de la calidad de agua.
- 3:00 - 4:00 Proyecto de transferencia de tecnología aplicada al abastecimiento de agua.
- 4:00 - 4:30 Receso
- 4:30 - 6:00 Preguntas, respuestas e intercambio de opiniones entre participantes y expositores.

JUEVES 7 DE NOVIEMBRE

Programación para todos los asistentes

8:00 - 12:00 Visita a proyectos de demostración

2:30 - 5:30 (i) Opcionalmente, en coordinación con ACODAL, Asociación Colombiana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, los participantes podrán inscribirse en uno de varios grupos de trabajo donde podrán profundizar en temas previamente expuestos o informarse sobre otros temas de interés. Información sobre los temas y el cupo en cada uno de estos grupos estará disponible en la mesa de inscripción.

(ii) Actividades recreativas y turísticas podrán ser coordinadas con una agencia local especializada a través de la coordinación del evento.

VIERNES 8 DE NOVIEMBRE

Investigación, Desarrollo y Transferencia de Tecnología
para el Mejoramiento de la Calidad de Vida

- 8:00 - 9:00 Políticas y programas regionales orientados a promover el mejoramiento de los sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento básico.
- AIDIS
 - OPS
- 9:00 - 9:30 Fomento de la capacidad para desarrollar y transferir tecnología.
- Director IRC
- 9:30 -10:00 Receso
- 10:00-10:30 Presentación de la Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología de CINARA en Puerto Mallarino.
- CINRA
- 10:30-11:30 Alcances y peespectivas del progarama de Tranferencia Integral de Tecnología aplicada la abastecimiento de Agua en Colombia, TRANSCOL.
- CINARA, IRC
- 11:30-12:00 Desplazamiento a la Estación de Investigación.
- 12:00- 1:00 Recorrido por las instalaciones y areas de experimentación.
- 1:00 Almuerzo - Acto de Inauguración

REFLEXIONES SOBRE EL MEJORAMIENTO Y LA VIGILANCIA DE LA CALIDAD DE AGUA

Elaborado por: Ing. Alberto Flórez e Ing. Guillermo León

Iniciaremos nuestras reflexiones preguntándonos como participantes de este importante evento, ¿cuáles son las razones o circunstancias que impiden a los responsables de los sistemas de abastecimiento de agua entregar agua de buena calidad a la población?

Respondiendo a nuestras propias interrogantes sobre los motivos que están provocando tal realidad -generalizada en todos los países de Latinoamérica- nos atrevemos a destacar los siguientes aspectos:

Monopolio del sector

Nuestras empresas de abastecimiento de agua han funcionado monopólicamente y actúan sobre un monoproducto: captamos, tratamos, almacenamos y distribuimos agua, cobramos por ella y, sin embargo, somos ineficaces en la entrega de una calidad dentro de los criterios recomendados por la OMS y las normas establecidas por las autoridades de salud de los países.

Somos ineficientes en los aspectos financieros, al mantener porcentajes altos de pérdidas de agua, tarifas por debajo de los costos reales, coberturas de servicio con brechas cada vez más grandes respecto al crecimiento de la población. Tal situación se revertiría si existiera competencia con otras instituciones. Si entregáramos el servicio a aquellas que demuestran una mayor capacidad profesional y responsabilidad frente a los usuarios.

Origen y desarrollo del sector

Otro hecho que ha contribuido a llevarnos a esta situación está relacionado con el origen y el desarrollo del sector agua y saneamiento, y la definición de sus objetivos. Estos servicios nacen como instituciones de obras sanitarias.

Desde la creación de la primera institución en Argentina, hace más de un siglo, como es "Obras Sanitarias de la Nación (OSN)", y a partir de ésta, han proliferado -con distintos nombres- una serie de instituciones en las ciudades de América Latina, aunque siempre con el marcado sesgo hacia la realización de obras, casi como objetivo exclusivo. Basta mencionar algunos ejemplos: Obras Sanitarias del Estado (Uruguay), Instituto Nacional de Obras Sanitarias (Venezuela), Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (Ecuador). Bajo esta concepción, se ha dado prioridad al diseño y construcción de obras, dejando de lado los aspectos de operación y mantenimiento, razón de ser de los servicios de agua potable y alcantarillado.

Status profesional

Por otro lado, dentro del sector se ha creado un status diferenciado a nivel profesional. Tiene más importancia quien proyecta o quien construye una planta de tratamiento o un sistema de abastecimiento, durante los periodos relativamente cortos de formulación y ejecución de los proyectos de inversión, que aquél que opera y mantiene los sistemas durante 86,400 segundos al día, 365 días al año o décadas. Esta imagen profesional se refleja luego en la escala salarial, creando entonces una mayor expectativa por parte de los ingenieros sanitarios y afines hacia el diseño y construcción de infraestructura sanitaria, dejando el servicio -en la mayoría de los casos- en manos de profesionales que no tienen la formación ni la capacidad necesarias.

Oportunidades de capacitación

En América Latina, por cada 20 seminarios o cursos donde se enseñan nuevas técnicas de tratamiento en los que sobran candidatos y hay que limitar el número de participantes, se realiza sólo un curso de operación y mantenimiento de tales sistemas, o de los ya existentes, en los que hay que buscar con gran esfuerzo a los participantes interesados, pues las propias empresas no da prioridad a esta actividad.

Tecnología inapropiada

Los responsables del sector han sucumbido frente a factores externos y, en muchos casos, se ha tomado la decisión de incorporar tecnologías de tratamiento no compatibles con nuestra realidad, en términos de calidad de agua, costos, equipos, operación y mantenimiento. Esta situación ha subsistido, a pesar de que en la Región se ha investigado, desarrollado y aplicado con éxito -en alguna escala- tecnologías apropiadas y de menor costo.

Monitoreo y vigilancia de la calidad

Otro aspecto a resaltar es la carencia de un programa sistemático y permanente de monitoreo y vigilancia de la calidad de agua por parte de los Ministerios de Salud, dado que los servicios de abastecimiento producen agua con la calidad que ellos desean o han podido producir, y no aquella que debió exigírseles.

Una situación que refleja esta realidad -y que debe llevarnos a la reflexión- es el hecho que las guías de turismo en los países desarrollados advierten a los viajeros con destino a los países latinoamericanos sobre la necesidad de abstenerse de tomar agua de los grifos, es decir, del agua que producimos.

Propuesta de acción

Para revertir esta situación se hace necesario un cambio de actitud orientado a romper el monopolio existente, hay que eliminar el derecho que nos hemos atribuido: cabe decir, entregar un producto con la calidad que buenamente podemos producir. Si entregáramos agua de calidad adecuada, evidentemente no habría tanta incidencia de enfermedades diarréicas como nos muestran los boletines epidemiológicos.

El episodio del Cólera no es más que la punta del iceberg de los problemas de saneamiento básico que nos afectan. Esta epidemia se convirtió en pocos días en un problema nacional, porque no había reaparecido en más de 100 años, y porque causó disminución y perjuicio a nuestras exportaciones. Pero no consideramos las decenas de miles de niños que mueren cada año por diarreas o por problemas de parasitismo, y que han venido sucediéndose en las últimas décadas por nuestra ineficiencia, sin que la sociedad ni el sector de ingeniería sanitaria -en particular- le dieran la prioridad que merece.

Debemos buscar que el sector agua y saneamiento se desarrolle bajo el esquema de una industria con competencia profesional y responsable del servicio brindado.

En este marco conceptual es conveniente aplicar la metodología de riesgos, fundamentalmente de aquellos relacionados al deterioro de la calidad del agua y tomando en cuenta los parámetros básicos que norman tal calidad.

Se propone analizar tres fases fundamentales bajo este enfoque: materia prima, procesos industriales (es decir, plantas de tratamiento) y los sistemas de comercialización del producto (como: redes de distribución, reservorios, conexiones domiciliarias, etc.).

- La materia prima

En términos de mejorar y mantener su calidad, a través de la protección y recuperación de cuencas y de acuíferos. Así podremos minimizar los riesgos de errores humanos en las plantas de tratamiento, evitando entregar al usuario un producto contaminado y, por otro lado, para no incrementar los costos que se derivan del procesamiento de materia prima de mala calidad.

Sin embargo, debemos de tener presente que el recurso agua es finito y que existen otros usuarios del mismo. Por lo tanto, para exigir una cantidad y calidad adecuada de materia prima debemos hacer uso racional de la misma y ser consecuentes con nuestras exigencias de calidad.

No podemos exigir una materia prima libre de contaminación, si nosotros aguas abajo de nuestros puntos de captación, descargamos nuestras aguas residuales sin tratamiento previo, perjudicando de este modo a otros usuarios del recurso.

- Procesos industriales

Es necesario verificar que en cada uno de los procesos de tratamiento se logre obtener la calidad esperada del producto. Es una exigencia desarrollar un programa de evaluación de plantas, a fin de determinar si las eficiencias de las unidades son compatibles con los objetivos del tratamiento que se establecieron. Sólo así podremos comprobar si no estamos produciendo la calidad de agua que pretendemos obtener; por razones de pobre diseño, de inadecuada construcción o de operación y mantenimiento ineficientes de las instalaciones.

Esta evaluación permitiría, no sólo detectar las causas que originan las deficiencias de los procesos, sino también determinar la factibilidad de optimizar la infraestructura existente, introduciendo nuevas técnicas apropiadas e incrementando la cobertura con costos reducidos.

Por otro lado, debemos indicar qué otra deficiencia debe ser superada: el control de calidad de los productos químicos que utilizamos en nuestras plantas. El no ejercer este control está provocando en algunos casos el desmejoramiento de la calidad del producto, como consecuencia de dosificaciones reales en exceso o defecto, respecto a las estimadas por nosotros en base a la información del fabricante o de quienes suministran los químicos. Por otro lado, debemos considerar el impacto sobre los costos del producto, que por esta situación se derivan.

Similar situación se presenta cuando no ejercemos el debido control de calidad de los equipos y materiales usados en las plantas de tratamiento.

- Sistemas de comercialización

En relación a las condiciones físicas y de funcionamiento de las redes de distribución, debemos indicar que éstos deben ser una garantía de que la calidad de agua lograda en las plantas de tratamiento no se deteriorará. Se debe montar un programa de vigilancia y control en la red y componentes del sistema (reservorios, cámaras de bombeo, etc.).

Esto permitiría identificar tramos de red donde se deben reforzar los tenores de cloro residual o detectar zonas de contaminación endémicas por la presencia de coliformes y, por tanto, proceder a las acciones correctivas necesarias.

Sin embargo, tal programa de vigilancia y control debe iniciarse una vez logrados los objetivos de calidad en las plantas de tratamiento. Nada logramos tomando muestras en el sistema de distribución si a priori sabemos que el producto que entregamos no es de buena calidad.

Debe comentarse que las responsabilidades directas del sector terminan una vez que el producto es entregado al usuario mediante la conexión domiciliaria. Sin embargo en la medida de que aún no hemos logrado mantener un buen servicio, esta situación ha obligado -en la mayoría de las ciudades- a que el usuario instale una infraestructura adicional de almacenamiento de agua a nivel intradomiciliario (cisternas y/o tanques elevados).

Por lo tanto, tenemos la obligación moral frente al usuario de educarlo en el sentido de mejorar su mantenimiento o descartar tales instalaciones como un factor de riesgo, al no tomar -la mayoría de éstos- la precaución de protegerlos convenientemente y de limpiarlos en forma periódica, a fin de no deteriorar la calidad del agua entregada por el servicio.

Debemos recordar que la función de las empresas de agua y alcantarillado no es vender líquido, sino satisfacer una necesidad básica de la población a la cual servimos.

Otro tema de nuestra preocupación es que los sistemas públicos de distribución y las instalaciones intradomiciliarias de la Región adolecen de una serie de deficiencias relacionadas con el nivel de calidad inadecuado de los productos utilizados, ya que los fabricantes del sector: tuberías, válvulas, accesorios, medidores, inodoros etc., no se encuentran presionados para ejercer el control del producto acabado.

Incorporamos entonces a nuestras instalaciones productos de mala calidad, ya sea por falta de conformidad con las especificaciones técnicas o por diseños obsoletos y, en otras ocasiones, utilizamos productos no compatibles con la aplicación que se le quiere dar.

Como consecuencia, tenemos sistemas con falta de hermeticidad que provocan grandes pérdidas de agua y consumos excesivos, provocados por los aparatos sanitarios convencionales que obligan a un aumento de la producción de agua, y por ende, de los costos totales. Cuando no existe disponibilidad de agua, las pérdidas traen como consecuencia la falta de continuidad en los servicios y períodos con presiones bajas o nulas en la red, aumentando el riesgo de contaminación y alterando la calidad del agua.

Por otro lado, se producen pérdidas comerciales superiores a las aceptables debido a errores de indicación de los micromedidores. Esto impide una recuperación total de los costos, llevando a las empresas de agua a una dependencia respecto a los gobiernos centrales a través de subsidios y a una falta de autonomía, que a su vez perjudica la realización de acciones rutinarias de mantenimiento y adquisición de repuestos, entre otras. También se produce una elevada incidencia de mantenimiento correctivo con un alto costo.

Debemos tomar en cuenta que la falta de continuidad del servicio reduce la confiabilidad del sistema de abastecimiento y contribuye al deterioro de la imagen institucional del sector.

Por último, debemos reiterar nuestra invocación al sector salud para que asuma, de una vez por todas, su responsabilidad de desarrollar acciones orientadas a evitar el deterioro del medio ambiente y, principalmente, vigilar la calidad de las aguas -tanto aquellas que nos sirven de fuentes de abastecimiento, como de aquellas que entregamos a la población.

SEMINARIO INTERNACIONAL SOBRE MEJORAMIENTO
DE CALIDAD DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO

UNIVERSIDAD DEL VALLE - CALI, COLOMBIA

NOVIEMBRE, 3-8, 1 991

QUALIDADE DAS ÁGUAS E TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO

RESUMO

A qualidade da água é determinante na escolha apropriada da tecnologia de tratamento, de forma a resultarem os menores custos de implantação, operação e manutenção. Adicionalmente, o conhecimento profundo da qualidade das águas, conduz à proposição de sistemas que ofereçam segurança na produção de água potável.

O presente trabalho foi realizado com o objetivo de fornecer uma visão global da influência das características da água bruta nas diversas tecnologias de tratamento. São sugeridos limites para os principais parâmetros de qualidade e de projeto, além de uma descrição das etapas de cada tecnologia.

O autor deseja expressar seus agradecimentos ao CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico pelo apoio financeiro concedido (processo 452101 / 91-3 / EC / FV / VG).

QUALIDADE DAS ÁGUAS E TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO

LUIZ DI BERNARDO - ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS - USP

AV. DR. CARLOS BOTELHO, 1465 CEP: 13560 SÃO CARLOS BRASIL

1- INTRODUÇÃO

As características da água bruta são de importância fundamental na escolha da tecnologia de tratamento e devem, ao longo do tempo, apresentar valores compatíveis com aqueles previstos por ocasião da proposição da mesma. Tem sido comum, especialmente no caso de lagos artificiais, a variação da qualidade da água com o tempo, chegando a comprometer, muitas vezes, o desempenho de um sistema de tratamento, cuja tecnologia adotada torna-se incompatível com um aumento significativo de alguns parâmetros físicos, químicos ou biológicos.

As características da água bruta jamais devem ser consideradas separadamente, porém, algumas são mais importantes que outras na definição da tecnologia de tratamento, principalmente as biológicas, seguidas das químicas e físicas. Número e espécies de algas, além do número de coliformes, devem direcionar os estudos posteriores quando da possibilidade do uso de um certo curso de água como fonte de abastecimento. Em geral, a seguinte seqüência, em importância decrescente, pode ser utilizada para a definição do tipo de tratamento a ser adotado: coliformes, algas, cor verdadeira, turbidez, alcalinidade e pH, carbono orgânico total, temperatura, mobilidade eletroforética - potencial Zeta, sólidos totais dissolvidos, força iônica, tamanho e distribuição de tamanho das partículas em suspensão e em estado coloidal, ferro e manganês, outros metais e compostos orgânicos diversos. É imprescindível a realização de um levantamento preliminar das características da água bruta antes de serem estudados com profundidade os principais parâmetros de qualidade.

Para que se tenha uma idéia da importância da qualidade da água bruta, considere-se, por exemplo, águas com cor verdadeira e turbidez relativamente baixas e temperatura superior a 15 °C. Sem ainda serem

determinados outros parâmetros de qualidade, águas dessa natureza são candidatas em potencial ao emprego da filtração direta ou filtração lenta. Por outro lado, águas com turbidez relativamente alta, quase sempre requerem o emprego da filtração após a coagulação, floculação e decantação. Águas com temperaturas baixas podem requerer o uso de um coagulante que não seja o sulfato de alumínio, como um polímero catiônico e, eventualmente, o cloreto férrico.

Somente um estudo detalhado da qualidade da água bruta e, às vezes, a execução de investigação em instalação piloto, é que podem fornecer os elementos necessários para a definição da tecnologia de tratamento. Outros fatores a serem considerados, além da qualidade da água bruta, são: condições sócio-econômicas da comunidade e posição geográfica em relação àquelas desenvolvidas; capacidade da instalação; disponibilidade de verba própria ou de capacidade de financiamento; presença de pessoal qualificado para construção, operação e manutenção; existência de materiais de construção e de produtos químicos no local; padrão de potabilidade. A seleção de uma tecnologia de tratamento deveria, finalmente, conduzir ao menor custo possível, sem contudo, deixar de lado a segurança na produção de água potável. Em geral, não há a necessidade da criação de novas tecnologias e sim, da aplicação apropriada das várias tecnologias simplificadas e em uso em vários países, como Brasil, Colômbia, Peru, Chile, etc.

2 - QUALIDADE DAS ÁGUAS DESTINADAS AO CONSUMO PÚBLICO

A água de uma determinada fonte de abastecimento pode ser considerada como um meio ecológico, pois há interações dela com o ar e o solo da bacia hidrográfica em condições normais e, por vezes, decorrentes da ação do ser humano. Em alguns países, como no Brasil, o Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA, baixou a resolução n. 20 de 15 de junho de 1986, classificando as águas destinadas ao consumo público e estabelecendo o tipo de tratamento requerido, conforme mostra o Quadro 1, cujos limites dos parâmetros são apresentados no Quadro 2, que contém, também, valores da Comunidade Econômica Européia.

QUADRO 1 - CLASSIFICAÇÃO DAS ÁGUAS DOCES
TRATAMENTO REQUERIDO SEGUNDO O CONAMA - BRASIL

CLASSIFICAÇÃO	TRATAMENTO REQUERIDO
Classe Especial	Desinfecção
Classe 1	Tratamento Simplificado
Classe 2	Tratamento Convencional
Classe 3	Tratamento Convencional

Para cada classe, são estabelecidos limites dos parâmetros de qualidade, como turbidez, DBO, DCO, sólidos suspensos, cor aparente, coliformes, etc, além de inúmeras substâncias inorgânicas e de vários compostos orgânicos altamente complexos, em concentrações com até cinco casas decimais, cuja determinação pode ser inexequível, mesmo nos melhores laboratórios do Brasil. Apesar da grande quantidade de determinações recomendadas pelo CONAMA, o seu cumprimento não implica, necessariamente a inexistência de compostos tóxicos. Por conseguinte, seria desejável recorrer-se à realização de ensaios toxicológicos, muitos desenvolvidos e aperfeiçoados nas últimas décadas.

Por outro lado, algumas entidades têm procurado definir um índice que englobe as principais características da água de um determinado manancial, visando retratar as variações que ocorrem em diferentes épocas do ano e ao longo dos anos em que é utilizado como fonte de abastecimento. O Índice de Qualidade da Água, como é denominada, procura classificar a água em faixas, através da definição dos parâmetros monitorados e atribuindo-se-lhes pesos, de forma que, através de uma equação empírica, tal indicador de qualidade seja calculado. Em geral, considera-se a turbidez, cor verdadeira, coliformes totais e fecais, ferro total, cloretos, DCO, DBO, pH, amônia, alcalinidade, sólidos totais dissolvidos, número e espécies de algas, etc. É evidente que, um índice de qualidade, assim configurado, é válido somente para uma mesma

fonte de abastecimento, devendo-se escolher os parâmetros que melhor representem as características da água em diferentes regiões.

Entretanto, dependendo da tecnologia de tratamento utilizada, o índice de qualidade pode levar a interpretações impróprias. Por exemplo, seja a água de um lago que é tratada através da filtração direta descendente; se as demais características encontram-se abaixo de certos limites, a turbidez e o tamanho e distribuição de tamanhos das partículas podem ser os parâmetros mais importantes, pois a turbidez elevada em certas épocas do ano pode comprometer o desempenho do sistema de tratamento, ou, em função do tamanho e distribuição de tamanhos das partículas, pode haver ou não a necessidade da pré-floculação. Assim, esses dois parâmetros deveriam ter pesos bem maiores que os demais para a definição do índice de qualidade. Por outro lado, se a água bruta é tratada em uma estação que possui unidades de coagulação, floculação e decantação, precedendo a filtração, a presença de cor elevada e baixa turbidez, pode dificultar a sedimentabilidade dos flocos, além de resultar um consumo maior de coagulante, de forma que, à turbidez, deva ser atribuído um peso completamente diferente do caso anterior. Com respeito à filtração lenta de água bruta com cor verdadeira baixa, a turbidez e as algas passam a ser parâmetros importantíssimos na definição de um índice de qualidade.

Com base no exposto, torna-se extremamente difícil relacionar as tecnologias de tratamento com um índice de qualidade, razão pela qual é de fundamental importância o conhecimento das características das águas e como elas influenciam as operações e processos realizados nas diferentes tecnologias, com vista atender a qualidade desejável para consumo humano. O Quadro 3 apresenta o padrão de potabilidade em vigência no Brasil (1977) e aquele que entrará em vigor a partir de janeiro de 1992, além dos padrões da CEE, Comunidade Econômica Européia e Estados Unidos.

Quadro 3 - Padrões de Potabilidade

PARÂMETRO	UNIDADE	Decreto Federal nº 79637 de 02.03.77 Portaria 56/808 - 12.2.77	Portaria 36 Ministério da Saúde 10.1.80(1)	Organização Mundial de Saúde - OMS (recomend.)	Comunidade Econômica Européia - CEE	S.U.A.
I - Físicas e Organolépticas						
Cor	FCU	20	50(1)	15	20	15
Odor	-	N.O.	N.O.	Inferior	2 a 12°C (1)	3(4)
Sabor	-	N.O.	N.O.	Inferior	3 a 25°C (1)	-
Turbidez	UNT	5	1	5	5	1-5
Temperatura	°C	-	-	-	25	-
pH	-	-	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5	6,5	6,5 - 8,5
Condutividade	µS/cm-1 a 25°C	-	-	-	-	-
Aspecto	-	-	-	-	-	-
II - Químicas						
A - As Componentes Inorgânicas						
Amônia	mg/L NH3	-	-	-	0,01	-
Arsenato	mg/L As	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05
Bário	mg/L Ba	1,0	1,0	-	-	1,0
Boro	mg/L B	-	-	-	-	-
Cálcio	mg/L Ca	0,01	0,005	0,005	0,005	0,01
Chumbo	mg/L Pb	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05
Cianeto	mg/L CN	-	0,1	0,1	0,05	-
Cromo Hexavalente	mg/L Cr	-	0,05	0,05	0,05	0,05
Cromo Total	mg/L Cr	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
Cloreto Inorgânico	mg/L Cl	-	-	0,2 - 0,5	-	-
Ferro	mg/L Fe	0,5 - 1,7	0,5 - 1,7	1,5	1,5	4,0
Manganês	mg/L Mn	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
Níquel	mg/L Ni	10	10	10	10	10
Flúor	mg/L F	-	-	-	0,1	-
Copresença Comunitária	mg/L F	-	-	-	0,05	-
Prata	mg/L Ag	0,05	0,05	-	0,01	0,05
Sódio	mg/L Na	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
B - As Componentes Orgânicas						
Ácidos e Metais						
Bromo	µg/L Br	1,0	0,05	0,05	-	-
Bromo orgânico	µg/L Br	-	0,01	0,01	-	-
Clorâmido (total de íons) (1)	µg/L Cl	0,0	0,0	0,0	-	-
Clorobenzeno	µg/L Cl	-	0,1 - 0,5	0,1 - 1,0	-	-
Clorofórmio	µg/L Cl	-	0,1	0,1	-	-
Cloridrina	µg/L Cl	-	0,1	0,1	-	-
CCl4 (p-PTDC) e p-PTDC e p-PDC	µg/L Cl	10	1,0	1,0	-	-
Ceteno	µg/L Cl	0,2	0,2	-	0,2	0,2
Formol	µg/L Cl	1,0	0,1	-	0,5	1,0
Metilformol ou Trióxido de Espécies	µg/L Cl	0,1	0,1	0,1	-	-
Hexaclorobenzeno	µg/L Cl	0,1	0,1	0,1	-	-
Lindano (lindano HCH)	µg/L Cl	0,5	0,5	0,5	-	0,5
Metaldeído	µg/L Cl	100	10	10	-	100
Picloródano	µg/L Cl	-	1,0	1,0	-	1,0
Ácido fórmico de Carbonyl	µg/L Cl	-	0,5	0,5	-	0,5
Tricloroeteno	µg/L Cl	10	10	10	-	10
Toxofenol	µg/L Cl	0,5	0,5	0,5	-	0,5
Tribromobenzeno	µg/L Cl	-	10	10	-	-
1,1,1-Tricloroetano	µg/L Cl	-	100	-	-	100
1,2-Dicloroetano	µg/L Cl	-	0,5	0,5	-	-
1,2-Dicloroetano	µg/L Cl	-	10	10	-	-
1,1,2-Tricloroetano	µg/L Cl	-	100	100	-	100
1,1,1,2-Tetracloreto	µg/L Cl	-	10	10	-	-
1,1,2,2-Tetracloreto	µg/L Cl	-	10	10	-	-
1,2,2,2-Tetracloreto	µg/L Cl	-	100	100	-	100
Perclorato	µg/L Cl	100(1)	-	-	0,1	-
Perclorato	µg/L Cl	-	-	-	0,1	-
2,4,6-Tricloro	µg/L Cl	-	-	-	-	-
2,4,6-Tricloro	µg/L Cl	-	-	-	-	10
2,4,6-Tricloro	µg/L Cl	0,5	-	-	-	-
C - As Amino e Óxido Organolépticos						
Alumínio	mg/L Al	0,1	0,1(2)	0,2	0,2	0,2
Amônio	mg/L NH3	0,5	0,1	-	0,5	0,5
Cálcio	mg/L Ca	100	100	100	-	100
Cálcio	mg/L Ca	1,0	1,0	1,0	-	1,0
Cálcio Total	mg/L CaCO3	-	100	100	-	100
Cromo Total	mg/L Cr	1,0	100	100	0,2	0,2
Manganês	mg/L Mn	0,5	0,1	0,1	0,05	0,05
Nitrato	mg/L NO3	-	-	-	50	-
Nitrato	mg/L NO3	-	-	-	175	-
Nitrato Total Dissolvido	mg/L NO3	1000	1000	1000	-	1000
Óxido Total	mg/L NO3	1000	-	-	1000	-
Paládio	µg/L Pd	-	100	100	-	-
Potássio	µg/L K	-	0,05 - 0,10	0,05	0,05	-
Sódio	µg/L Na	0,0	0,0	0,0	0,0	-
Zinco	µg/L Zn	-	0,0	-	-	-
III - Radiológicas						
Radiatividade Alfa Total	Bq/L	-	1,1	0,1	-	1,0(3)
Radiatividade Beta Total	Bq/L	-	2,0	1,0	-	-
Césio 137	Bq/L	-	-	-	-	-
Írio 192	Bq/L	-	-	-	-	-
Potássio 40	Bq/L	-	-	-	-	2,0(4)
Estádio 226	Bq/L	-	-	-	-	-
Tório 232	Bq/L	-	-	-	-	-
IV - Microbiológicas						
Colônias Fecais	MPN/100 ml	-	0	0	0	-
Colônias Totais	MPN/100 ml	-	0	0	0	-

UNT - Unidade Nefométrica de Turbidez
 N.O. - Não Objeto
 N.D. - Não Determinável

FC - Presença deve ser controlada
 Bq/L - Becquerel/Litro
 µCi/L - Micro Curie/Litro

3 - CARACTERÍSTICAS DAS ÁGUAS E SUAS INFLUÊNCIAS

As características da água bruta devem ser conhecidas com profundidade antes da escolha de uma certa tecnologia de tratamento, de forma que resulte uma instalação segura, com produção de água potável, com o menor custo possível. A seguir, são discutidas aquelas consideradas principais.

3.1 - Turbidez e Número de Partículas

A turbidez presente nas águas superficiais é devida, principalmente, à presença de partículas em estado coloidal, em suspensão, matéria orgânica e inorgânica finamente dividida, plâncton e outros microrganismos microscópicos.. Considera-se como solução, uma dispersão de partículas muito pequenas ou substâncias dissolvidas na água. No primeiro caso, tem-se uma dispersão coloidal, em que as partículas sedimentam com velocidade pequena, enquanto que, no segundo, trata-se de uma solução, em que as moléculas de substâncias húmicas são responsáveis pela cor verdadeira das águas naturais.

A distinção entre dispersão coloidal e suspensão é arbitrária, porém, tem sido adotado o tamanho de uma esfera com diâmetro equivalente a 1 μm . A figura 1 mostra a distribuição de tamanhos de partículas e moléculas nas águas naturais.

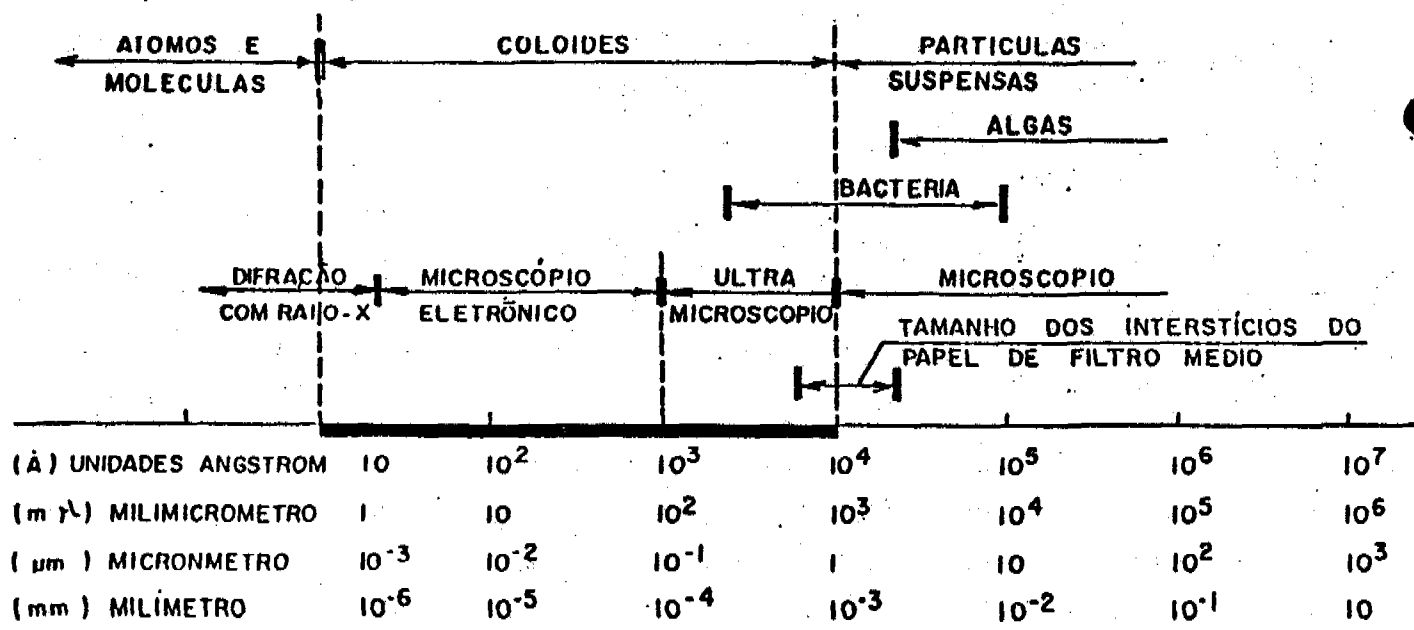


Figura 1 - Distribuição de Tamanhos das Partículas e Moléculas Presentes nas Águas Naturais

A figura 2 mostra distribuição de tamanhos de partículas de duas amostras de água com turbidez praticamente igual, sendo uma natural, com turbidez de 0,77 UT e, a outra, filtrada em areia fina, com turbidez de 0,76 UT. Nota-se que, embora a turbidez possa ser considerada a mesma, o tamanho e a distribuição de tamanho das partículas é bem diferente, o que certamente influenciaria o desempenho das tecnologias de tratamento que utilizam a coagulação química.

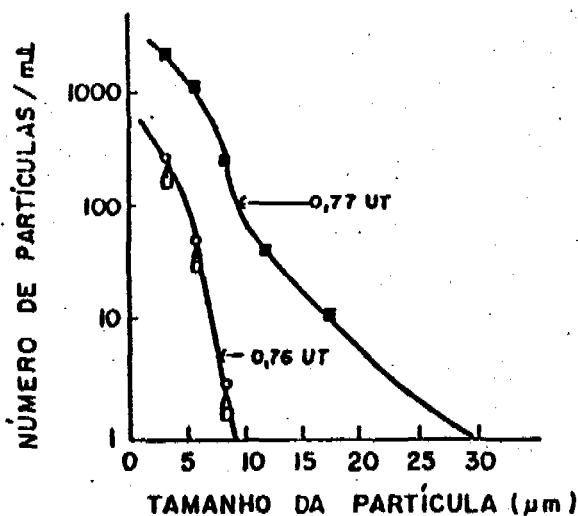


FIGURA 2 - TURBIDEZ E DISTRIBUIÇÃO DE TAMANHOS DAS PARTÍCULAS

Utilizando modelos de minimização de custos para a filtração direta descendente e tratamento completo, foi construída a figura 3, em que a relação entre o tamanho médio das partículas com a concentração de partículas e as regiões em que diferentes tecnologias de tratamento são recomendadas (11). Adicionalmente, foram incluídos nessa figura, alguns pontos demarcando diferentes estações de tratamento em que foi efetuado um levantamento daqueles parâmetros.

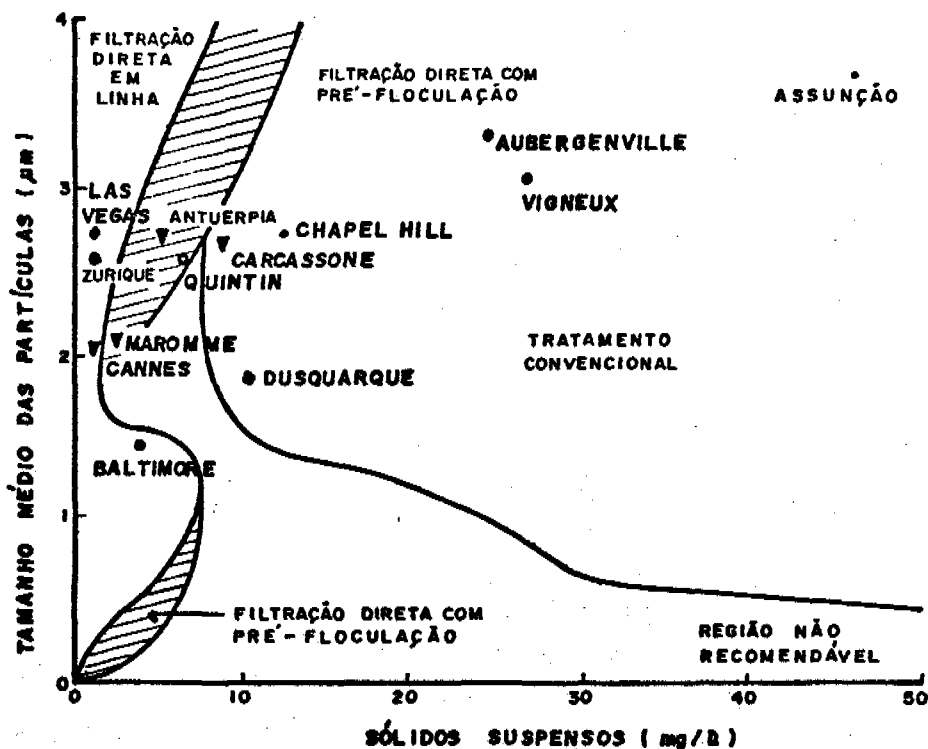


Figura 3 - Características de Operação Otimizadas (II)

- ▼ instalações existentes de filtração direta
- instalações existentes com tratamento completo

A figura 4 mostra a remoção de partículas em um sistema constituído por pré-filtro de pedregulho com escoamento ascendente, operado com taxa de 24 m/dia, em série com um filtro lento, operado com taxa de filtração igual a 6 m/dia, em quatro amostras coletadas durante a carreira. Nota-se que algumas partículas, em geral aquelas menores que 1 μm , dificilmente são removidas quando na filtração lenta. Na figura 5, foi relacionada a quantidade de algas, em porcentagem, com o número total de partículas no afluente, efluente do pré-filtro e efluente do filtro lento. Vê-se que as algas representam menos que 5 % na água bruta, cerca de 1,2 % no efluente do pré-filtro e 1,5 % no efluente do filtro lento, o que reflete a eficiência desse sistema de tratamento na remoção de algas.

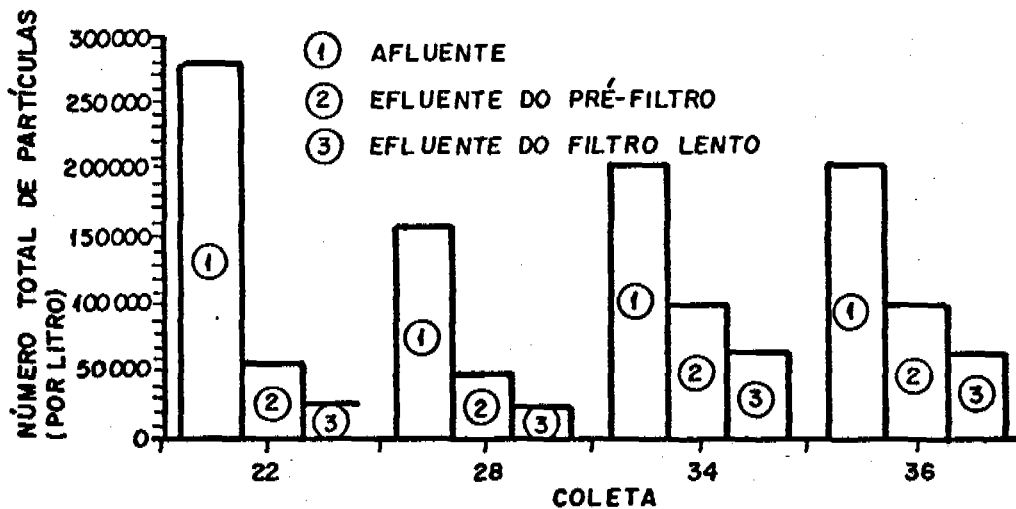


Figura 4 - Número Total de Partículas na Água Bruta e Efluentes nos Dias de Coleta (3)

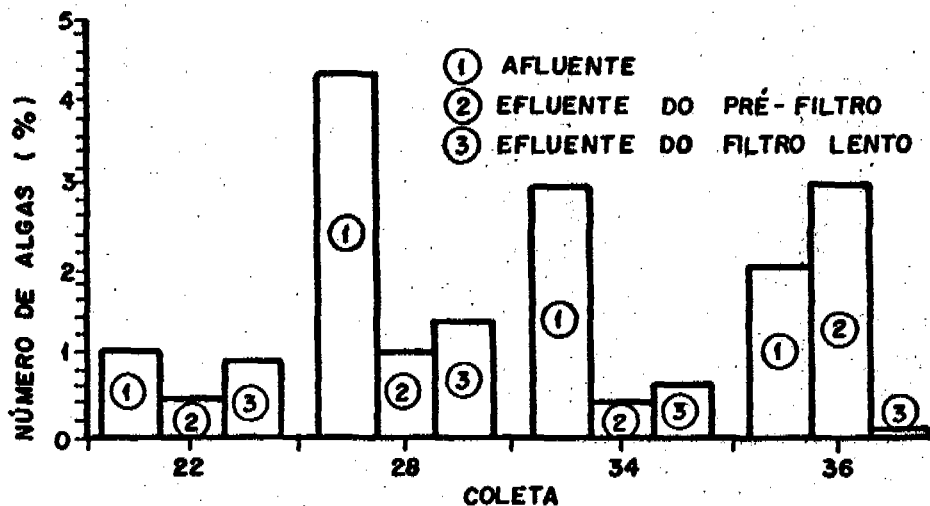


Figura 5 - Quantidade de Algas em Função do Número Total de Partículas na Água Bruta e Efluentes (3)

3.2 - Cor Verdadeira e Carbono Orgânico Total

A presença de matéria orgânica nas águas naturais pode ser decorrente de várias fontes. Os compostos orgânicos naturais têm origem na degradação de plantas e animais e são denominados de substâncias húmicas, que englobam os ácidos húmicos, fúlvicos e himatomelânicos. O

lançamento de esgotos domésticos e despejos industriais, tratados ou não, podem conferir cor à água, além de aumentar o teor de carbono orgânico total.

O conhecimento desse parâmetro de qualidade é muito importante, principalmente quando a pré-desinfecção é necessária, pois as substâncias húmicas são consideradas precursores da formação de tri-halometanos. Além disso, a coagulação química é altamente influenciada pelo teor de matéria orgânica na água bruta.

3.3 - Alcalinidade, Acidez e pH

A alcalinidade pode ser considerada como a capacidade da água em neutralizar ácidos, enquanto que, a acidez, pode ser entendida como a capacidade da água em neutralizar bases. A alcalinidade presente nas águas naturais normalmente está na forma de bicarbonatos e carbonatos, para valores de pH inferiores a 8.

Como os coagulantes geralmente utilizados, como o sulfato de alumínio e cloreto férrico, são doadores de protons, há a necessidade do conhecimento da alcalinidade e pH da água a ser coagulada, pois os mecanismos de coagulação dependem da dosagem do produto químico e respectivo pH resultante que, por sua vez, influenciam no desempenho da tecnologia de tratamento. Quando se tem a filtração direta, o mecanismo de coagulação deve ser aquele em que ocorre, predominantemente, a desestabilização por neutralização de cargas das partículas, enquanto que, no tratamento completo, a coagulação deve ser efetuada no mecanismo da varredura.

3.4 - Sólidos Totais e Condutividade

O teor de sólidos totais dissolvidos - STD, representa a medida dos íons totais em solução. A condutividade elétrica ou a condutância específica pode ser relacionada com o STD, já que a primeira pode ser facilmente medida. Em geral, para valores elevados de STD, há um aumento da solubilidade dos precipitados de alumínio ou ferro, influenciando a cinética da coagulação. Além disso, a formação e precipitação de

carbonato de cálcio é também afetada, favorecendo a corrosão.

A força iônica da água está relacionada, também, com o STD, devido a presença de sódio, magnésio, cloreto, sulfato, bicarbonato e carbonato, de modo que, quanto maior a condutância específica, maior resultará a força iônica. Por conseguinte, para águas naturais que apresentam forças iônicas muito diferentes, certamente as características da coagulação química serão diferentes, mesmo que os demais parâmetros de qualidade sejam aproximadamente iguais.

3.5 - Características Biológicas

A presença de organismos em geral nas águas brutas está associada com problemas de saúde pública, eficiência da coagulação e unidades de um sistema de tratamento. A carga negativa dos microrganismos normalmente presentes nas águas e o tamanho deles afetam a coagulação, principalmente quando um polímero catiônico é usado como coagulante primário, como pode ocorrer em sistemas de filtração direta, muito embora acredita-se que os microrganismos influam também na coagulação quando sais de alumínio ou de ferro são usados, especialmente quando a cor verdadeira e turbidez foram baixas. A presença excessiva de algas na água bruta pode inviabilizar o emprego de tecnologias como a filtração direta descendente e a filtração lenta em areia.

O Quadro 4 apresenta as características principais de alguns microrganismos que afetam o desempenho de instalações de tratamento de água.

As figuras 6 e 7 mostram as principais espécies de algas que comumente causam problemas em sistemas de abastecimento. A figura 8 mostra os principais tipos de vírus associados à doenças gastro-intestinais e, a figura 9, outros organismos relacionados com doenças parasitárias de veiculação hídrica.

A figura 10 apresenta as principais divisões do fitoplâncton em uma água bruta e a figura 11, a remoção do número total de células algais em um sistema de pré-filtro e filtro lento. Na figura 12, tem a remoção de protozoários, metazoários e de algas nesse mesmo sistema de tratamento.

QUADRO 4 - CARACTERÍSTICAS DOS MICROORGANISMOS NAS ÁGUAS

ORGANISMO	TAMANHO (A)	CARGA DA SUPERF.	FORMATO	ESTADO	FORMA RESISTENTE
Virus	$10^2 - 10^3$	negativa	variável	parasita	—
Bactérias	$10^2 - 10^5$	negativa	bastão, cocus espirilo, vibrião	vida livre, parasita	esporo.
Alga Azul-verde	10^4	negativa	cocus, filamento	vida livre simbiótica	cisto
Alga verde	$10^4 - 10^6$	negativa	coloide	vida livre simbiótica	esporo cisto
Protozoário	$10^4 - 10^6$	negativa	variável	vida livre parasita	cisto
Fungo	$10^4 - 10^6$	negativa	filamento cocus	vida livre parasita	esporo
Helminto	$10^4 - 10^6$	negativa	variável	vida livre parasita	ovo

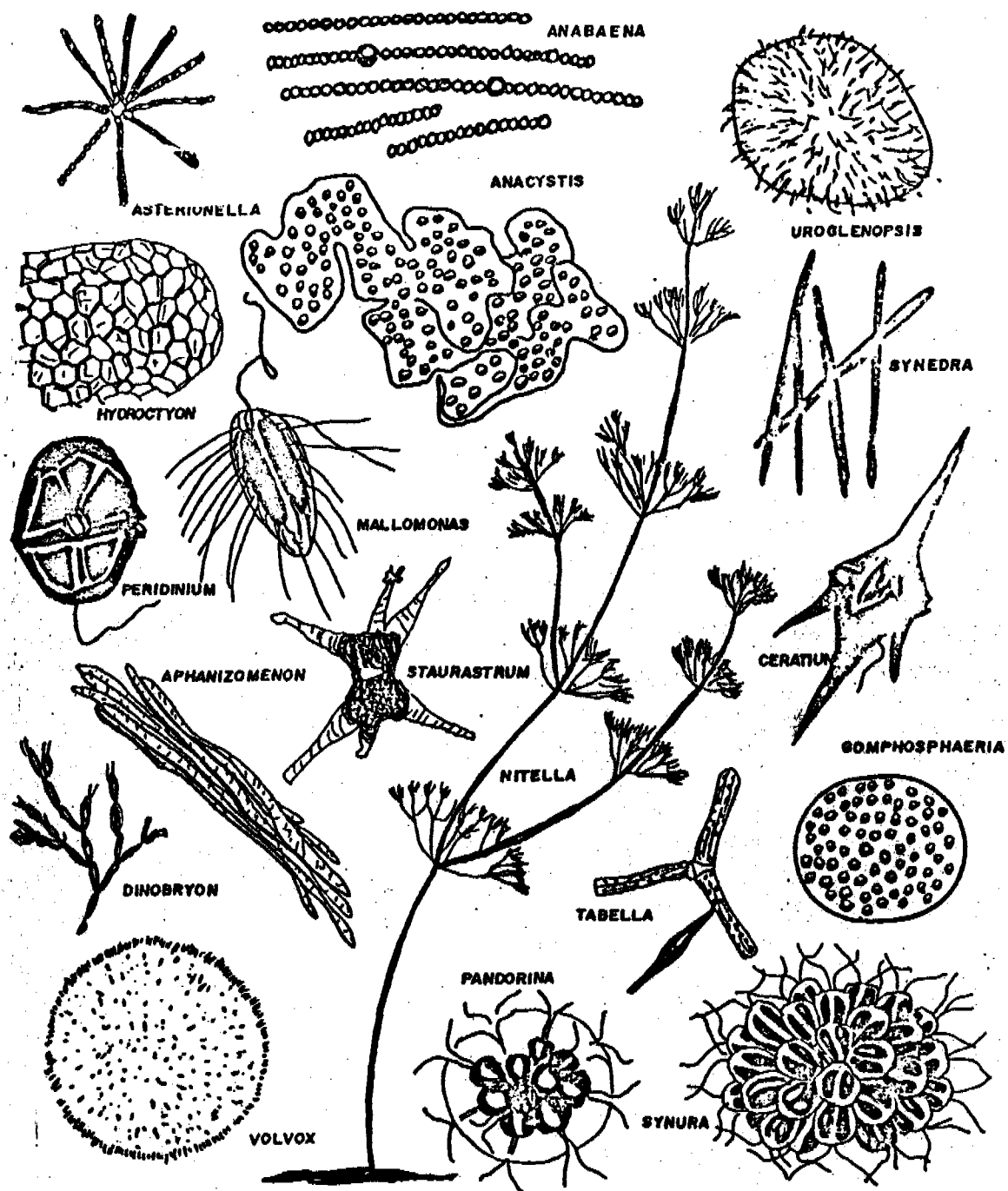


FIGURA 6 - ALGAS QUE COMUMENTE CAUSAM GOSTO E ODOR NAS ÁGUAS.

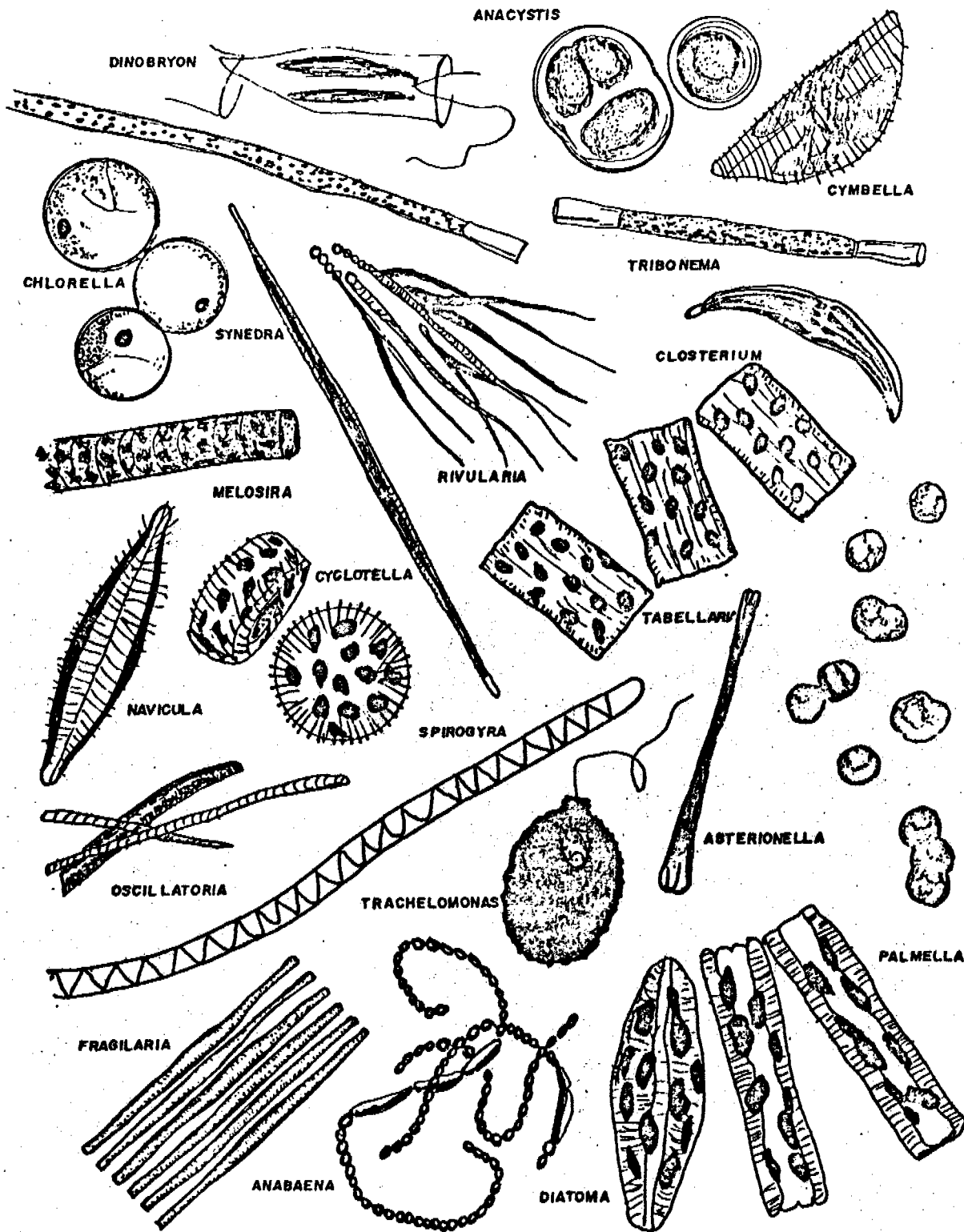
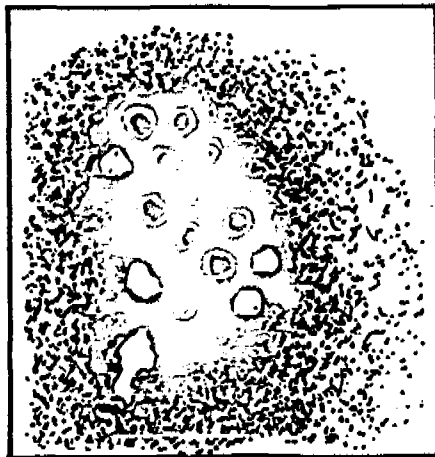
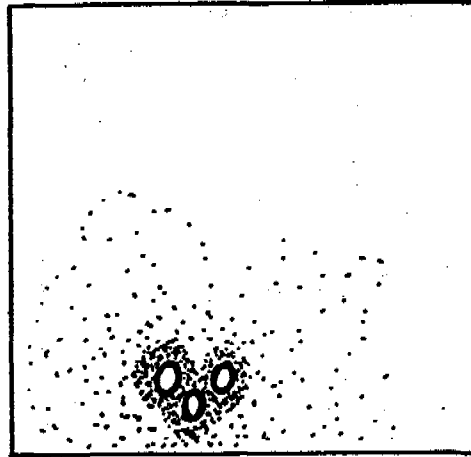


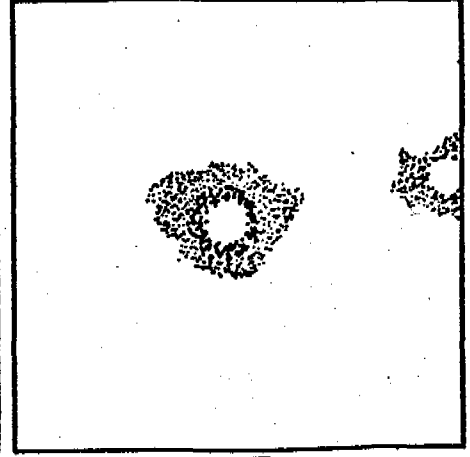
FIGURA 7 - ALGAS QUE COMUMENTE OBSTRUEM OS FILTROS



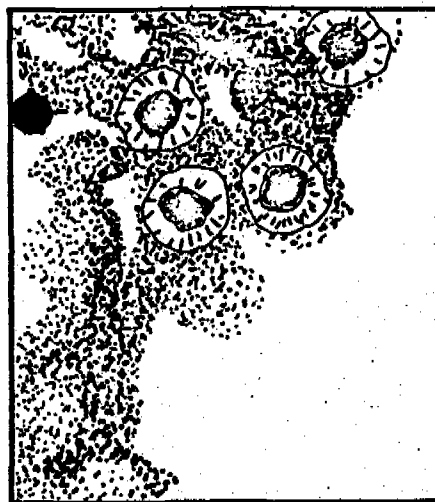
A. NORWALK VIRUS



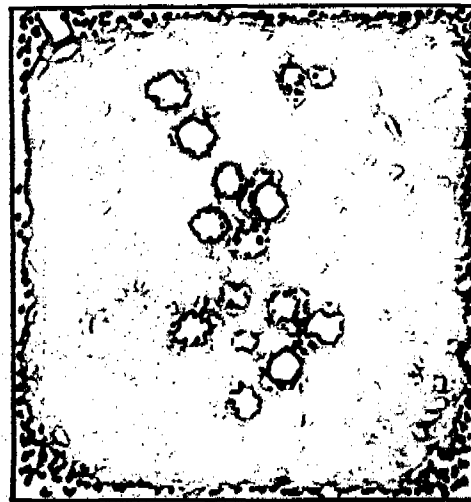
B.H.-1 PARVOVIRUS



C. NORWALK VIRUS



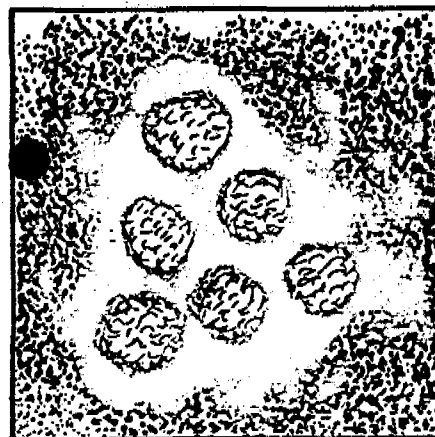
D. ROTAVIRUS



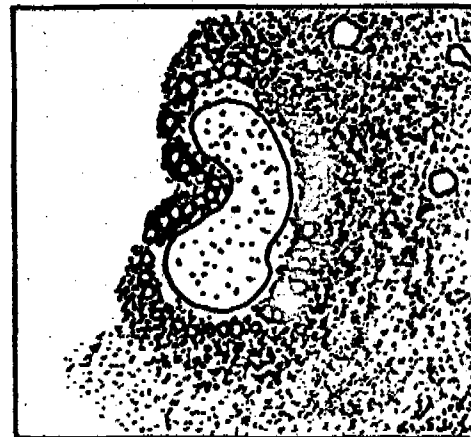
E. ASTROVIRUS



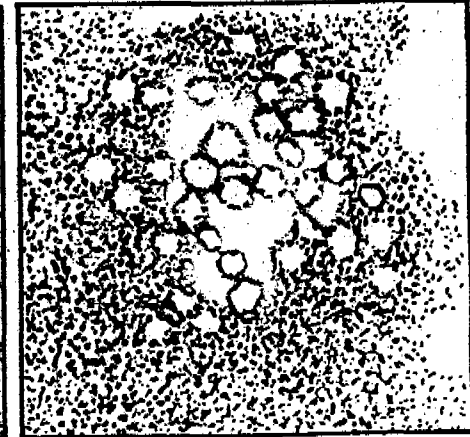
F. CALICIVIRUS



G. ADENOVIRUS



H. CORONAVIRUS



I. PARVOVIRUS

ESCALA ————
100 mm

FIGURA 8 : VIRUS ASSOCIADOS A DOENÇAS GASTROINTESTINAIS

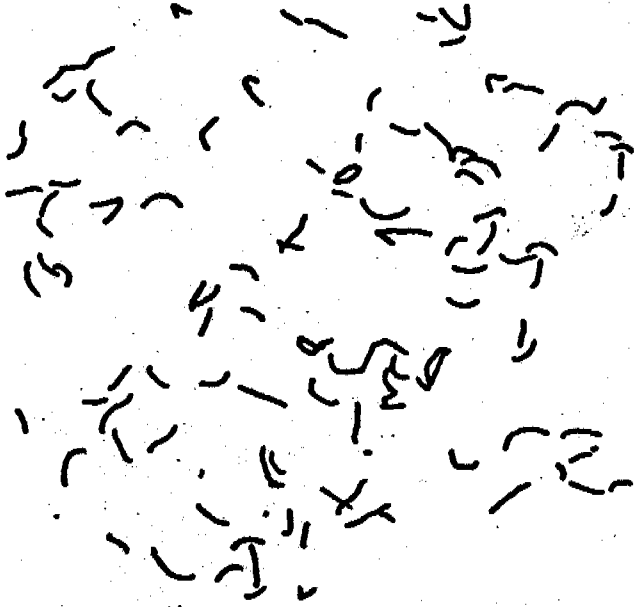
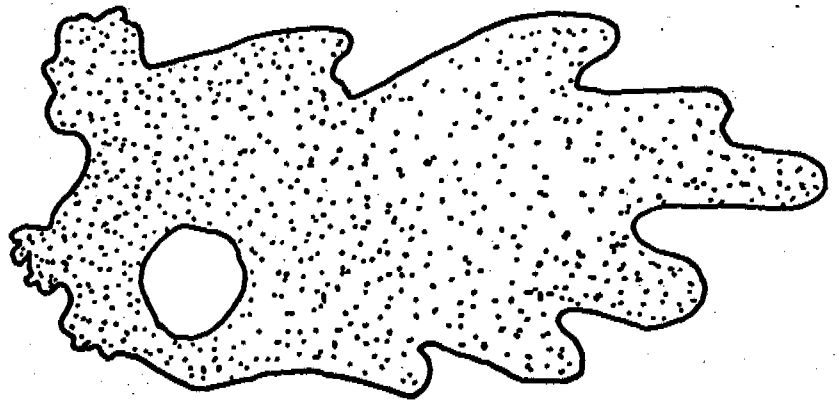
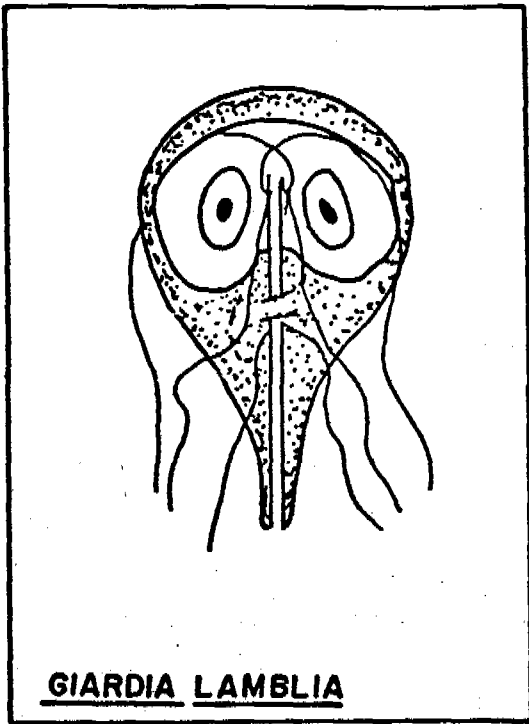


FIGURA 9 : BACTÉRIAS E PROTOZOÁRIOS COMUMENTE PRESENTES NAS ÁGUAS

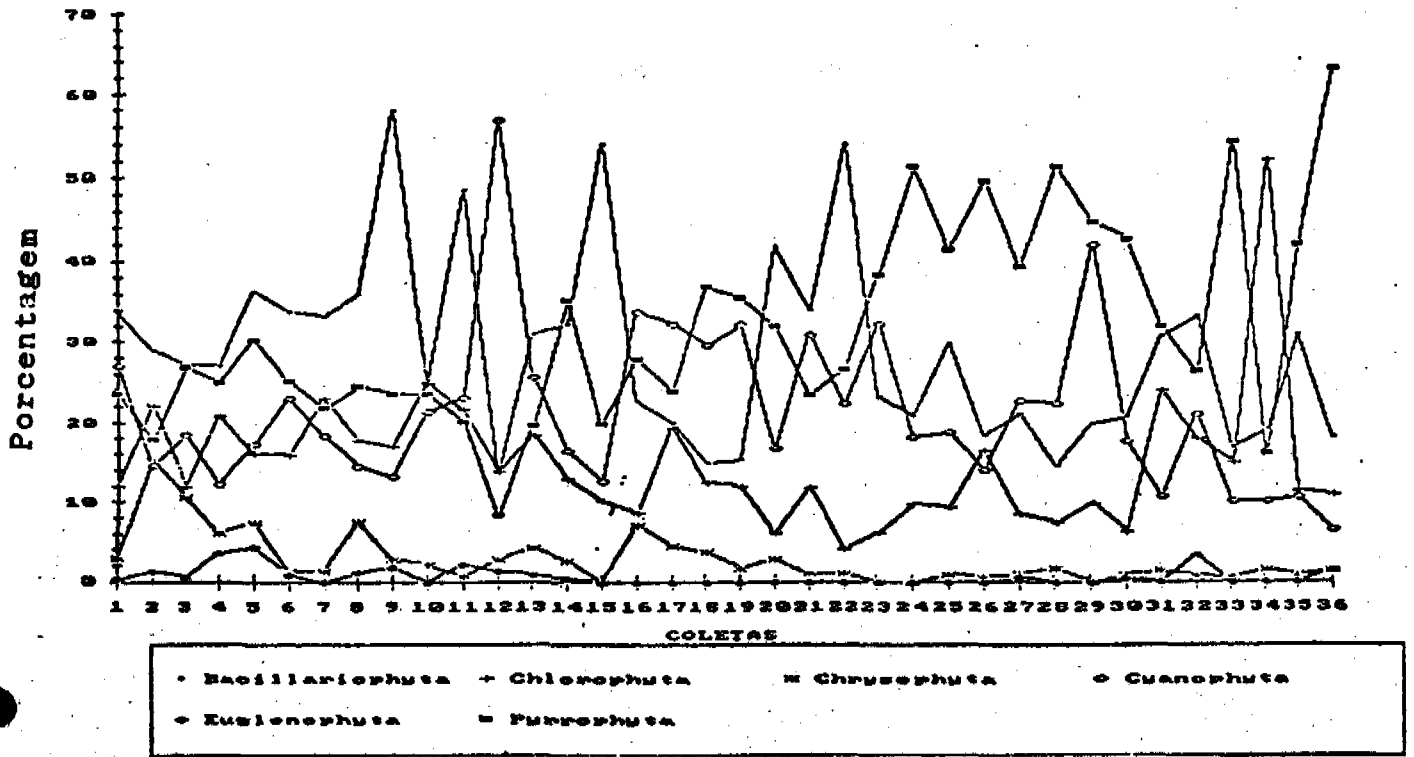


FIGURA 10- DIVISÕES FITOPLANGTÔNICAS DA ÁGUA BRUTA DURANTE A CARREIRA DE FILTRAÇÃO

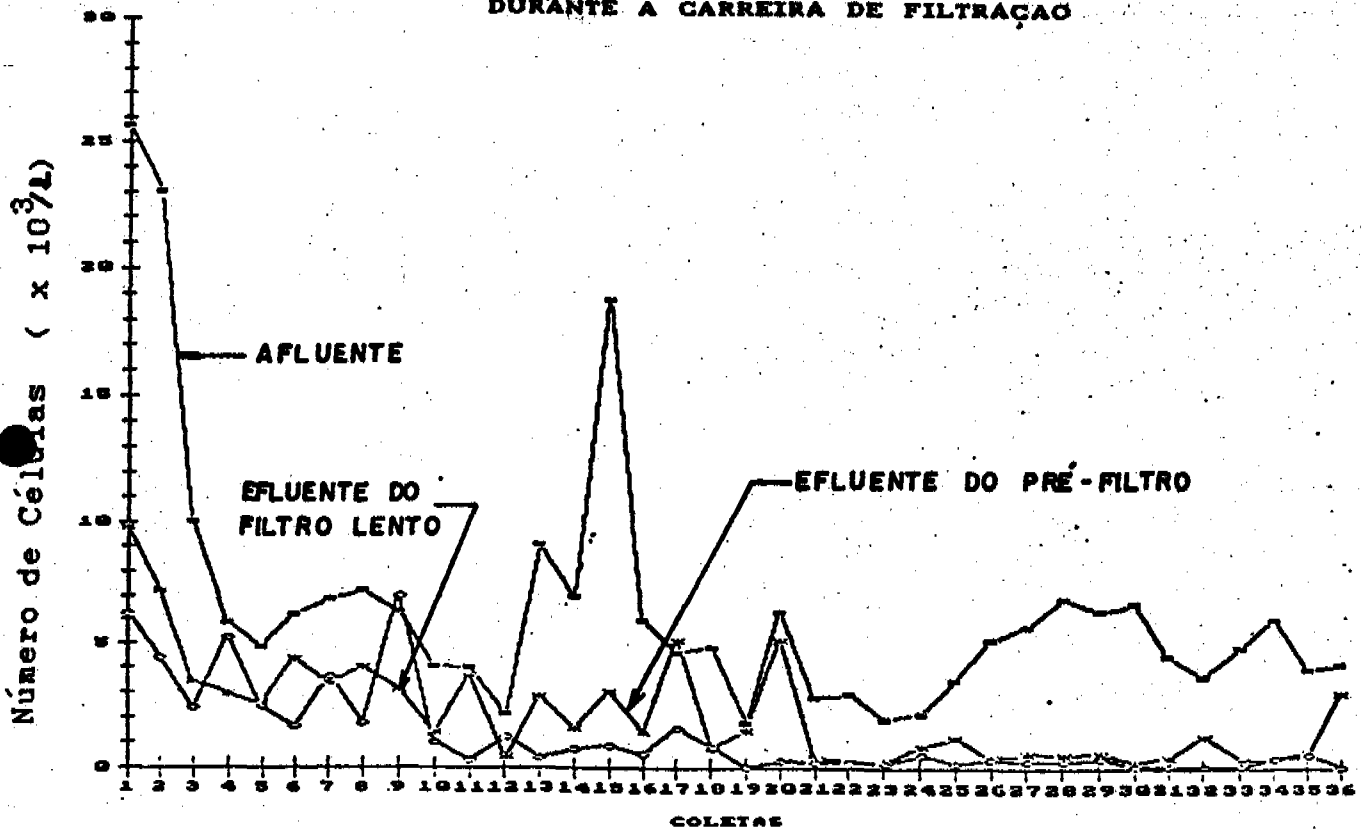


FIGURA 11 - NÚMERO TOTAL DE ALGAS NO AFLUENTE E EFLUENTES

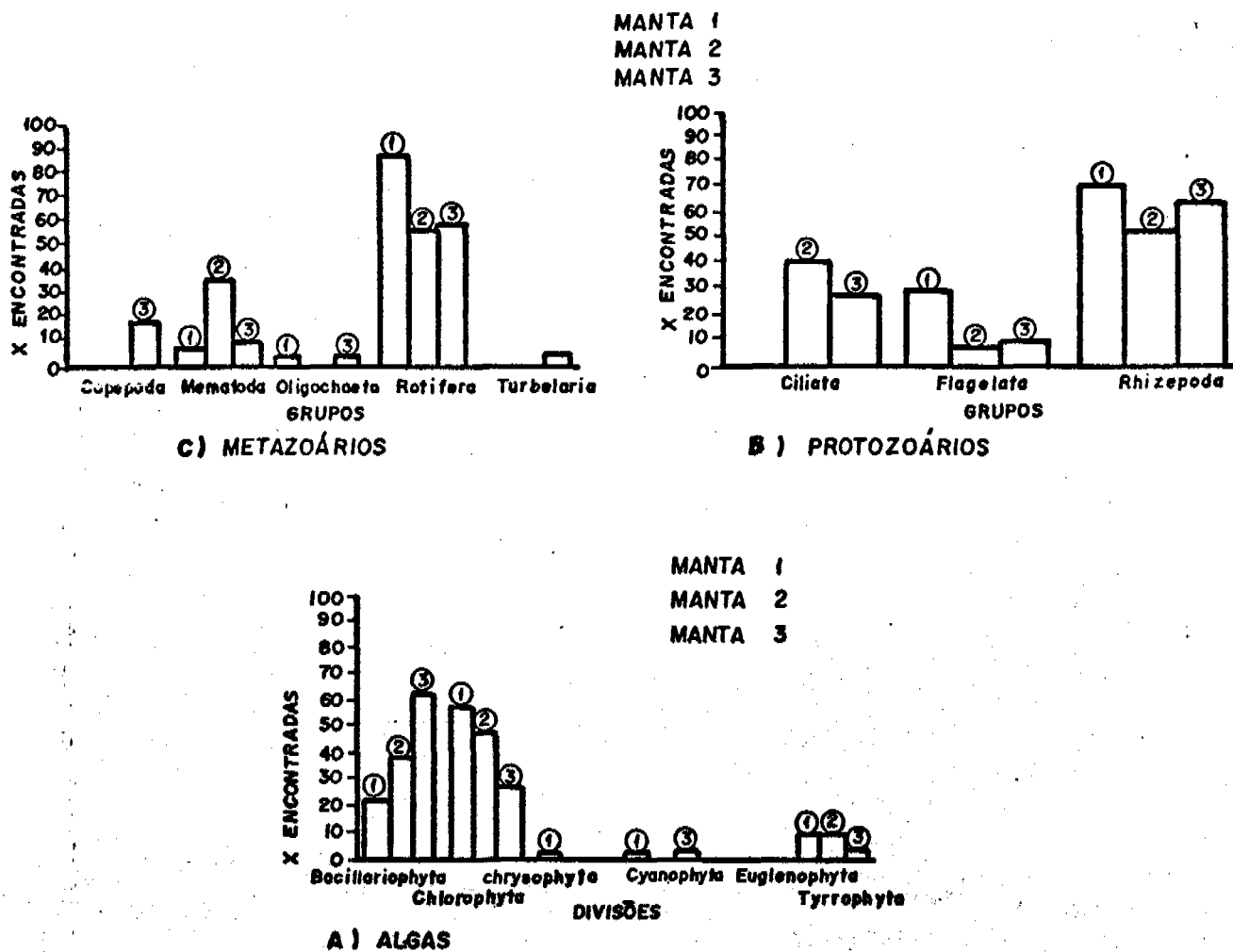


FIGURA 12 - ORGANISMOS COLONIZADORES DAS MANTAS FINAL DA CARREIRA

A produção de água com turbidez baixa é um indicador da ausência da maior parte dos microrganismos patogênicos. Em geral, quando a turbidez da água filtrada é inferior a 1 UT, a remoção de microrganismos é considerável na filtração rápida, porém, tem sido sugerida a obtenção de água filtrada com turbidez menor que 0,2 UT para que ocorra a remoção da maior parte dos vírus presentes na água bruta. As figuras 13, 14, 15 e 16 mostram a relação entre a turbidez da água filtrada em diferentes tecnologias e o número de coliformes totais.

3.6 - Metais

Em algumas águas naturais ocorre a presença de ferro e manganês, enquanto que, em regiões altamente industrializadas, metais como níquel, cobalto, cromo, zinco, mercúrio, cádmio, cobre, estanho chumbo, etc., surgem nas fontes de abastecimento através de despejos líquidos industriais, atividades agrícolas, efluentes líquidos de aterros sanitários, etc. A maior parte dos metais forma precipitados para valores do pH superiores a 9, porém, nas estações de tratamento em que há a coagulação química, pode haver a necessidade de um oxidante, como o cloro, ozônio ou dióxido de cloro, pois dificilmente seria possível ter um valor de pH superior a 8, a menos que a coagulação seja efetuada por um polímero catiônico.

6.7 - Mobilidade Eletroforética - Potencial Zeta

As partículas coloidais, moléculas de substâncias húmicas e microrganismos em geral, possuem carga negativa, pois, normalmente, adsorvem íons, substâncias orgânicas e inorgânicas em suas superfícies. A carga das partículas coloidais que, de certa forma, impede a aproximação de duas partículas idênticas, dá origem a uma certa energia de repulsão, que pode ser estimada, indiretamente, através do potencial zeta, que é a medida, em milivolt, do potencial elétrico existente entre a camada externa e a fixa de íons de carga contrária em torno de uma partícula coloidal e o líquido onde ela se encontra. O potencial zeta depende da constante dielétrica do meio, da viscosidade absoluta da água e é diretamente proporcional à variação da mobilidade eletroforética. Como pequenas mudanças nos dois primeiros fatores não são passíveis de detecção, tem sido preferível medir a mobilidade eletroforética que, uma vez conhecida, permite estimar o potencial zeta.

O Quadro 5 fornece uma idéia dos valores da mobilidade eletroforética - ME e do potencial zeta - PZ de diferentes águas superficiais que foram submetidas à coagulação com sulfato de alumínio (dosagem de 40 mg/l), resultando diferentes valores de ME e PZ, conforme mostra o Quadro 6.

QUADRO 5 - VALORES DE ME E PZ DE DIFERENTES ÁGUAS SUPERFICIAIS

AMOSTRA	pH	TURBIDEZ (UT)	CONDUTIVIDADE (Ohm . cm)	M E ($\mu\text{m/s/V/cm}$)	P Z (mV)
1	7,9	10	14 000	- 1,55	- 18,89
2	7,8	10	10 800	- 1,47	- 19,11
3	7,7	12	12 700	- 1,32	- 17,17
4	7,7	10	12 000	- 1,04	- 13,52
5	8,2	20	4 000	- 1,32	- 17,17
6	8,5	10	2 800	- 1,41	- 18,33
7	8,0	8	6 400	- 1,36	- 17,68
8	7,6	8	3 500	- 1,43	- 18,59
9	7,4	12	3 400	- 1,57	- 20,41
10	7,5	10	10 600	- 1,70	- 22,10
11	7,9	6	7 500	- 2,09	- 27,17
12	8,6	8	2 800	- 1,53	- 19,89

QUADRO 6 - VALORES DO pH, M E e P Z APÓS COAGULAÇÃO

AMOSTRA	pH DE COAGULAÇÃO	M E ($\mu\text{m/s/V/cm}$)	P Z (mV)
1	6,9	+ 1,09	+ 13,97
2	6,7	+ 1,14	+ 14,82
3	6,6	+ 1,03	+ 13,39
4	6,5	+ 1,16	+ 14,08
5	7,1	- 0,37	- 4,81
6	7,2	- 0,47	- 6,11
7	7,1	- 0,29	- 3,77
8	7,1	- 1,14	- 14,82
9	7,1	- 1,53	- 19,89
10	6,6	+ 0,85	+ 11,05
11	6,7	+ 0,68	+ 8,84
12	7,3	+ 0,80	+ 10,40

A floculação das diferentes águas e posterior sedimentação mostrou que outros parâmetros de qualidade, além da ME ou FZ, podem estar influenciando significativamente na eficiência da coagulação, o que indica a necessidade de se estudar mais detalhadamente a qualidade da água bruta, antes da definição da tecnologia de tratamento.

4 - TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO

4.1 - Considerações Iniciais

Muitas inovações e simplificações nas tecnologias de tratamento de água ocorreram nas duas últimas décadas, porém, a qualidade da água bruta é o fator limitante na escolha, além das características da própria comunidade. Os avanços mais significativos nas diferentes tecnologias foram na filtração que, sem dúvida, é o coração de uma estação de tratamento de água. Pode-se prescindir da coagulação, como na filtração lenta ou da floculação e decantação na filtração direta ascendente.

A produção de água que atenda consistentemente o padrão de potabilidade em cada país, requer, sem sombra de dúvidas, a existência da filtração em uma estação de tratamento de água, pois somente com essa etapa, é possível reduzir, simultaneamente, partículas coloidais e suspensas, além de grande parte dos microrganismos, de forma que a desinfecção final seja realizada satisfatoriamente. As figuras 13 e 14 mostram que existe uma certa relação entre turbidez e número de coliformes do efluente de filtros e, em geral, quanto mais elevada a turbidez, maior resulta o número de microrganismos, gerando dificuldades adicionais com respeito à eficiência da desinfecção, conforme mostram os dados do Quadro 7, correspondente à filtração direta ascendente de água com as seguintes características :

- água coagulada : turbidez = 11 - 16 UT ; cor aparente = 20 - 25 UH;
pH = 6,7 ; temperatura = 22 °C ; NMP de coliformes
de coliformes totais = 11 000 coli/100 ml ; número de
colônias de bactérias em placa = 5 100 / ml

- água filtrada : turbidez = 1,8 UT ; cor aparente = 2,5 UT ; pH = 6,7
 NMP de coliformes totais = 280 coli/100 ml ; número
 de colônias de bactérias em placa = 225 / ml

QUADRO 7 - ENSAIO DE CLORAÇÃO DE EFLUENTE DE SISTEMA
 DE FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE

DOSAGEM DE CLORO (mg/l)	CARACTERÍSTICAS DA ÁGUA APÓS O TEMPO DE CONTATO	TEMPO DE CONTATO (min)				
		5	10	30	60	120
0,5	NMP de colif. totais por 100 ml	210	60	36	30	30
	Número de colônias por ml	105	7	7	1	0
1,0	NMP de colif. totais por 100 ml	110	36	30	0	0
	Número de colônias por ml	8	5	0	0	0
2,0	NMP de colif. totais por 100 ml	36	20	0	0	0
	Número de colônias por ml	6	5	0	0	0
4,0	NMP de colif. totais por 100 ml	5	0	0	0	0
	Número de colônias por ml	4	2	0	0	0
7,0	NMP de colif. totais por 100 ml	0	0	0	0	0
	Número de colônias por ml	5	0	0	0	0
10,0	NMP de colif. totais por 100 ml	0	0	0	0	0
	Número de colônias por ml	0	0	0	0	0

É interessante observar na figura 14 que, no início da filtração, quando a turbidez é mais elevada, há também, no efluente, um número maior de microrganismos. Por ocasião do traspasse, com o aumento progressivo da turbidez, ocorre, também, um aumento do número de microrganismos, no caso, expresso em termos de coliformes totais.

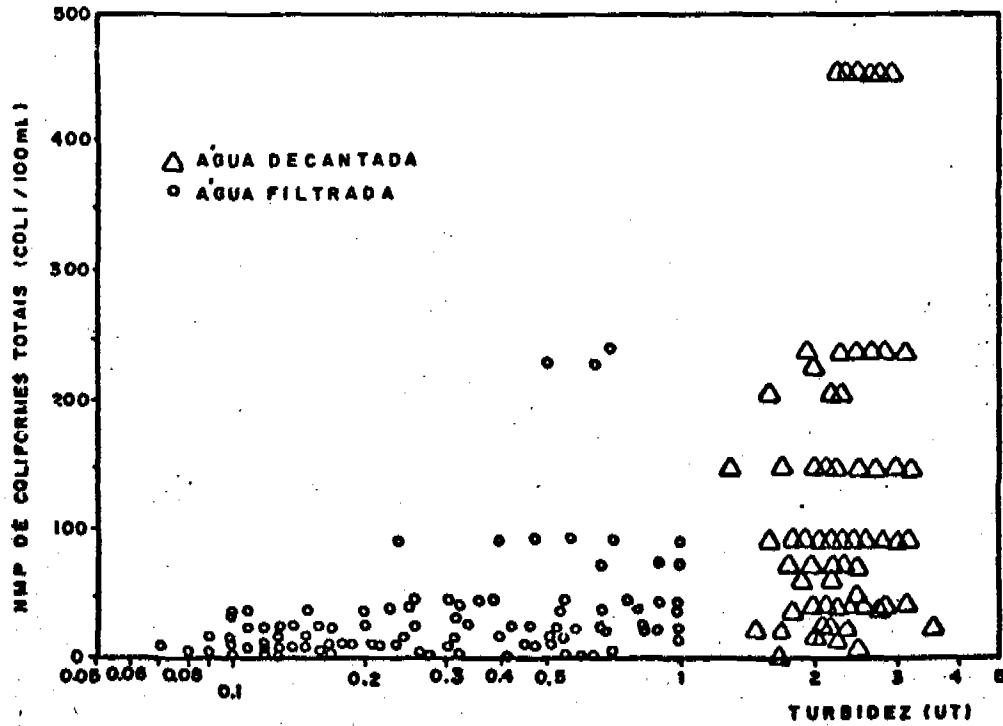


FIGURA 13 - VALORES DE NMP DE COLIFORMES TOTAIS DO AFLUENTE E EFLUENTE EM FUNÇÃO DA TURBIDEZ

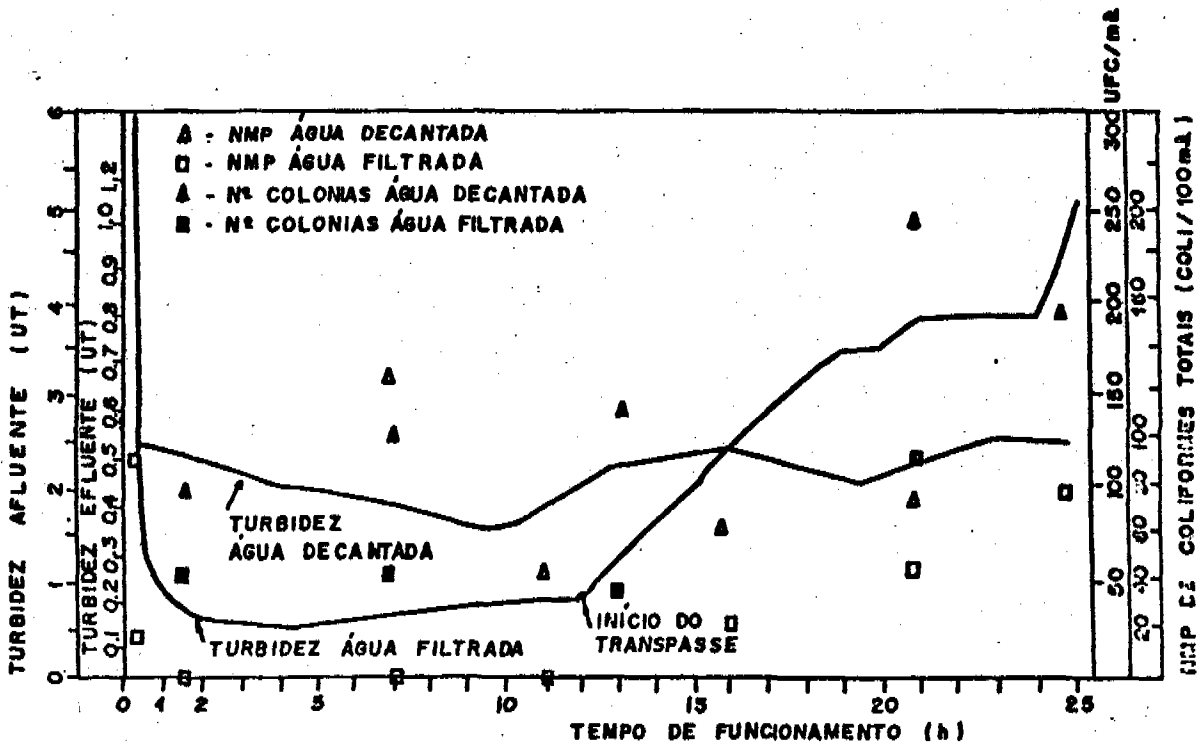


FIGURA 14 - OCORRÊNCIA DO TRANSPASSE NA FILTRAÇÃO, EM AREIA, DE ÁGUA DECANTADA

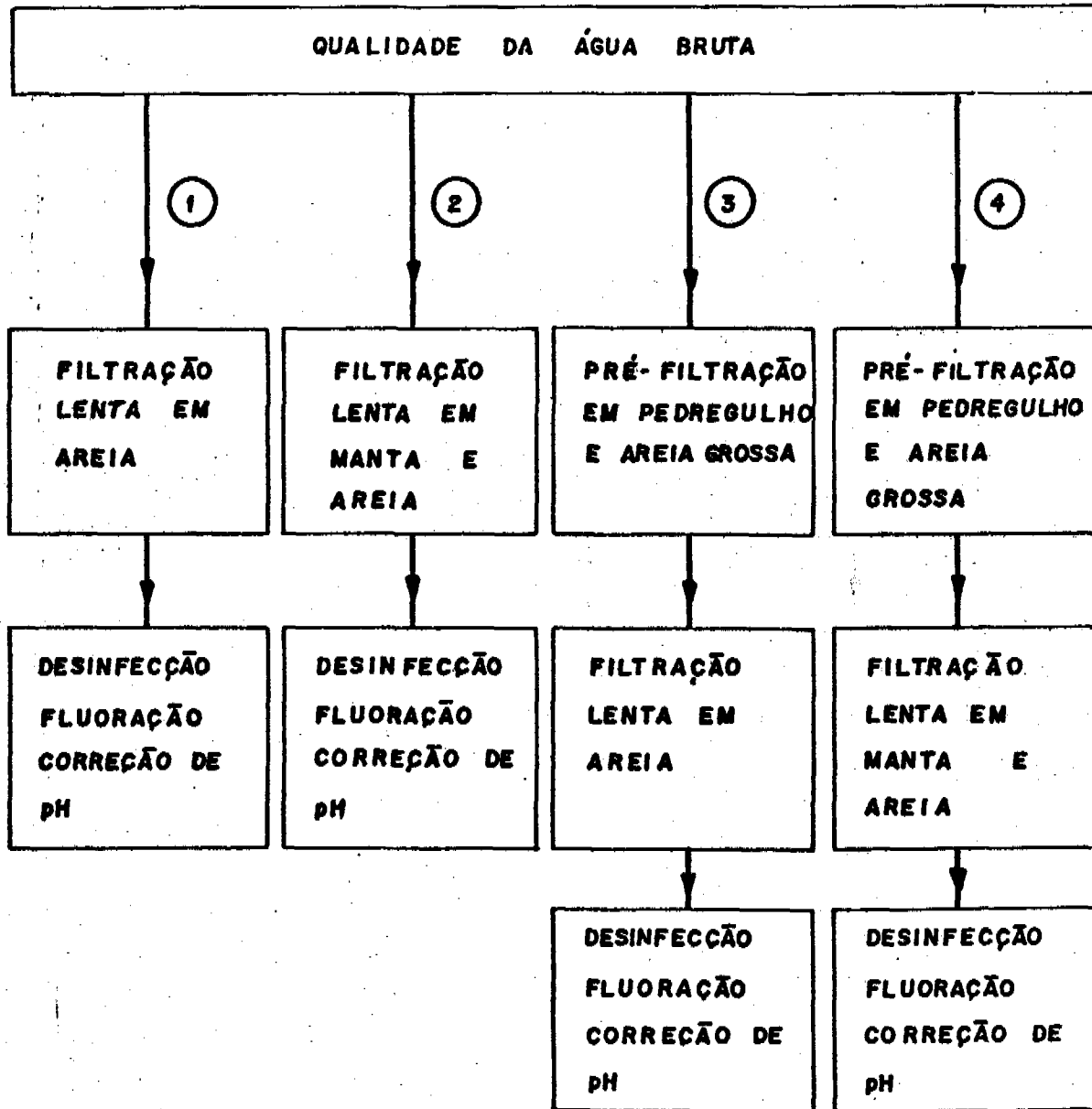
4.2 - Tecnologias de Tratamento sem Coagulação Química

São apresentadas, na figura 15, as principais tecnologias em que não se emprega a coagulação química, recomendáveis, principalmente, para comunidades que não dispõem de pessoal qualificado ou se encontram muito distantes dos centros produtores de coagulantes e, para as quais, a área requerida não é fator limitante. Entretanto, convém ressaltar que, tais tecnologias podem ser empregadas para instalações de qualquer capacidade se a qualidade da água bruta for apropriada. No Quadro 8, são sugeridos os limites dos parâmetros de qualidade para o emprego das diferentes combinações de pré-filtros de pedregulho e filtros lentos.

QUADRO 8 : PARÂMETROS DE QUALIDADE E DE PROJETO SUGERIDOS
PARA AS TECNOLOGIAS SEM COAGULAÇÃO QUÍMICA

CARACTERÍSTICAS DA ÁGUA BRUTA	TECNOLOGIA DE TRATAMENTO			
	1	2	3	4
Turbidez (UT)	10	10	25	50
Cor verdadeira (UH)	5	5	5	5
Ferro total (mg/l)	2	2	5	5
Manganês (mg/l)	0,2	0,2	0,2	0,2
pH	5 - 9	5 - 9	5 - 9	5 - 9
DEOs (mg/l)	1,5	2,5	5,0	5,0
NMP de colif. totais por 100 ml	1 000	5 000	10 000	10 000
NMP de colif. fecais por 100 ml	200	1 000	2 000	2 000
Carbono orgânico total (mg/l)	1	1	1,5	2,5
Densidade algal (UFA / ml)	250	500	750	1 000
Substâncias potencialmente prejudiciais à saúde pública	exigidas para a classe 2 do Quadro 3			
Taxa de filtração (m/d)				
- pré-filtro	—	—	36	24
- filtro lento	4	6	4	6

FIGURA 13 - TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO SEM COAGULAÇÃO QUÍMICA



4.3 - Tecnologias de Tratamento com Coagulação Química

Qualquer que seja a tecnologia empregada, a coagulação desempenha papel importantíssimo, pois dela depende a eficiência da filtração. Assim, a operação deve ser qualificada para a realização de ensaios em laboratório que permita conhecer o mecanismo de coagulação mais apropriado a cada tecnologia. Por exemplo, seja o caso da filtração direta, ascendente ou descendente: se a coagulação, com sulfato de alumínio ou cloreto férrico não for efetuada no mecanismo de neutralização de cargas, resultarão carreiras de filtração curtas, além da possibilidade de ocorrência prematura do traspasse. A seguir, são apresentadas e discutidas as tecnologias que utilizam a coagulação química, precedendo a filtração.

4.3.1 - Filtração Direta Ascendente

Em função da qualidade da água bruta, há algumas variantes do processo da filtração direta, conforme mostrado na figura 16. Nota-se que a filtração pode ser realizada com taxa declinante ou constante, sendo, esta última, com ou sem a execução de descargas de fundo intermediárias.

No Quadro 9, são sugeridos os valores limites dos parâmetros de qualidade para cada variante da tecnologia. Embora a qualidade da água bruta seja a mesma para as variantes 5 e 6, a diferença básica é o número de filtros, pois, quando se tem taxa declinante, seria desejável um número mínimo de 4 filtros (preferivelmente maior), enquanto que, no caso da filtração com taxa constante, são desejáveis, pelo menos, duas unidades.

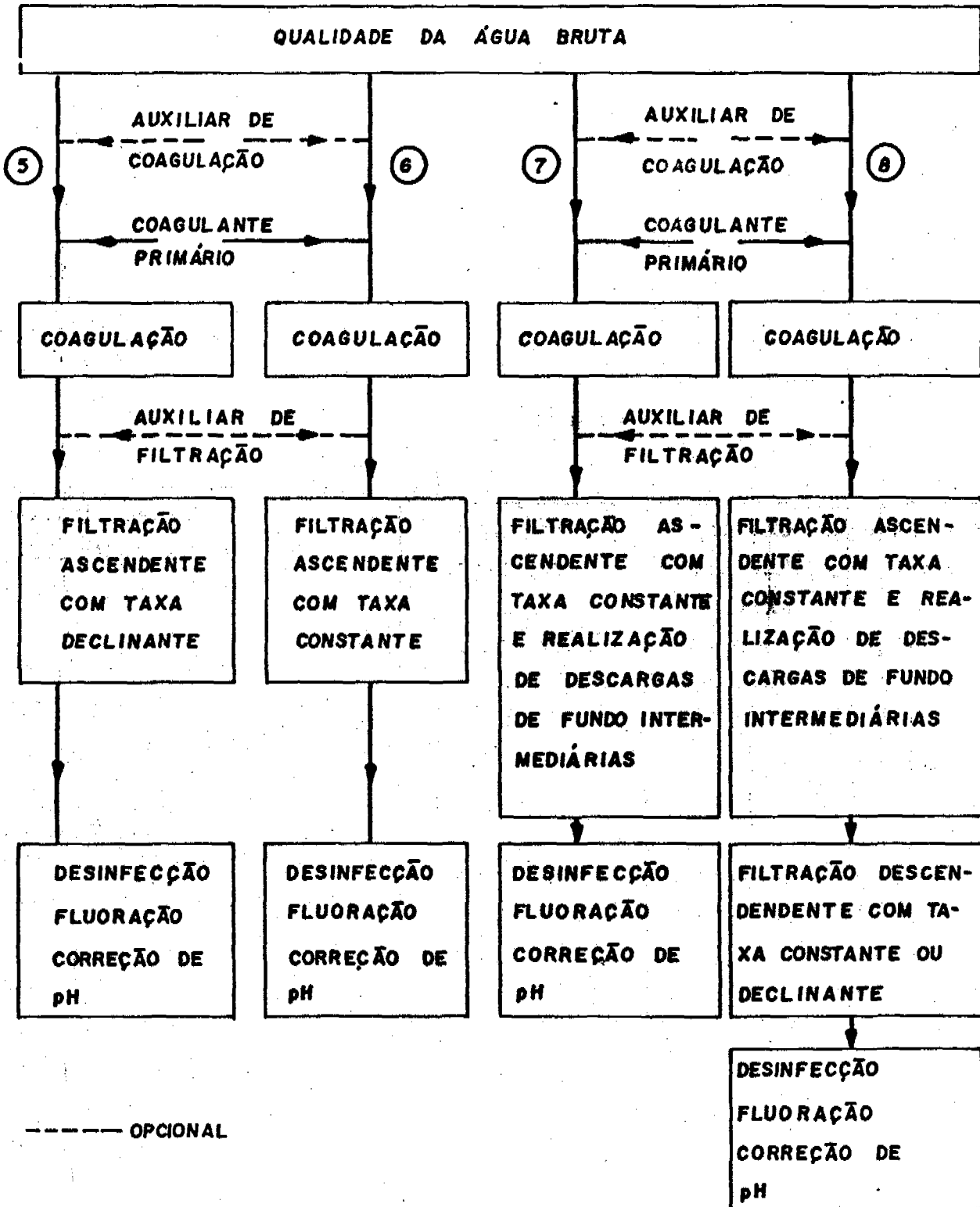
Na variante 8 foi incluída a filtração descendente, após a ascendente, o que irá conferir um grau de confiabilidade muito maior se não houver dados seguros com respeito à qualidade biológica da água bruta ou se realmente, o número de coliformes for relativamente alto.

QUADRO 9 : PARÂMETROS DE QUALIDADE E DE PROJETO SUGERIDOS
PARA A FILTRAÇÃO DIRETA DESCENDENTE

CARACTERÍSTICAS DA ÁGUA BRUTA	TECNOLOGIA DE TRATAMENTO			
	5	6	7	8
Turbidez (UT)	10	10	100	150
Cor verdadeira (UH)	20	20	100	150
Ferro total (mg/l)	2,5	2,5	15	15
Manganês (mg/l)	0,5	0,5	2,5	2,5
pH	5 - 9	5 - 9	5 - 9	5 - 9
DBOs (mg/l)	1,5	1,5	5,0	10,0
NMP de colif. tot. /100 ml	5 000	5 000	5 000	20 000
NMP de colif. fec. /100 ml	500	500	500	5 000
Carbono orgânico total (mg/l)	2,0	2,0	2,0	3,0
Densidade algal (UFA/ml)	500	500	1 000	1 500
Substâncias potencialmente prejudiciais à saúde pública	as exigidas para a classe 2 do Quadro 3			
Taxa de filtração (m/d)				
- filtro ascendente	200 (*)	200	240	280
- filtro descendente	—	—	—	360

(*) taxa média de filtração, porém, limitando-se a máxima em 280 m/d

FIGURA 16 - VARIANTES DO PROCESSO DE FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE



4.3.2 - Filtração Direta Descendente

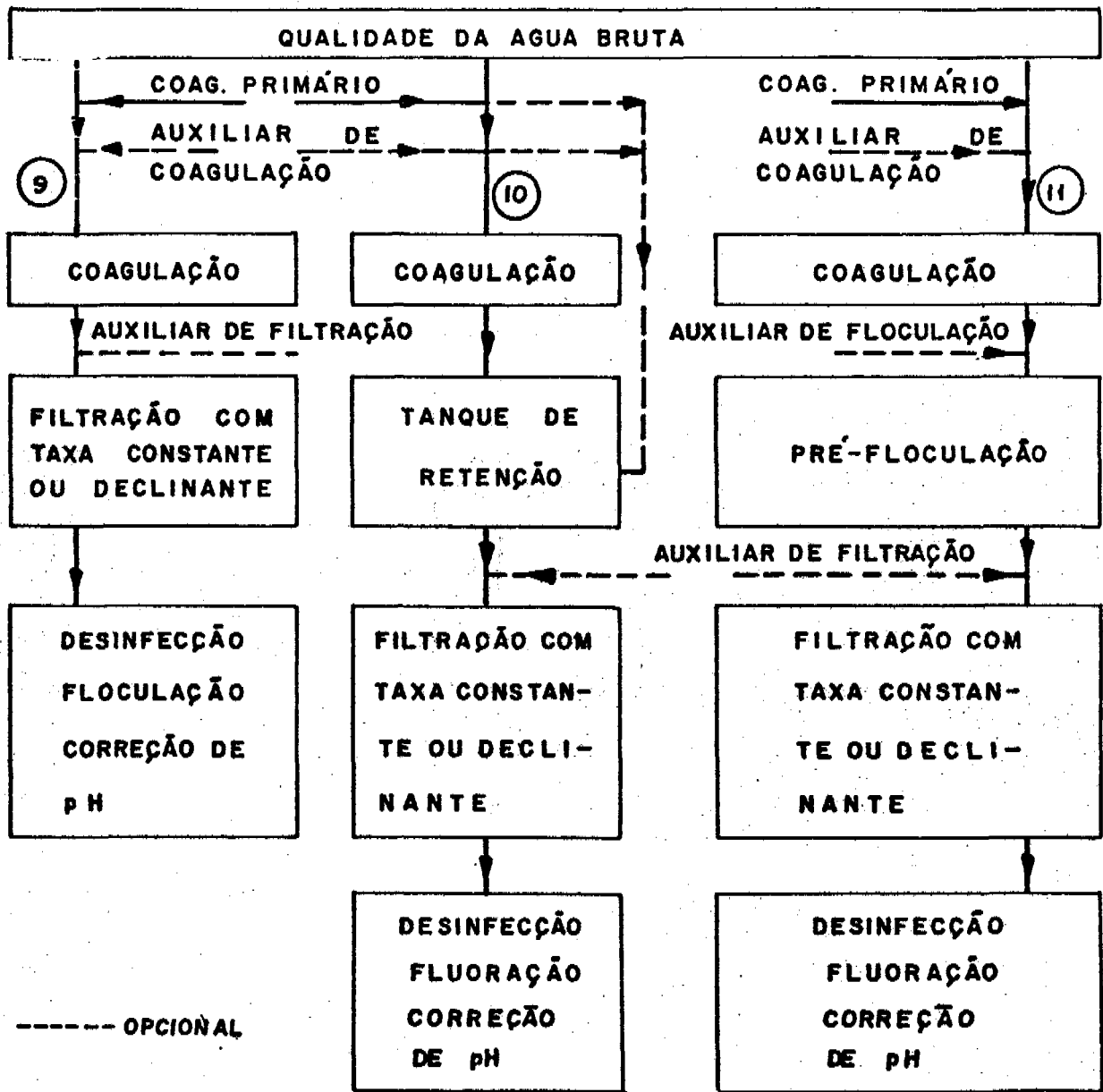
Dependendo da qualidade da água bruta, a coagulação pode ser realizada com um sal de alumínio ou de ferro, utilizando-se de polímero não iônico, catiônico ou aniônico, como auxiliar de filtração ou, às vezes, o polímero catiônico é o coagulante primário e um sal de alumínio ou de ferro, o auxiliar de coagulação. Em função do tamanho e distribuição de tamanhos das partículas, características do meio filtrante e taxa de filtração, pode ou não ser necessária a pré-floculação. A filtração pode ser realizada com taxa constante ou taxa declinante, dependendo das condições existentes.

O Quadro 10 apresenta os principais parâmetros de qualidade e de projeto sugeridos e, a figura 17, as variantes da tecnologia.

**QUADRO 10 : PARÂMETROS DE QUALIDADE E DE PROJETO SUGERIDOS
PARA A FILTRAÇÃO DIRETA DESCENDENTE**

CARACTERÍSTICAS DA ÁGUA BRUTA	TECNOLOGIA DE TRATAMENTO		
	9	10	11
Turbidez (UT)	25	25	50
Cor verdadeira (UH)	20	20	50
pH	5 - 9	5 - 9	5 - 9
DEOs (mg/l)	5	5	10
NMF de coliformes totais/ 100 ml	1 000	1 000	5 000
NMF de coliformes fecais/ 100 ml	200	200	1 000
Carbono orgânico total (mg/l)	1,0	1,0	2,5
Densidade algal (LFA / ml)	500	500	1 000
Substâncias potencialmente prejudiciais à saúde pública	as exigidas para a classe 2 do Quadro 3		
Taxa de filtração máxima (m/d)	720	720	720
Gradiente de velocidade na pré-floculação (s^{-1})	—	—	50 - 200
Tempo de pré-floculação (min)	—	—	4 - 20

FIGURA 17 - VARIANTES DO PROCESSO DE FILTRAÇÃO DIRETA DESCENDENTE



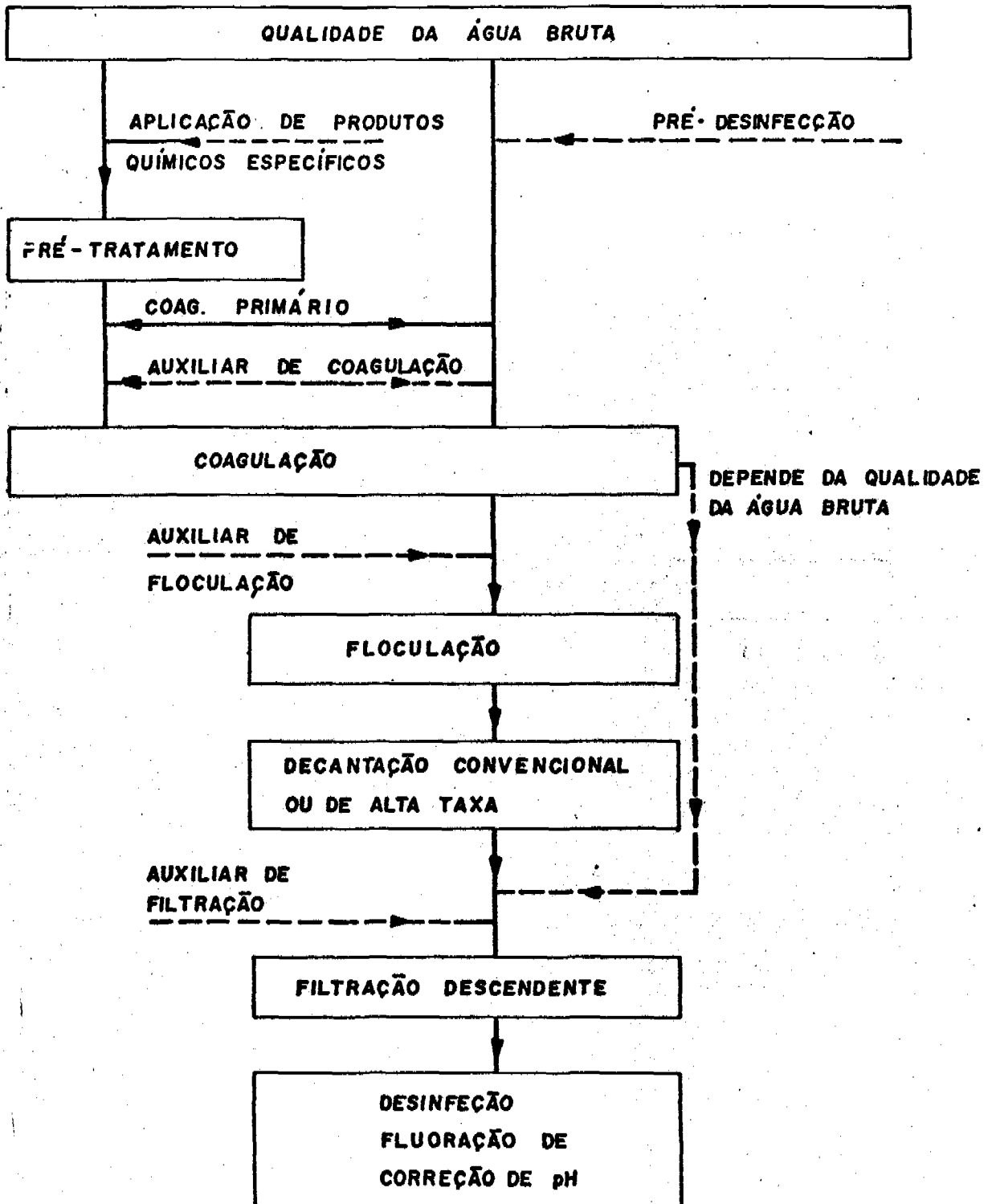
4.3.3 - Tratamento Completo

Na figura 18, tem-se o fluxograma de uma instalação completa, em que são realizadas a coagulação, floculação e decantação antes da filtração. Em função da qualidade da água bruta, pode ou ser necessário o pré-tratamento, além de, em certas épocas do ano, ser possível a operação com filtração direta descendente.

Em muitas situações, os parâmetros de qualidade do CONAMA, recomendados para a água de classe 3, não são obedecidos, pois muitas comunidades utilizam mananciais que recebem águas residuárias sanitárias ou industriais, tratadas ou não, de modo que há a necessidade em muitos casos, de um tratamento preliminar específico, como adsorção em carvão ativado, oxidação com permanganato de potássio e pré-desinfecção com dióxido de cloro, ozônio, etc.

Em geral, quando a qualidade da água bruta não atender ao disposto para as tecnologias anteriores, o tratamento deve ser completo, porém, o conhecimento da qualidade da água bruta ao longo do ano, poderá propiciar condições para que a filtração direta seja usada ocasionalmente, devendo ser previsto o encaminhamento da água coagulada ou pré-floculada aos filtros.

FIGURA 18 - PROCESSO DE TRATAMENTO COMPLETO



----- OPCIONAL

5 - BIBLIOGRAFIA

- 1 - BRANDO, S. M. Considerações sobre a Nova Legislação Brasileira de Águas REVISTA DAE , vol. 49, n. 157, p: 185 - 187, out.-dez., 1989
- 2 - CETESB Compilação de Padrões Ambientais DIRETORIA DE NORMAS E PADRÕES DA CETESB out., 1 990
- 3 - DI BERNARDO, L., ROCHA, O. E ABBIO, C. E. G. Estudo Qualitativo e Quantitativo da Comunidade Biótica Presente em um Sistema de Pré-filtro e Filtro Lento para Tratamento de Águas de Abastecimento 10^o CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL Goiânia - GO, setembro de 1 991
- 4 - DI BERNARDO, L. Seminário Nacional sobre Pre-Filtração e Filtração Lenta de Águas de Abastecimento EESC -USP , julho de 1 991
- 5 - DI BERNARDO, L. Seminário Nacional sobre Coagulação e Filtração Direta EESC -USP, julho de 1 989
- 6 - GELDREICH, E. E., GOODRICH, J. A. AND CLARK, R. M. Characterizing Surface Waters that may not Require Filtration JAWWA , vol. 82, n. 12, p: 40 - 50, dec. 1 990
- 7 - JAMES MONTGOMERY, C. E. INC. Water Treatment Principles and Design JOHN WILEY & SONS INC. USA, 1985
- 8 - MINISTÉRIO DE DESENVOLVIMENTO URBANO E MEIO AMBIENTE Classificação Águas Doces, Salobras e Salinas do Território Nacional RESOLUÇÃO N. 20 DO CONAMA DE 18/06/1986 - Brasil
- 9 - MINISTÉRIO DA SAÚDE Normas e Padrão de Potabilidade no Brasil DECRETO N. 79 367 - PORTARIA N. 56 / BSB DE 14/03/1 977 , Brasil
- 10- MINISTÉRIO DA SAÚDE Normas e Padrões de Potabilidade de Águas Destinadas ao Consumo Humano PORTARIA N. 30/GM DE 19/01/90 ,Brasil
- 11- WIESNER, M. R. & MAZOUNIE, P. Raw Water Characteristics and the Selection of Treatment Configurations for Particle Removal JAWWA, vol. 81, n. 5 , p: 80 - 89, may 1 989
- 12- WILLIAMS JR., F. F. & AKIN, E. W. Waterborne Viral Gastroenteritis JAWWA , vol. 78, n. 1, p: 34 - 39, jan. 1 986

LIMITACIONES Y POSIBILIDADES PARA EL MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DEL AGUA EN EL PEQUEÑO MUNICIPIO

INTRODUCCION

Uno de los más frecuentes errores que se han venido cometiendo en la potabilización del agua para el pequeño municipio, es considerar a éste como a un fragmento reducido de una ciudad grande. Esto es tan equivocado como considerar que un niño no es sino un adulto, de corta estatura.

La realidad es que los municipios pequeños (como el niño frente al adulto) no reproducen las características de las más grandes, sino que tienen su propia identidad. Tan cierto es esto, que las condiciones sociológicas de un barrio o sector de una urbe cualquiera, no reproducen las de una comunidad rural, ni en su capacidad tecnológica, ni en la ocupación y preparación académica de sus habitantes, ni en sus recursos económicos, ni en sus aspiraciones y necesidades.

Sin embargo, cuando se proyecta un sistema de potabilización para una población rural, todo lo que se hace, en la mayoría de los casos, es construir una planta de tratamiento con los mismos procesos y las mismas complejidades de la de un centro urbano de gran envergadura, pero reduciéndola, casi como si se tratara de un modelo a escala de una planta grande. No hay ningún cambio de tecnología, sino más bien un simple cambio de tamaño, partiendo del erróneo principio de que lo que funciona en la ciudad (por cierto, en veces, con no pocas dificultades) tiene que funcionar también en el campo. Lo único que se necesita es modificar sus proporciones.

Esta práctica equivocada, es la que ha venido primando en nuestros países y la que ha llevado a instalar cientos de sistemas de tratamiento en los más diversos y apartados lugares de nuestra geografía, que no han podido operar, en ocasiones, desde el mismo día de su inauguración, y que permanecen ahí, secos y cayéndose a pedazos, como un desafío a nuestra inventiva como ingenieros o como una bofetada a nuestra falta de perspicacia.

Ya es tiempo de que modifiquemos tal preconcepto y nos tomemos el trabajo de dedicarnos a entender al pequeño municipio, para darle solo lo que es capaz de manejar dentro de sus posibilidades y limitaciones; y no esperemos que desarrollos industriales puramente urbanos (tanto en su concepción como en su aplicación) puedan trasladarse a las zonas rurales. Cuando le damos una planta de tratamiento a una comunidad, le damos también con ella una tecnología, y debemos estar seguros de que esa tecnología la pueden utilizar.

EL PEQUEÑO MUNICIPIO

Debemos empezar por enmarcar el pequeño municipio dentro de un apropiado marco de referencia para mejorar su comprensión.

El pequeño municipio está constituido básicamente por gentes que viven de la agricultura directa o indirectamente. Los menos poblados, por lo general, laboran personalmente en el campo, en parcelas o fincas, ya sea como peones o como pegujaleros. Los que se dedican al comercio, lo hacen en función de las actividades agrícolas de la región. Incluso los pocos talleres que puedan existir, trabajan para mantener y facilitar tales actividades. A diferencia de los países desarrollados, nuestros poblados rurales, casi nunca crecieron alrededor de una fábrica o una

industria, salvo en algunos casos, que son la minoría, pues no aparecieron como centros de habitación para los trabajadores industriales, sino como conjuntos urbanos de apoyo a las labores del campo, aunque posteriormente hayan diversificado sus actividades.

Esta extracción esencialmente campesina de nuestras comunidades menores, les da ciertas características que debemos tener en cuenta:

- El grado de preparación académica de la población es baja, por lo común tiene solo escuela primaria y en ocasiones estudios de bachillerato.
- El entrenamiento de la población en lo que respecta a la coordinación cerebro-manual, es pobre, porque no están acostumbrados al uso frecuente de maquinarias y peor aún de equipos electrónicos.
- Toda la información la reciben auditivamente, más a través de la radio y la televisión, que de la lectura de periódicos, libros o revistas pues muchos son analfabetos prácticos, aunque puedan leer y escribir cuando se ven forzados a ello.
- No tienen variadas opciones de trabajo fuera de las actividades agrícolas: el comercio, es su primera alternativa (restaurantes, tiendas de abarrotes, boticas, pequeños almacenes). La segunda son los talleres de reparación de vehículos, carpinterías y talleres de ornamentación. Solo en contados casos se montan microindustrias, por lo común de comestibles o artesanías.

Dentro de dicho esquema, la capacidad de comprensión de un proceso no visualmente observable, como es una reacción química o biológica, es limitada. No es fácil así, hacerle entender a la población la relación que existe entre su estado de salud y, por

ejemplo, la calidad del agua de consumo, porque no es algo que puedan visualizar como la relación entre la falta de lluvias y la acidez del campo, o la falta de comida y la desnutrición. Entre un agua cristalina contaminada y un agua cristalina no contaminada, no puedan hallar una diferencia significativa.

El proceso de abstracción mental que se necesita para intuir la presencia de bacterias, virus o protozoarios en un agua de apariencia transparente o ligeramente turbia, es más amplio, que el que una persona con poco entrenamiento cerebral logra realizar. Puede que el hecho lo conozca, porque lo ha oído repetidas veces, pero otra cosa es que subconscientemente lo crea y reacciona ante ese peligro, como reacciona cuando ve cualquiera otra amenaza contra su vida.

Dentro de estas condiciones sociológicas, la infraestructura que se le puede entregar al pequeño municipio, debe quedar limitado a la operable dentro de las posibilidades disponibles en el lugar.

Este alegato, es el mismo que tuvimos hace veinte años, cuando se intensificó la concientización de los estamentos políticos de los países, para que entendieran que no se podía transplantar, sin adecuarlas, las tecnologías de las naciones desarrolladas a las naciones en vía de desarrollo, sólo que en este caso, estamos aplicando los mismos argumentos, pero a las tecnologías de los centros urbanos, cuando son transplantadas a las comunidades rurales y semirurales.

REQUISITOS QUE DEBEN CUMPLIR LOS SISTEMAS EN LAS PEQUEÑAS MUNICIPALIDADES

Como consecuencia de lo discutido anteriormente, podríamos establecer algunos requisitos que deberían tener las plantas potabilizadoras de las pequeñas municipalidades:

1. En primer lugar, el sistema debe ser comprensible, al menos en su parte esencial, al operador rural, escasamente entrenado y con limitaciones en el manejo del pensamiento abstracto. Debe poderse observar la relación, entre las acciones que ejecuta y los resultados que obtiene. Un proceso químico, por tanto, cuya operación se hace de acuerdo con ensayos previos de laboratorio y en el que pocos mg/l de más o de menos, implica el éxito o el fracaso del tratamiento, es difícilmente inteligible o asimilable por un operador rural medio. Se necesita manejar el concepto de escalas de los procesos y de que un ensayo hecho a un modelo, puede aplicarse a un prototipo, con solo aumentar proporcionalmente la cantidad de sustancias químicas aplicadas, lo que requiere un cierto grado de abstracción. Igualmente debe captar que es una cierta cantidad precisa de sustancias químicas la que tiene que reaccionar, para eliminar determinada cantidad de impurezas del agua, y que debe por tanto variar tal dosificación, de día y de noche, según sea la calidad afluyente, para conservar el proceso en correcto funcionamiento. Aquí, también, se requiere un determinado grado de abstracción, que por lo general sobrepasa al de un operador con solo educación primaria y que por años ha dejado de utilizar el raciocinio no concreto.
2. En segundo lugar, el sistema que se le entregue debe ser operable por medio de válvulas y equipos que no necesiten de ajustes de precisión. La pobre coordinación cerebro manual impide a ciertas personas ejecutar movimientos muy suaves con los dedos o las manos. Para el que ha tenido una educación adecuada desde pequeño, y ha utilizado las manos desde entonces para escribir, jugar con juguetes delicados, etc. le resulta difícil de entender que una persona no pueda, por ejemplo, darle un giro sin dificultad, de un cuarto grado,

exactamente eso, al botón de un equipo de medida. Pero para quien nunca o casi nunca (sobre todo en la infancia) ha hecho esa labor, puede parecerle complicado, e incluso puede llegar a dañar el aparato, por manejarlo con brusquedad, debido a que no le es dable usarlo de manera delicada. Esta condición excluye la posibilidad de entregar equipos de laboratorio electrónicos al operador rural, y en algunos casos pipetas, buretas, cristalería en general y dosificaciones de reactivos para ensayos, salvo los más elementales.

3. Los costos del sistema que se monte deben ser financiables por localidad en donde se monten. Cuando hablamos de costos, nos referimos a costo total, expresado como la sumatoria del costo de inversión inicial, más el costo de operación en el período de servicio.

Con frecuencia el error que se comete es mirar solo al primer rublo (costo de inversión inicial) y escoger los sistemas de potabilización para las pequeñas comunidades, en base al valor mínimo. Este procedimiento por lo común no conduce a la mejor adquisición y sí a veces es a la peor, porque se compran equipos que usan las tasas de trabajo más altas a fin de minimizar el costo de inversión inicial de la oferta, dejando al operador con sistemas no solo inapropiados por la tecnología, sino de muy complicada utilización por cuanto requieren de una operación diligente y cuidadosa para poder funcionar, que aún en manos de un experto crearían dificultades. Es así como se ve con angustia, tanta inversión perdida en plantas de tratamiento que nunca operaron, porque no tenían las condiciones necesarias para operar eficientemente, ya que para bajar costos de venta, incluso se suprimieron componentes esenciales de los procesos.

Resulta, por tanto, mucho más apropiado tomar el costo total como parámetro de selección dividiendo el costo de operación en tres grandes capítulos:

- a) Costo de las sustancias químicas
- b) Costo de personal de operación
- c) Costo de los probables períodos de interrupción del tratamiento, por fallas de equipos y procesos.

El primer capítulo (sustancias químicas) es el que comúnmente se solicita en las licitaciones, pero no es el más relevante debido a varios factores tales como: a) carencia de datos de calidad del agua para hacer una estimación correcta de las dosificaciones, sin lo cual cualquier cosa que se ofrezca es solo una hipótesis que nadie puede ni refutar ni confirmar, y por tanto no sirve de base de comparación de las propuestas; b) la igualdad de las dosificaciones para todos los equipos, ya que los procesos químicos son similares y es poco lo que los modifica la configuración física y mecánica que se dé a éstos.

Los costos del personal, si son en cambio un factor decisivo en el costo de operación de pequeñas plantas de tratamiento. Para caudales de 1 a 10 l/s., un operador de tiempo completo es más de lo que la población está en condiciones de sufragar, aún cuando se lo contrate por salario mínimo, con lo que solo se puede conseguir un funcionario con nivel de obrero, ya que los gastos deberán distribuirse entre unos pocos suscriptores hasta un máximo de quinientos. El sistema debe poder funcionar, por tanto, desatendido la mayoría del tiempo, sin que por eso se afecte la calidad efluente.

Por último, el costo de los probables períodos de interrupción de la operación corresponde a lo que los economistas han dado en llamar la situación sin proyecto o con proyecto cero, por cuanto, cada vez que la planta de tratamiento deja de funcionar por problemas operativos no previstos, es como si no hubiera proyecto de potabilización y eso tiene un costo que hay que entrar a evaluar.

La evaluación debe hacerse en términos probabilísticos, de acuerdo con la posibilidad de fallas que se prevean. Es obvio que un sistema de potabilización con multiplicidad de bombas, componentes electrónicos, válvulas solenoides, válvulas mecánicas automáticas, va a tener una mucho más grande frecuencia de interrupciones en una comunidad rural, que un sistema de filtración lenta gravitacional en cualquiera de sus modalidades. Este es un factor que hay que entrar a analizar para darle un costo en términos de riesgo sanitario y castigar, de esa manera, las tecnologías inadecuadas.

Solo así es posible equiparar los procesos convencionales de coagulación, floculación, sedimentación, filtración, con los biológicos de percolación natural en lechos granulares, sin uso de sustancias químicas, los cuales parecen inviables si la selección de los sistemas se hace únicamente por costo mínimo de inversión inicial, como si esto fuera lo único que contara.

No quedan mucho mejor servidos los intereses de las comunidades rurales, si se hacen menos plantas de tratamiento, pero que funcionen; en lugar de más, pero que no funcionen? No es preferible darle créditos blandos o subsidios a los pequeños municipios, a fin de diferir los costos de inversión inicial en bastantes años, que pretender efectuar inversiones de capital menores, pero que a la postre terminen siendo improductivas?

Ya es hora de que cambiemos de estrategia y acojamos las nuevas tecnologías disponibles que entidades como el CINARA están desarrollando, que por antiguas, al reestudiarlas y adecuarlas a las necesidades actuales, resultan más atractivas por el alto grado de confiabilidad que les da el empleo conocido y prolongado.

POSIBILIDADES DE LAS TECNOLOGIAS DE FILTRACION LENTA

El filtro lento es probablemente, como todo el mundo sabe, el sistema de tratamiento de agua que primero se empleó en los conglomerados urbanos. Se trató de reproducir en él, el método natural de percolación en lechos granulares, pero se encontró con la ventaja adicional de la actividad biológica, que completaba el proceso purificador. Estuvo en uso y auge durante más de un siglo hasta que cedió el campo al tratamiento químico a principios de la presente centuria, en la mayoría de los países desarrollados (aunque no en todos) debido a los enormes espacios que involucraba, cuando se lo usaba en las grandes ciudades, y a las limitaciones en cuanto a calidad de agua cruda que podía manejar, con turbiedades inferiores a 50 UNT y preferiblemente a 20 UNT.

La filtración lenta consiste en la percolación del agua a través de un lecho filtrante de 0.15 a 0.35 mm. de tamaño efectivo, con una velocidad de 2.4 a 12 m/día. lo que implica el uso de grandes áreas, entre 20 y 100 veces, mayores que las necesarias para los filtros rápidos convencionales con lavado ascendente. Se lo realiza en una caja de concreto o ladrillo, como se ve en la figura 1, en la que el flujo desciende a través del medio granular, es recolectada en los drenes y el efluente vierte por un vertedero o tubo que sale a un nivel más alto que el de la superficie del lecho. El control del gasto se puede hacer a la entrada o a la salida. Es más económico la primera opción.

Existen diferentes variedades del filtro lento:

- El convencional del flujo descendente, que es el que se acaba de describir y que se limpia, vaciando la unidad, raspando las capas superficiales del lecho, (unos 5 cm.) sacándoles fuera del filtro y lavándolas separadamente para volverlas a poner cuando el nivel del lecho ha descendido por debajo de los 0.6 m. de altura. La profundidad inicial se hace de unos 0.80 a 0.9 m.
- El de flujo ascendente en el que el agua se inyecta por los drenes y sube hasta caer en una canaleta recolectora, en la parte superior. Se lavan con agua, al abrir la válvula de drenaje del fondo de la unidad, la cual no solo vacía y limpia los drenes sino que obliga al volumen de agua que está sobre el lecho a descender, ejerciendo un esfuerzo cortante sobre las partículas del medio que promueve su desatascamiento.
- El dinámico en el que el flujo circula por sobre la superficie del lecho filtrante en forma tal, que 1/10 del caudal es derivado por los drenes del filtro y sale como agua filtrada; el resto, pasa de largo, manteniendo la superficie relativamente limpia. Se lavan rastrillando las capas superiores del lecho para permitir que el material retenido pueda ser arrastrado por el flujo.

Existen diferentes alternativas al raspado de los medios filtrantes. Una de ellas (Huisman y Wood, 1974) es hacer un lavado continuo por medio de puentes metálicos que viajan apoyados en los muros laterales y tienen equipos sofisticados que succionan la arena por medio de tubos y la lavan y la vuelven a colocar. Esta solución es poco adaptable a países en vía de desarrollo por su complejidad.

En los medios filtrantes se ha ensayado el uso de mantas sintéticas o tejidos de fibras sintéticas que reemplazan las capas superficiales del lecho, facilitando la limpieza y acortando el período de maduración del filtro, de los cuales oiremos hablar más adelante de este seminario. (Collins y colaboradores 1991).

En Estados Unidos, debido a la preocupación que existe por los precursores de los trihalometanos, que no son removidos sino en una fracción mínima en los filtros lentos, se ha probado el uso de carbón activado granular, resinas aniónicas, antracita, y otros medios que no vale la pena considerar en nuestros países (excepto la antracita) por razones de costo y dificultades de operación.

Por último, siendo la mayor limitación de los filtros lentos, la necesidad de recibir un agua de baja turbiedad, se ha popularizado el pretratamiento por medio de prefiltros de grava que pueden ser de flujo descendente, ascendente u horizontal. (Collins y colaboradores, 1991). Con frecuencia se hacen tres o más cámaras con material granular, en cada una de menor tamaño, como se ve en la figura 2. Los lechos de grava pueden también colocarse unas sobre otras sin separación por tamaños. El Omara, ha ensayado con mucho éxito también el prefiltro dinámico, (similar al filtro lento dinámico pero con lecho de grava) que actua prácticamente como una válvula de "control de exceso de turbiedad" y que resulta una propuesta muy atractiva. Como uno de los objetos de este seminario es discutir a espacio estos temas no me extenderé más en ellos.

MODIFICACIONES POSIBLES DE LOS FILTROS LENTOS

- Las modificaciones posibles que los filtros lentos pueden sufrir son de tres tipos: 1. en los medios filtrantes, 2. en la velocidad de trabajo, y 3. en el sistema de limpieza

1. En los medios filtrantes puede buscarse una compensación entre profundidad de la capa y características del medio filtrante.

Tradicionalmente se ha preferido usar arena de alrededor de 0.15 a 0.35 mm. de tamaño efectivo (parámetro que fue definido por Hazen como tal, para uso en los filtros lentos y no en los rápidos en los que no tiene el mismo significado) pero dada la baja penetración del material retenido que se queda casi todo en las primeras capas, podría pensarse en que al disminuir su tamaño, se puede también disminuir la profundidad del lecho sin desmejorar la calidad. Hasta cuánto y que efecto tenga esto en la longitud de las carreras de filtración y en la conformación de la capa biológica, es algo que vale la pena investigar.

2. La velocidad de trabajo se ha fijado siempre entre 2.4 y 12 m³/m²/d. por tradición. Dentro de esos límites se ha visto que a medida que aumenta la rata de flujo, por lo general la calidad del agua no desmejora, pero las carreras se acortan progresivamente. Parece ser un consenso que la eficiencia en ellos es función más del estado de madurez del lecho y de su profundidad, que de la carga hidráulica que se le aplique. Es evidente que debe haber un límite, a partir del cual, la eficiencia bacteriológica, tiene que empezar a disminuir en forma significativa, así como la remoción de turbiedad y color. Pero para valores inferiores a ese punto crítico, el aumento de la carga superficial, es más un inconveniente por la frecuencia con que hay que hacer los raspados, que un problema sanitario. Podría sin embargo, arguirse que después de cada limpieza se presenta un período de maduración, en que la calidad del agua filtrada se deteriora, y que en ese sentido la frecuencia de raspados, representa aumento del número de días en el año en que la calidad efluente es inferior.

Este punto es de suma importancia, porque, como veremos luego, existe la posibilidad de hacer un retrolavado (similar a la de los filtros rápidos) en los filtros lentos, automatizado hidráulicamente, que simplificaría la limpieza de los filtros y con lo que se posibilitaría el uso de cargas superficiales más elevadas.

3. El sistema de limpieza en los filtros lentos, se ha hecho siempre por raspado de las capas superficiales, razón por la cual las profundidades del lecho se hacen no menores de 0.80 m. Pero poco o nada se ha estudiado el lavado ascendente, con agua, por las dificultades para poder conseguir un flujo capaz de producir una velocidad de 0.35 a 0.60 m/min., en grandes superficies como las que se utilizan en los filtros lentos. Los flujos saldrían desproporcionadamente altos, si hay que aplicarlos con un tanque elevado o una bomba, y su costo de inversión y operación tendería a hacer tal solución inviable.

PROPUESTAS DE INVESTIGACION

El problema del lavado ascendente puede solucionarse dividiendo el área filtrante en cuatro o más paneles para disminuir el área total por lavar en cada caso, e interconectando los drenes de una manera similar a como se hace en los filtros rápidos de lavado mutuo. Como el agua filtrada de cuatro unidades no alcanza para lavar una, debe dejarse un tanque adicional de agua de lavado adjunto a los filtros como se ve en la figura 3.

Este esquema está elaborado para un sistema de 2 l/s. de capacidad (suficiente para dar servicio a unos 1000 habitantes rurales) el cual requeriría un área filtrante de 14.4 m². si la carga superficial es la máxima tradicional de 12 m³/m²/d. Si el filtro

se hace en un tanque circular, su diámetro sería de 4.30 m. Para disminuir el área de lavado se dividiría en cuatro secciones de 3.6 m². con lo que el flujo de lavado para limpiar una de estas secciones sería de 21 l/s, para una velocidad ascendente del flujo de 0.35 m/min., la necesaria para producir una expansión del 30% al 40% en una arena de 0.30 - 0.35 mm. de tamaño efectivo, de acuerdo con las fórmulas de Cleasby y Dharmarajah. Por tanto, el flujo que se necesita producir para poder lavar un filtro es de $21 \cdot 2 = 19$ l/s., los cuales se almacenarían en un tanque periférico, cuyo volumen sería de 11.4 m³. para un lavado de 10 min. Si este tanque se hace de solo 1.0 m. de profundidad utilizable, implicaría que el diámetro del filtro más el del tanque periférico debería ser de 5.73 m., lo que resultaría razonable.

La profundidad del tanque, asumiendo un lecho filtrante de solo 0.50 m., debido a que no hay raspados de la superficie, sería en total de 4.0 m. en el cilindro central de 4.30 m. de diámetro y de 3 m. en el cilindro periférico, que sería el que llevaría el vertedero de rebose del agua filtrada.

Para lavar el filtro se colocarían cuatro sifones, uno en cada sección del filtro, los cuales se cebarían automáticamente, cada vez que el nivel de agua en la respectiva sección alcance su nivel máximo permisible, tal como ha sido planteado en otros trabajos (Valderrama, Escobar y Herrera, 1985, Solano, Rodríguez y Victoria, 1983).

El funcionamiento de un filtro de este tipo sería el siguiente:

El agua cruda entraría por la tubería de conducción hasta cuatro vertederos distribuidores, que repartirían por partes iguales el caudal en las respectivas cuatro secciones del filtro. El nivel de agua se establecería, al comienzo de la carrera, a unos 0.15 m. por encima del vertedero de rebose del cilindro periférico. A medida que la

carrera vaya progresando y el lecho se vaya colmatando, este nivel irá aumentando hasta llegar a la batea de los codos superiores de los sifones de lavado. El agua, en ese momento empezará a fluir por el tubo imprimador, el cual a su vez empezará a extraer el aire de la cúspide del sifón hasta ponerlo en funcionamiento unos treinta a cuarenta minutos después.

En ese instante el nivel del agua del filtro desciende hasta situarse a la altura de la boca de entrada del sifón, con lo que el volumen de agua almacenado en el tanque periférico, más el agua que filtran los otros filtros, se devolverá ascendiendo a través del lecho filtrante y el desagüe hasta caer en el alcantarillado. Cuando el volumen disponible de agua en el tanque periférico se agote, el sifón se desencebará y dejará de extraer agua. En ese momento el filtro recién lavado tomará su nivel más bajo y todas las secciones empezarán a filtrar de nuevo, primero para llenar el tanque periférico y luego comenzarán a hacer rebozar el vertedero general, con lo que se restituirá el servicio a la población.

El proceso podría repetirse de esa manera en las otras secciones en forma automática sin que sea necesaria la intervención de un operador, salvo para la vigilancia rutinaria que todo sistema en funcionamiento debe tener.

Este tipo de filtros también se puede diseñar con una configuración rectangular como la que se muestra en la figura 4.

El sistema descrito presenta una serie de interrogantes:

El primero de ellos es cómo se va a comportar la capa biológica con frecuentes lavados. El raspado de la arena la elimina por completo; en cambio el lavado ascendente, en

especial con bajas velocidades, podría suprimir el exceso de material, pero sin destruir la actividad bacteriana que se está desarrollando, ya que los gradientes de velocidad durante el lavado de medios granulares, son reducidos, y si hay expansión, no existe fricción entre los granos. Más aún, a igualdad de velocidad de lavado, entre más grande sea el tamaño del grano, mayor será el gradiente que recibe. Esto implica, que con grano fino, el gradiente capaz de desprender la película biológica, no es muy alto (con aguas frías no es mayor de 300 seg^{-1}). La pregunta es: son tales gradientes los adecuados para desprender el exceso de material adherido al lecho, sin disturbar grandemente la actividad microbiológica? Esta es una pregunta que solo la investigación futura podrá contestar.

En segundo lugar, el lavado ascendente va a cambiar la estratificación de los granos, cuando hay expansión, colocando los más pequeños en las capas superiores y los más gruesos en las inferiores. Qué efecto va a tener tal disposición, en la remoción de color, turbiedad y contaminación? Podría pensarse que no mayor, o que estos parámetros quedarían más afectados por la velocidad de filtración que en los filtros lentos tradicionales, pero es poco lo que se puede conjeturar, desde el punto de vista teórico, por carecerse de experimentación al respecto.

Además, para el mejor conocimiento del fenómeno convendría interrelacionar: el tamaño del medio filtrante, con la profundidad mínima del mismo (si se pueden disminuir las alturas habría una importante reducción de costos) así como con la velocidad de filtración y la velocidad y frecuencia del lavado, partiendo del principio de que hacer la limpieza frecuente de filtros lentos con retrolavado mutuo, no presenta problema práctico mayor.

Quiero por último, advertir que este sistema de lavado también se podría aplicar a los prefiltros de grava y establecer así configuraciones como las que se incluyen en la figura 5, que tendrían la ventaja de que tanto los prefiltros como los filtros sufrirían un lavado automático, sin la intervención del operador.

El prefiltro sería una adaptación para filtros lentos del llamado proceso Haberer, (Haberer y Norman - Smidt, 1991), desarrollado en Alemania, como sistema de pretratamiento para la filtración directa con filtros rápidos convencionales de arena y antracita previa inyección de coagulantes.

Este proceso se lo usa, básicamente, para aguas altamente contaminadas dosificando, conjuntamente con los coagulantes, carbón activado en polvo como sistema de adsorción de los precursores de los trihalometanos.

Consiste en un lecho de material menos denso que el agua, con frecuencia hecho con bolitas de 0.8 a 2.5 mm. de diámetro de espuma de polisterine, que flotan en el agua y se pegan a una malla que las retiene para que no escapen con el flujo, formando una capa de 0.6 a 0.9 m. de espesor en la cual se hace una filtración ascendente. Para lavarla; se invierte el flujo y se lo vuelve descendente con lo que el lecho de partículas plásticas se expande hacia abajo y se puede realizar la limpieza, que por ser en el mismo sentido de la gravedad, se realiza en un tiempo más corto, que cuando se practica el retrolavado ascendente. Según Stukemberg y Hesby (1991), el período de lavado puede ser en este caso de solo 2.0 min.

Esta misma idea del empleo de medios granulares flotantes como prefiltros, podría utilizarse para filtración lenta, suprimiendo el uso de coagulantes, bajando la rata de

flujo a valores similares a los de los prefiltros de grava y utilizando, tal vez, piedra pomez molida y cribada, en lugar de espuma de polisterine.

Como se ve en la figura 5, el proceso podría funcionar de la forma siguiente: El agua cruda llegaría a un tanque de carga colocado sobre el prefiltro y bajaría por un tubo hasta los drenes; ascendería, luego, a través del medio de piedra pomez que quedaría retenido por una malla encima de la cual habría 0.30 m. de grava gradada de grueso a fino y vertería al otro compartimento en donde estaría el filtro lento convencional, atravesaría el lecho filtrante y el agua filtrada saldría por el vertedero general de rebose.

El lavado de los prefiltros lo haría automáticamente el sifón cuando el nivel en la cámara de carga llegue a la cresta de él y lo cebe. En ese momento se empezaría a vaciar por el fondo el prefiltro, expandiendo hacia abajo el lecho filtrante. El lavado pararía cuando el nivel de agua sea igual al de la boca de salida del sifón. En este instante entraría aire y la columna de agua se rompería.

El flujo de lavado no sería constante sino que al principio tendría el doble de caudal que al comienzo. Podría pensarse (en concordancia con el peso específico del material filtrante que se consiga) que se inicie con 1.20 m/min. y termine con 0.60 m/min., lo que al menos teóricamente, no debe presentar ningún inconveniente.

El lavado del filtro lento se haría también por sifón de manera similar a la descrita para la figura 3.

Como los lavados de prefiltros y filtros se hacen separadamente, no tienen por qué producir interferencias entre unos y otros. Cada vez que se lave un prefiltro, se suspende el flujo del filtro adjunto.

El autor espera que las sugerencias hechas en este trabajo, sean tomadas como lo que son: propuestas de investigación para ser desarrolladas en estudios pilotos y no diseños aplicables a casos prácticos.

Conclusión

Las consideraciones anteriores se han presentado con el ánimo de despertar inquietudes y en lo posible generar polémicas. Solo así podremos conseguir avanzar por el camino de la adecuación de la tecnología a las comunidades rurales y contar en el futuro inmediato con suficientes opciones viables, que permitan plantear soluciones racionales para nuestros poblados menores, tan necesitados de ayuda, no solo del estado, sino de nosotros, los profesionales del agua, que por tanto tiempo los hemos olvidado.

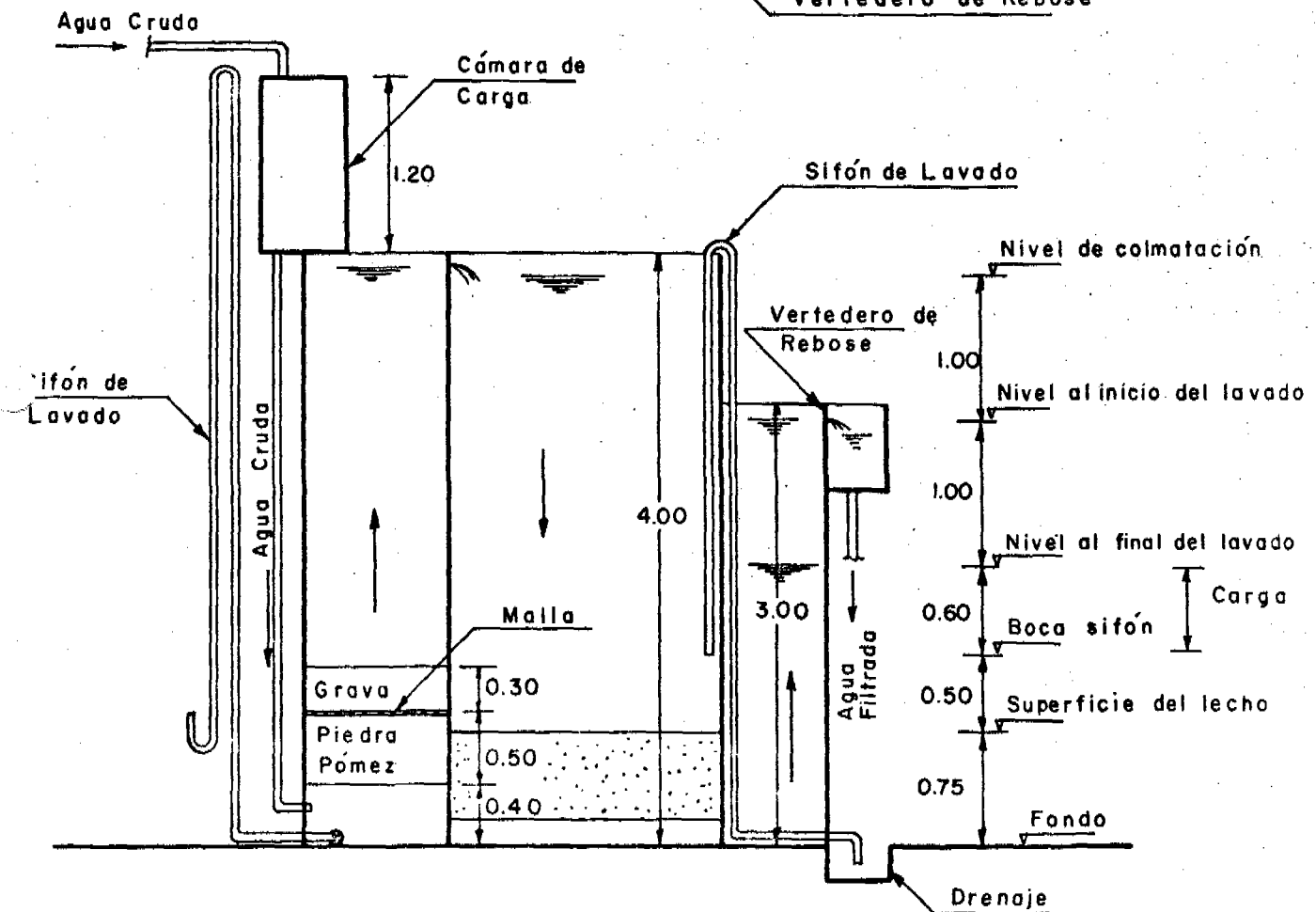
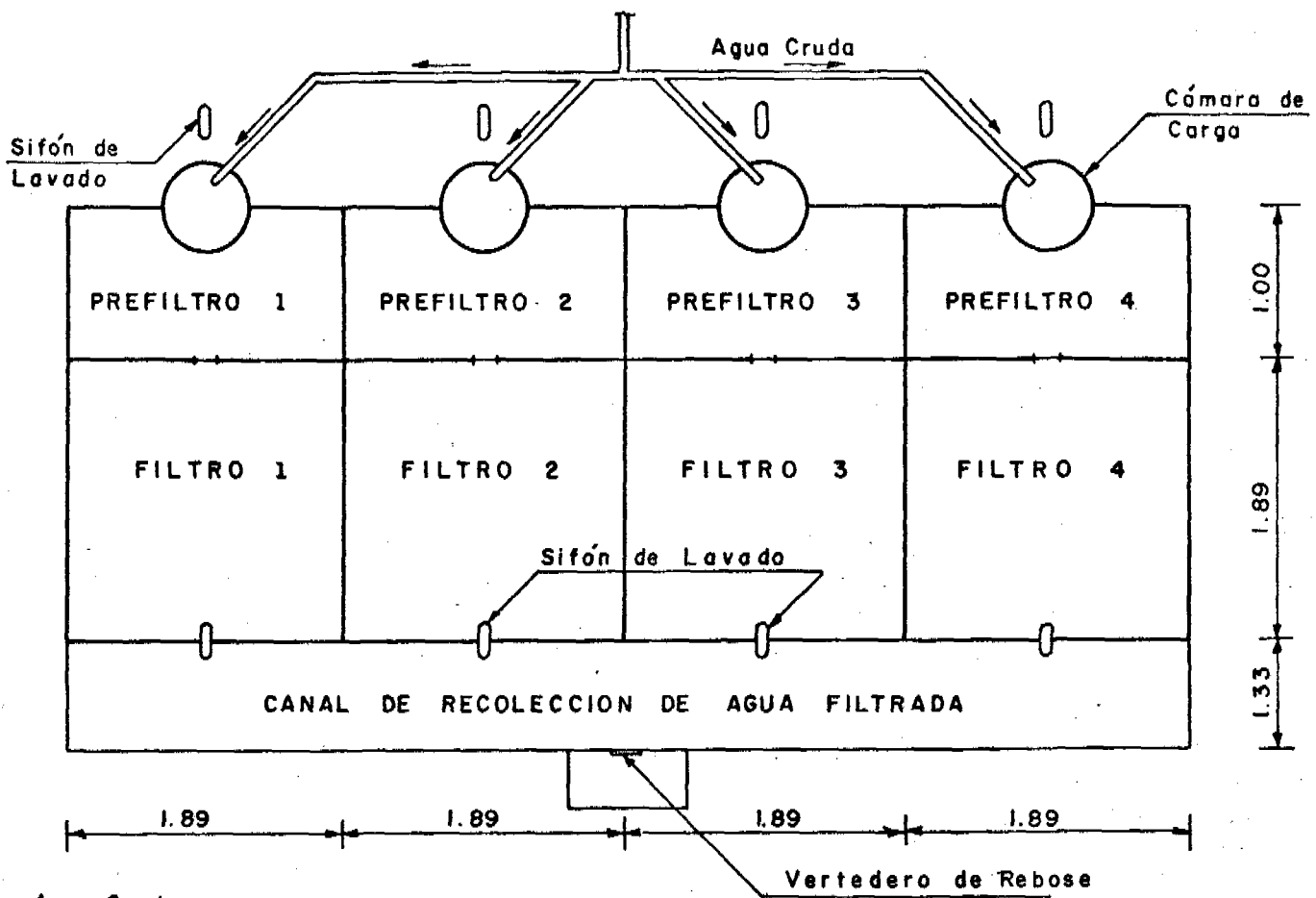


FIG. 5 - PREFILTRO ASCENDENTE CON AUTOLAVADO DESCENDENTE Y FILTRO LENTO RECTANGULAR DESCENDENTE CON AUTOLAVADO ASCENDENTE

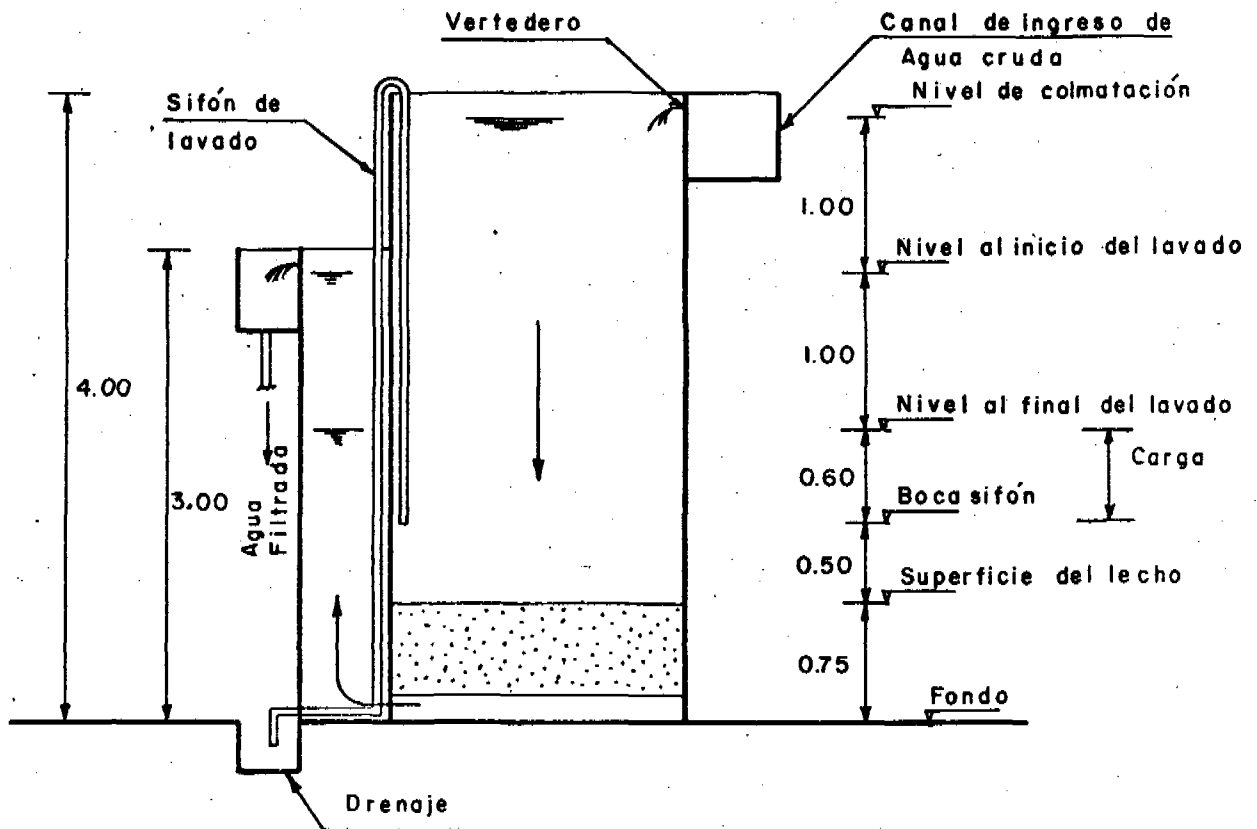
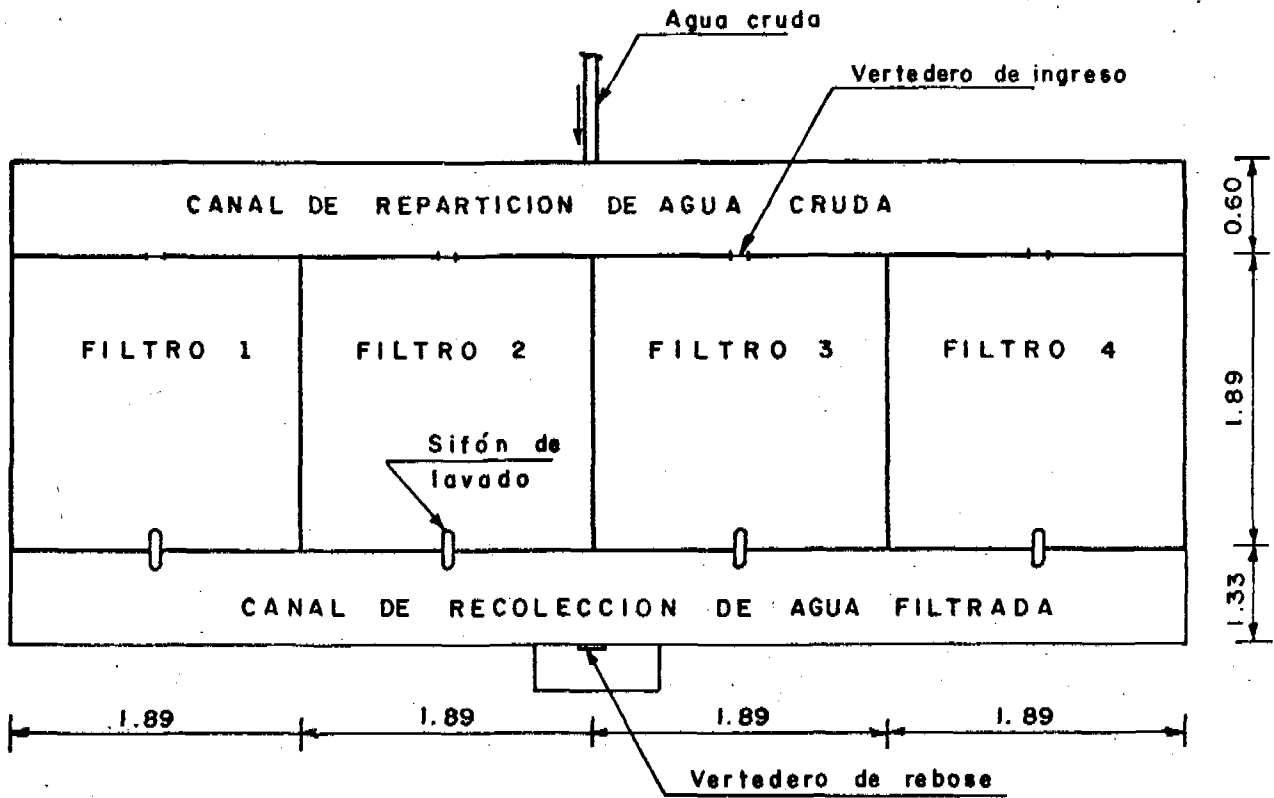


FIG. 4 - FILTRO LENTO RECTANGULAR DESCENDENTE CON AUTOLAVADO ASCENDENTE

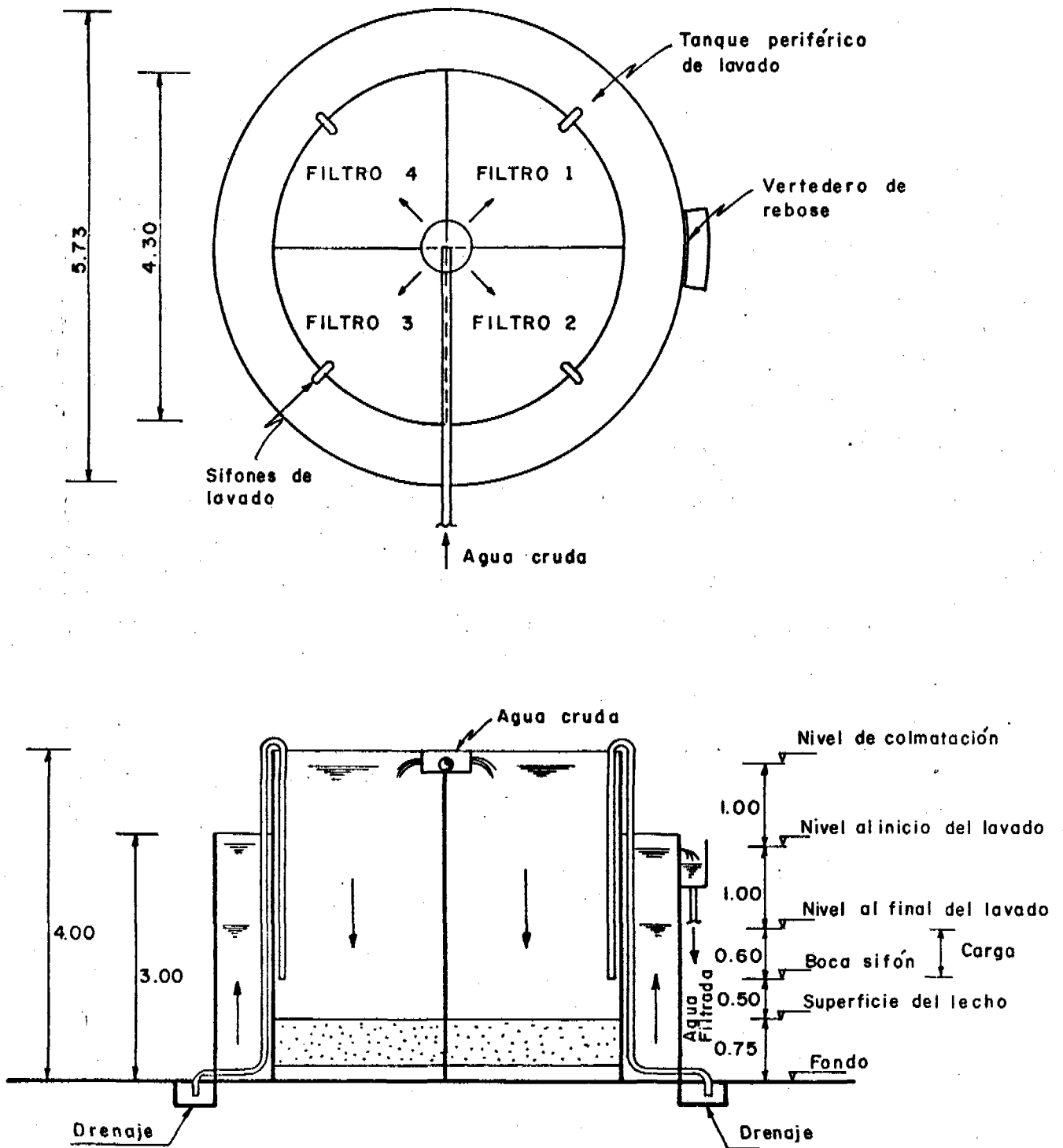
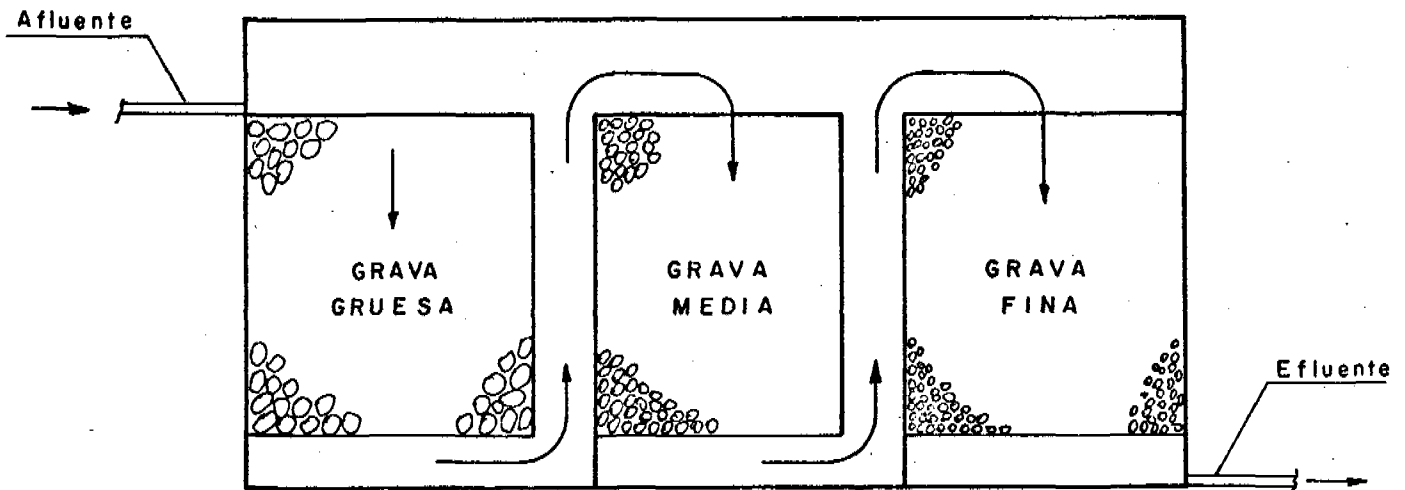
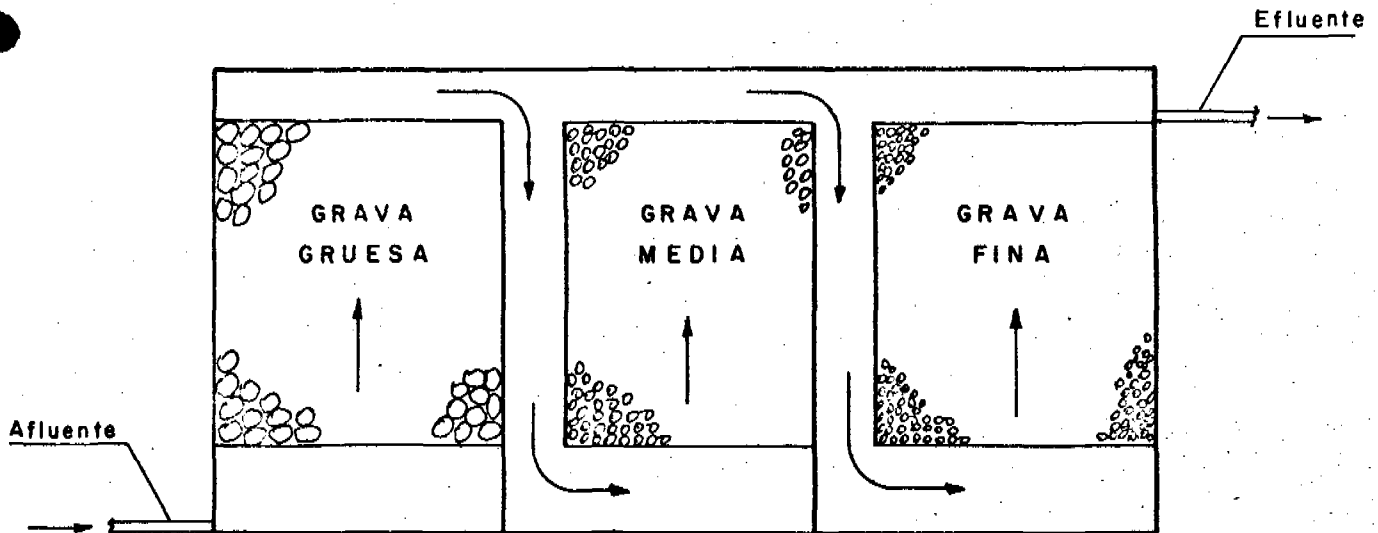


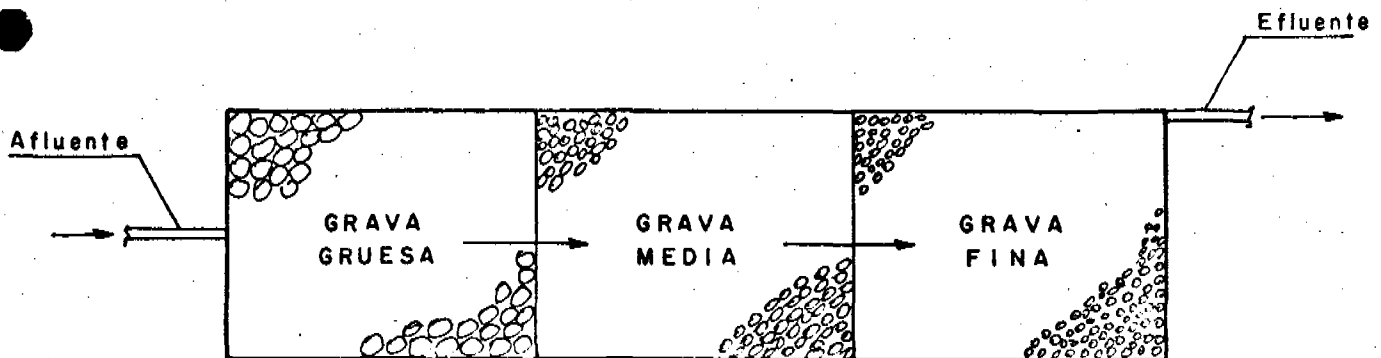
FIG. 3 - FILTRO LENTO CIRCULAR CON AUTOLAVADO
 CON FLUJO ASCENDENTE.



PREFILTRO DESCENDENTE DE GRAVA

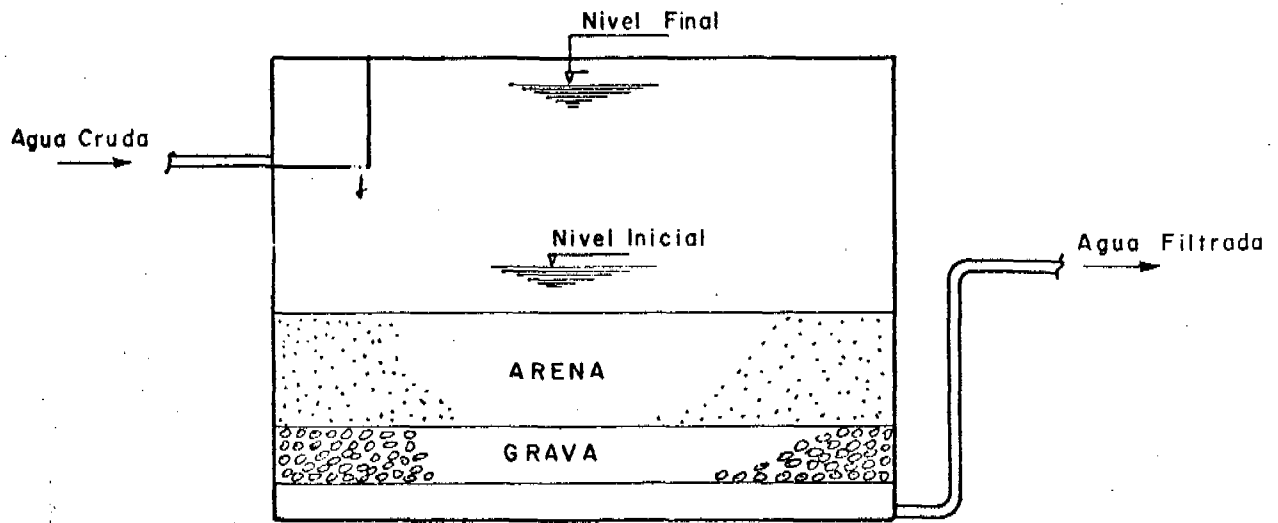


PREFILTRO ASCENDENTE DE GRAVA

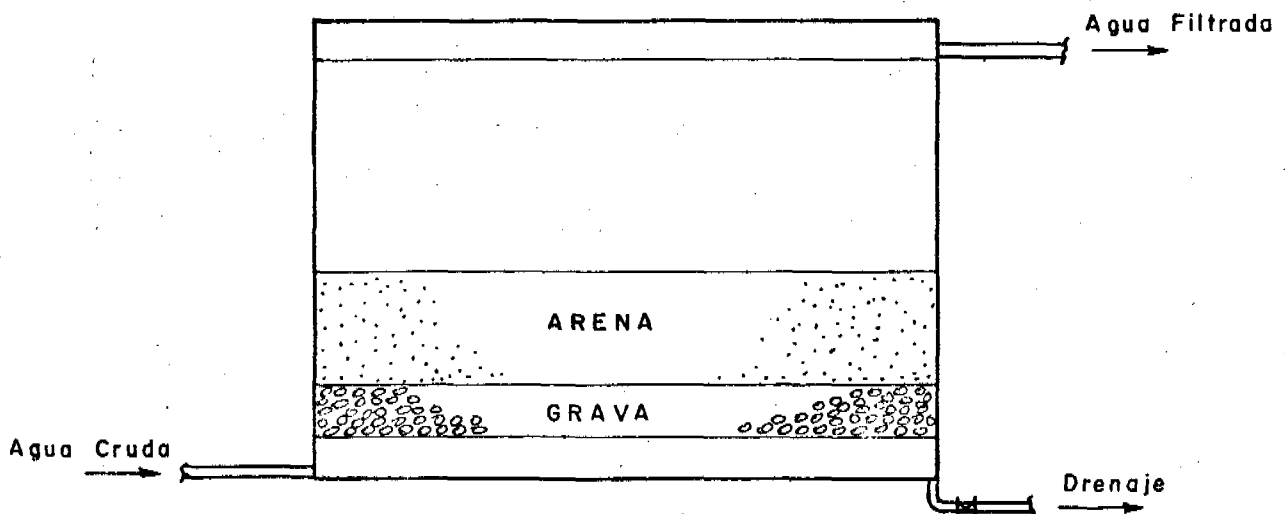


PREFILTRO HORIZONTAL DE GRAVA

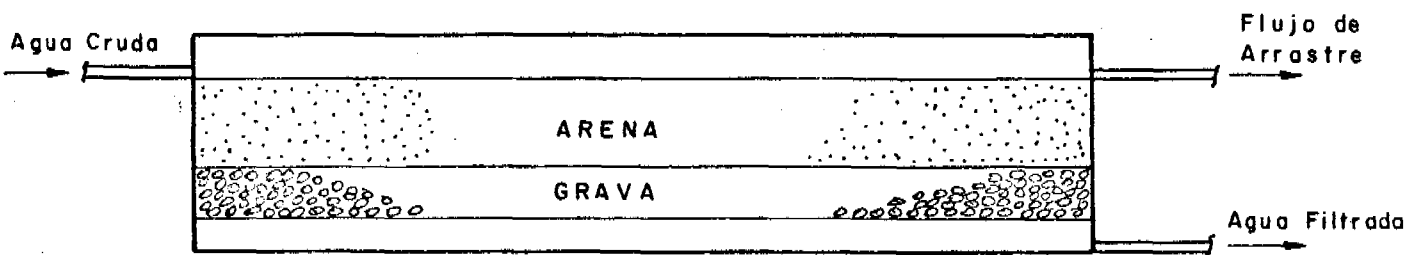
FIG. 2 - PREFILTROS DE GRAVA CONVENCIONALES



FILTRO LENTO DESCENDENTE



FILTRO LENTO ASCENDENTE



FILTRO DINAMICO

FIG. I - MODALIDADES DE FILTROS LENTOS

BIBLIOGRAFIA

1. Collins M.R., Eighmy T.T.; Malley J.P. Evaluating modifications to slow sand Filters. Journ AWWA Vol. 83; 9-62 (Sept. 1991).
2. Haberer K; Norman - Schmidt S - The Harberer - Process. Combining contact Flocculation, Filtration and PAC . Adsorption - Journ AWWA Vol. 83; 9-82 (Sept. 1991).
3. Huisman L; Wood W.E. - Slow sand filtration - Organización Mundial de la Salud, Ginebra (1974).
4. Stukenberg J.R; Hesby J.C. - Pilot testing the Harberer Process in the United States - Journ AWWA Vol 83; 9-90 (Sept. 1991).
5. Solano J.E; Rodriguez C.A., Victoria A - Sistema de extracción continua de lodos - Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería: Tesis de Grado (Julio 1983).
6. Valderrama M.C.; Escobar R.; Herrera G - Sistema de extracción continua de lodos - Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería - Tesis de Grado (1985).

**EXPERIENCIA EN DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO POR FILTRACION LENTA EN ARENA**

RESUMEN

Las experiencias en diseño y construcción han sido el resultado de una ESTRATEGIA, que desarrollada a través de un PROCESO metodológico ha permitido la APROPIACION de la Tecnología y la realización de APORTES tecnológicos acorde a nuestra realidad socioeconómica, cultural y ambiental. Todos estos desarrollos en su conjunto han permitido considerar la Filtración Lenta en Arena (FLA), como una alternativa viable en la potabilización de agua para consumo humano, en la optimización de recursos y en la forma de intervenir efectivamente una comunidad, frente a la realidad del nuevo municipio colombiano. La identificación de aspectos especificados asociados a la apropiación de tecnología y a la planeación de un proyecto son considerados.

INTRODUCCION

La existencia de conflictos sociales generados en muchas situaciones por deficiencias en la prestación de los servicios públicos, el estado sanitario del país, los procesos de descentralización administrativa y política que se viven nacionalmente, la ausencia de una política de capacitación en el sector, el deterioro masivo de nuestros recursos hidricos y la limitación de recursos para inversión, operación, mantenimiento y administración, son entre otros, elementos que han orientado el trabajo de CINARA y le permiten presentar alternativas confiables y de bajo costo para el tratamiento de agua, como lo es la Filtración lenta en Arena.

~~El trabajo en diseño y construcción ha asociado diferentes~~ indicadores de prestación de servicio, que efectivamente permiten intervenir una comunidad con acciones ligadas al Abastecimiento y la Remoción de Agua: Calidad, cantidad, cobertura, continuidad y costo.

La asociación de estos indicadores se ha realizado a través de un trabajo interdisciplinario e interinstitucional que ha retroalimentado la experiencia y ha considerado el diseño como un proceso que involucra aspectos de identidad cultural, creatividad y conocimiento, permitiendo desplazarse dentro de lo abstracto a

lo concreto y viceversa, generando transformación, creación y orden, bien sea en lo particular ó en lo universal.

En forma concreta, esta experiencia en diseño y construcción presenta información sobre una alternativa de potabilización viable para el pequeño y mediano municipio, la zona rural y los asentamientos peri-urbanos de las grandes ciudades del país.

METODOLOGIA

La implementación de una estrategia que ha considerado estudio, desarrollo y transferencia de la tecnología de Filtración Lenta en Arena a través de proyectos de Demostración, en principio a nivel de Planta Piloto y posteriormente a nivel de prototipos a escala real y la presentación y discusión crítica de los resultados obtenidos a través de diferentes eventos nacionales e internacionales, es la sustentación al proceso metodológico guiado. Proceso que ha promovido el trabajo interdisciplinario y acciones interinstitucionales, logrando de esta manera INVOLUCRAR a la COMUNIDAD en la TOMA de DECISIONES.

Recopilación bibliográfica, investigación a nivel de laboratorio, seguimiento controlado de plantas pilotos y prototipos en cada una de sus fases, manejo de información, análisis de costos, identificación de aspectos socioculturales, son entre los elementos considerados en el marco de esta experiencia.

DESARROLLO DE LA EXPERIENCIA

El trabajo interdisciplinario ligado al diseño, la concepción de diseño expresada, la integralidad de un sistema de abasto, el aprovechamiento de la infraestructura existente, la necesidad sentida de una comunidad y la limitación de recursos para inversión, operación, mantenimiento y administración, son entre otros los elementos que justifican y reiteran la necesidad de considerar el Diseño y su Planeación como un aspecto clave en la estrategia de intervenir una comunidad.

En este sentido la identificación de factores básicos en cada campo de conocimiento, su análisis e interacción con diferentes disciplinas, orientan la toma de decisiones no solamente en los proyectos particulares de tratamiento por FLA, sino dentro de un concepto amplio de selección tecnológica. Una idea general de estos aspectos se indica a continuación:

1. Aspectos Técnicos

1.1 Inspección Sanitaria, ligada a la recopilación y análisis de información del abasto de agua y a aspectos de Saneamiento. Permite relacionar aspectos técnicos, socio culturales, económicos y su entorno

ambiental.

1.2 Hidráulicos, asociados al chequeo del sistema de abasto en general, a la selección y dimensionamiento de alternativa óptima de tratamiento.

1.3 Topográficos, suministra información planimétrica y altimétrica de la infraestructura existente y ligada al estudio de alternativas de localización de las unidades de tratamiento.

1.4 Geotécnicos, Son base para el cálculo estructural; identifican cimentaciones, cotas de cimentación, estratigrafía, niveles freáticos y se determinan parámetros de interés como capacidad portante, límite de Attemberg, pesos unitarios, entre otros acorde con cada situación en particular. Recomendaciones sobre manejo de taludes, agua superficial y sub superficial y procesos constructivos pueden ser obtenidos. De igual manera conceptos sobre riesgo y vulnerabilidad de la zona y de las obras civiles a implementar.

1.5 Estructurales, acorde con los aspectos hidráulicos, arquitectónicos, geotécnicos, etc, y a las hipótesis de carga consideradas, se estudian

alternativas y se define a nivel de diseño la utilización de un material específico. La generación de cantidades de obra y presupuesto y la elaboración de especificaciones técnicas son consideradas.

1.6 Constructivas, a partir del estudio estructural y de especificaciones técnicas, se identifica un campo de construcción, que está asociado al tipo de material seleccionado.

La participación de la comunidad puede ser considerada en actividades específicas acorde con experiencias anteriores, proceso constructivo, calidad de mano de obra requerida, presupuesto y cronograma general de ejecución.

2. Aspectos Socio-Educativos

Las actividades que se ejecutan tienen como base la identidad cultural y sobre ella se erige un proceso que entrelaza de manera profunda la participación, la comunicación, la educación y la gestión.

3. Aspectos Arquitectónicos

3.1 Calidad Ambiental, asocia aspectos del entorno ambiental local ó regional con características de comportamiento socio cultural.

3.2 Identidad cultural, reconoce la geomorfología del lugar, sistemas constructivos y materiales locales.

3.3 Manejo del espacio, permite el manejo del color y de la simbología: Agua, luz, fuego y aire.

4. Aspectos Económicos

4.1 Información General de la localidad ligada a actividades económicas predominantes, planes de inversión, capacidad de endeudamiento.

4.2 Consideraciones específicas del proyecto que relacionan costos de inversión inicial, costos recurrentes y tarifas.

La conjugación de estos aspectos en cada proyecto de demostración, su seguimiento y evaluación y la necesidad de generar nuevas alternativas entorno al diseño, construcción, operación, mantenimiento, administración, etc, han permitido identificar elementos básicos en cada campo de conocimiento. En

este sentido y asociados al aspecto técnico resaltamos lo siguiente:

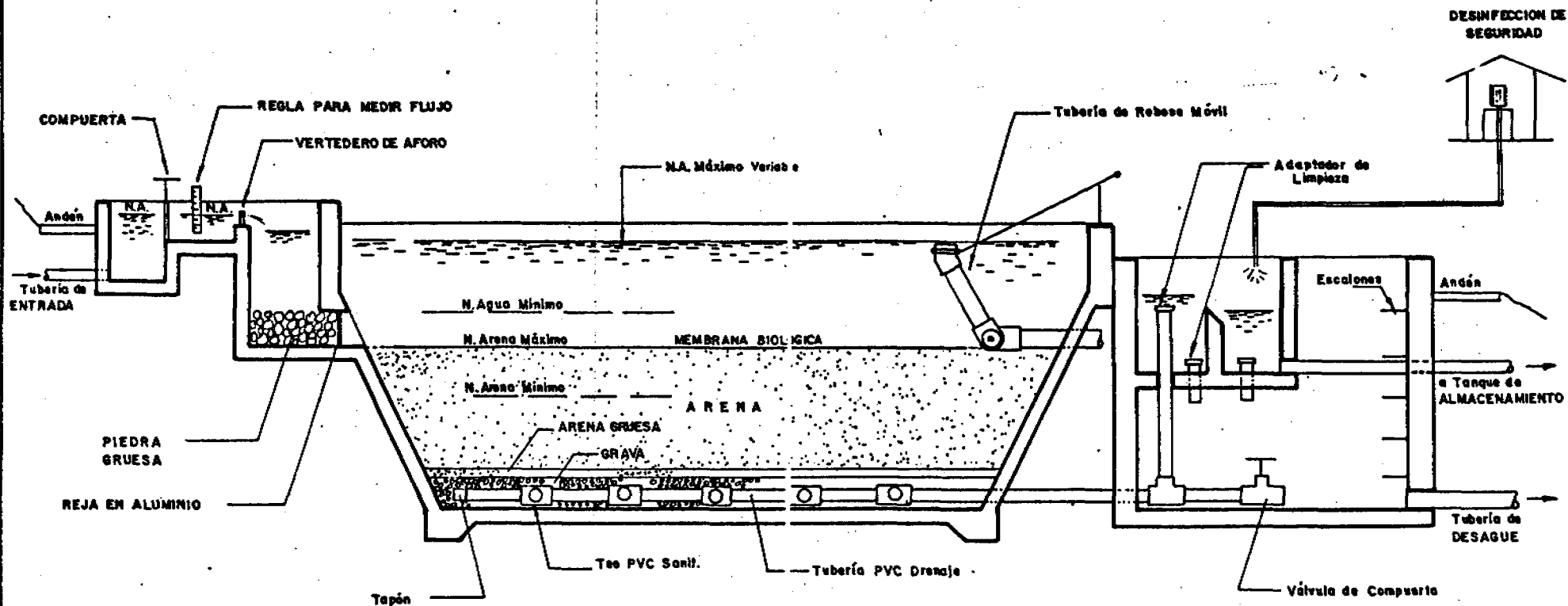
1. Conceptualización sobre la tecnología FLA y su potencial acorde con nuestras condiciones.

2. Identificación de criterios para selección de la Tecnología FLA.

3. Conceptualización sobre el diseño y aspectos constructivos

- Conceptualización sobre multibarrera y su relación con FLA
- Criterios generales de diseño para filtros lentos

CRITERIO DE DISEÑO	VALOR RECOMENDADO
Período de diseño	10 - 15 años
Período de operación	24 hr/día
Velocidad de filtración	0.1 - 0.2 m ³ /m ² /hr
Area de lecho filtrante	5 - 200 m ² por filtro, mínimo dos unidades.
Altura del lecho filtrante	
Inicial	0.8 - 1.0 m
Mínima	0.5 - 0.6 m
Especificaciones para la arena	
Tamaño efectivo	0.15 - 0.30 mm
Coeficiente desuniformidad	Preferiblemente menor a 3
Altura del drenaje. Incluye capa	

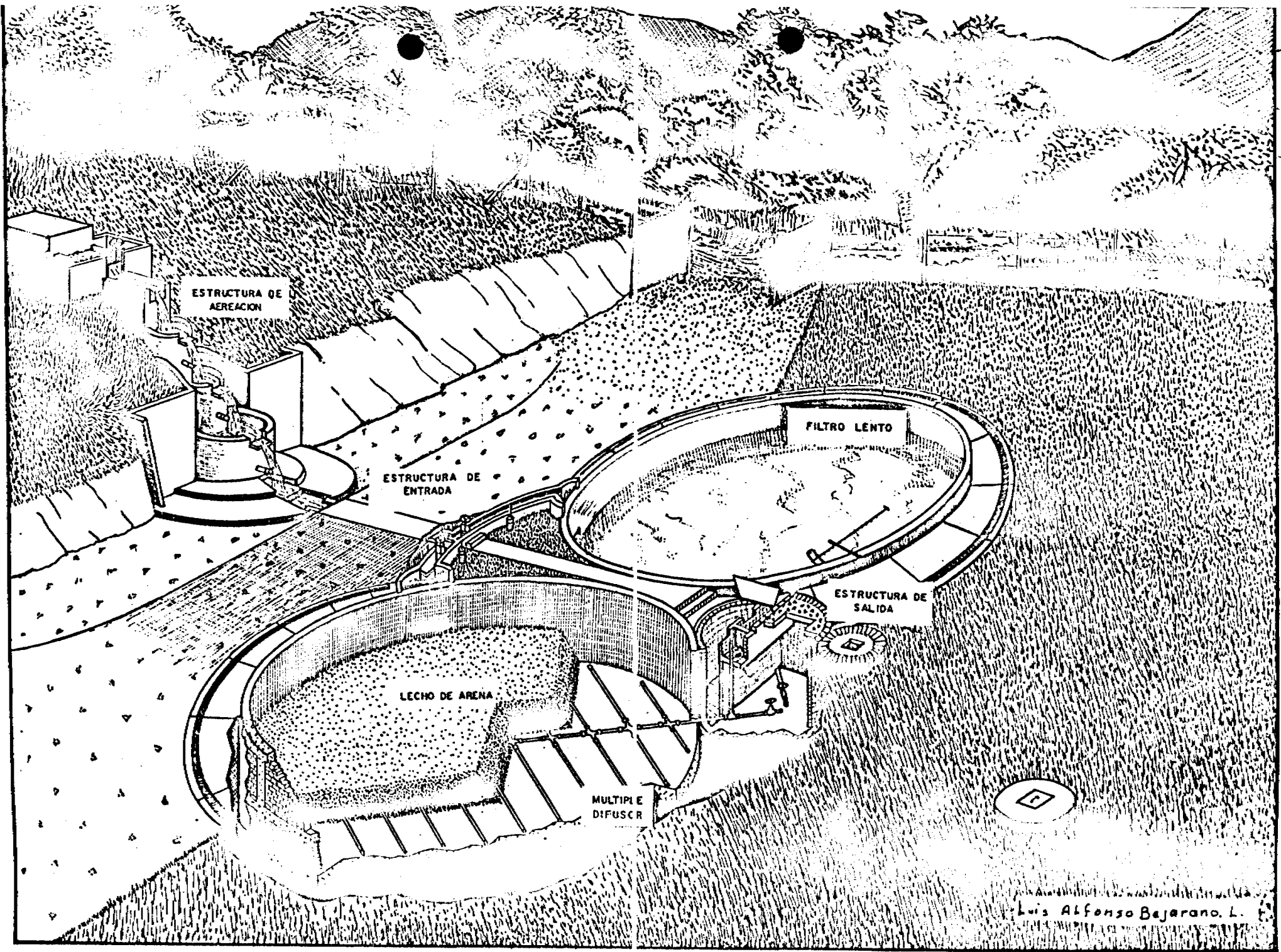


ESQUEMA DE UN FILTRO LENTO CON PAREDES INCLINADAS EN CONCRETO REFORZADO Y CONTROL A LA ENTRADA

de grava y tubería PVC drenaje 0.25 m
Altura del agua sobrenadante 0.8 - 1.0 m

- Identificación de aspectos hidráulicos
 - . Velocidades de filtración acorde con nuestras calidades de agua.
 - . Presentación de alternativas para medición y regulación de caudal.
 - . Diseño de unidades de tratamiento con control a la entrada.
 - . Presentación de alternativas para estructuras de entrada y salida de las unidades FLA.
 - . Estudio de hidráulica de Manifolds y la utilización de tuberías PVC drenaje como múltiples colectores en unidades FLA.
 - . Disminución en la altura de la capa de soporte en los filtros.
 - . Estudio de pérdida de carga en las unidades FLA.
 - . Disminución de la altura total de los módulos de filtración.
- Intervención arquitectónica ligada al diseño de plantas FLA.

La figura ambientada del Sistema de Tratamiento de agua para la Vereda "La Sirena" - Cali, ilustra un ejemplo de intervención arquitectónica. Proyecto diseñado en módulos



ESTRUCTURA DE AERACION

ESTRUCTURA DE ENTRADA

FILTRO LENTO

ESTRUCTURA DE SALIDA

LECHO DE ARENA

MÚLTIPLE DIFUSOR

Luis Alfonso Bejarano. L.

curculares y mampostería estructural. Esta intervención considera:

- . Manejo del agua como elemento sensibilizador, orientador y desde el proceso mismo.
- . Definición de recorridos y sitios de encuentro.
- . Aprovechamiento de la vegetación nativa y materiales locales.
- . Uso del color y la simbología.
- . Respuesta a necesidades específicas del proyecto.

4. Disminución de costos

El aprovechamiento de las condiciones topográficas y geomecánicas del sitio de planta permite el diseño de diferentes formas geométricas de las estructuras, el planteamiento de diferentes hipótesis de carga y la utilización de diversos tipos de materiales. Estas situaciones pueden implicar una disminución significativa en los costos directos. Otros aspectos también son considerados:

- Utilización de materiales locales

- . Medios Filtrantes y medios de soporte.

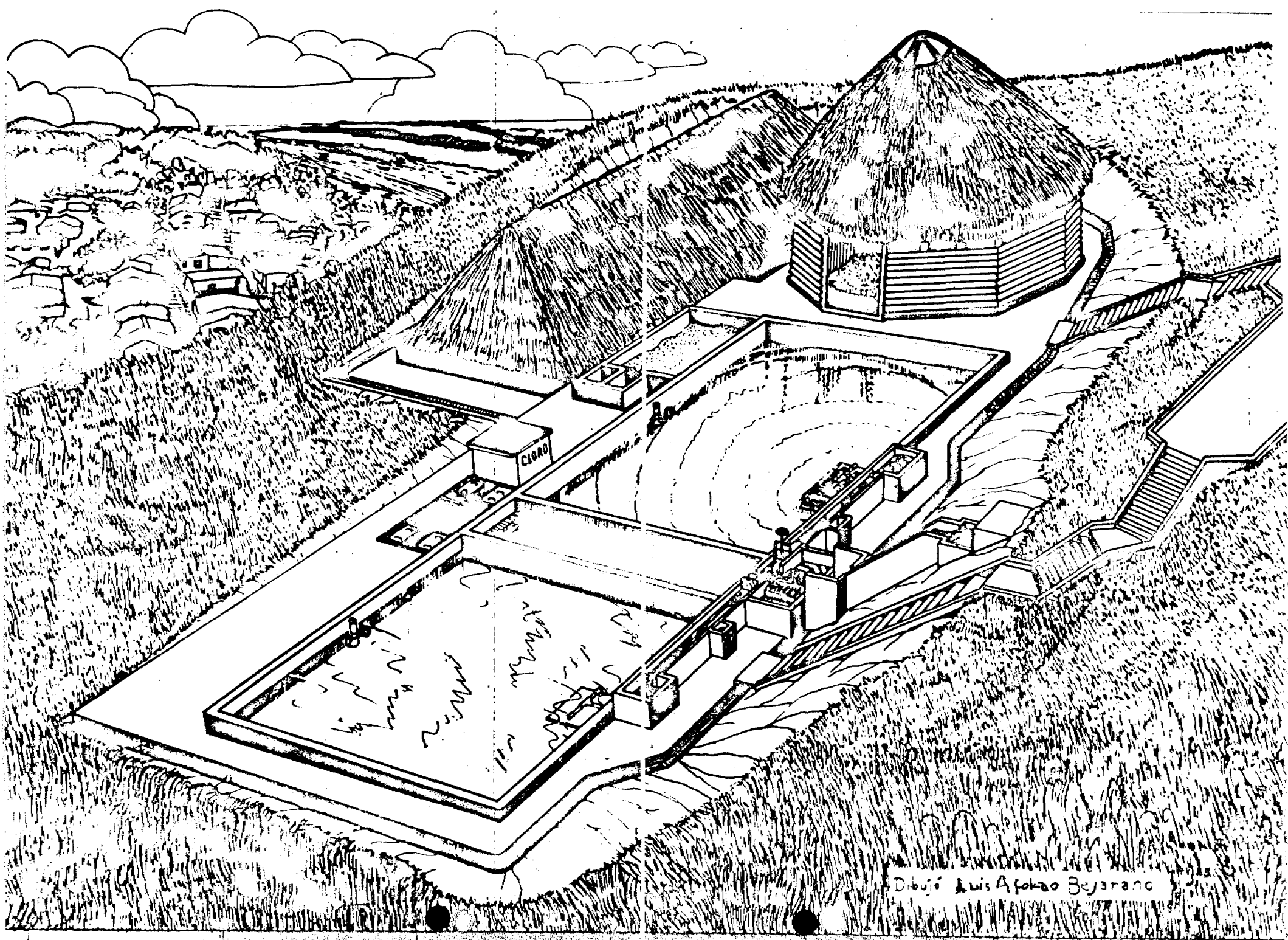
Experiencias importantes en este sentido fueron realizadas utilizando arenas procedentes de bancos cercanos a la zona de los proyectos. El buen aprovechamiento depende de la calidad del grano, asociada a: dureza, esfericidad,

porosidad, características granulométricas, peso específico y solubilidad al ácido clorhídrico.

Como aspecto fundamental en la utilización de medios granulares y de soporte, se resalta la necesidad de un excelente lavado y la eliminación de impurezas, arcillas, materia orgánica, etc., antes de su colocación.

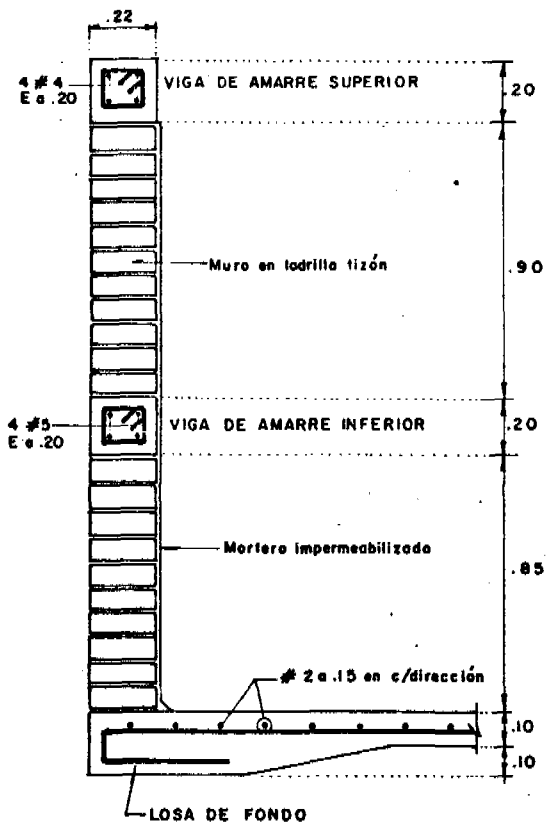
• Mampostería estructural, taludes revestidos, ferrocemento, concreto ciclópeo, hormigón reforzado, son posibilidades que se plantean y se pueden utilizar con base en las características del sitio y de la zona del proyecto. Ilustraciones de los sistemas en la vereda "La Sirena", Cali y el corregimiento "Santa María", Cauca, muestran formas geométricas y alternativas estructurales.

- Utilización de mano de obra local
 - Excavación y movimientos en general
 - Lavado, transporte y colocación de medios de soporte y filtración.
 - Actividades varias generales.
- Identificación de procesos constructivos locales o institucionales.
- Ejercer control de calidad a materiales acorde con especificaciones.
- La necesidad de cumplir una programación de obras y un

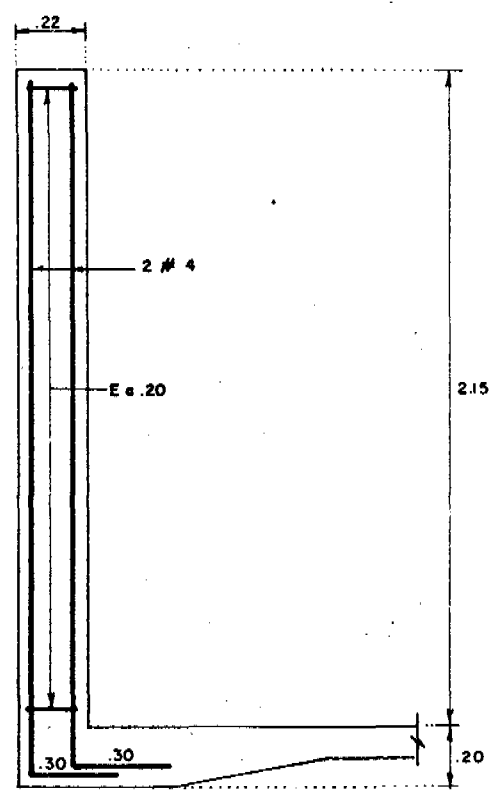


Dibuat oleh Luis Afokao Bejarano

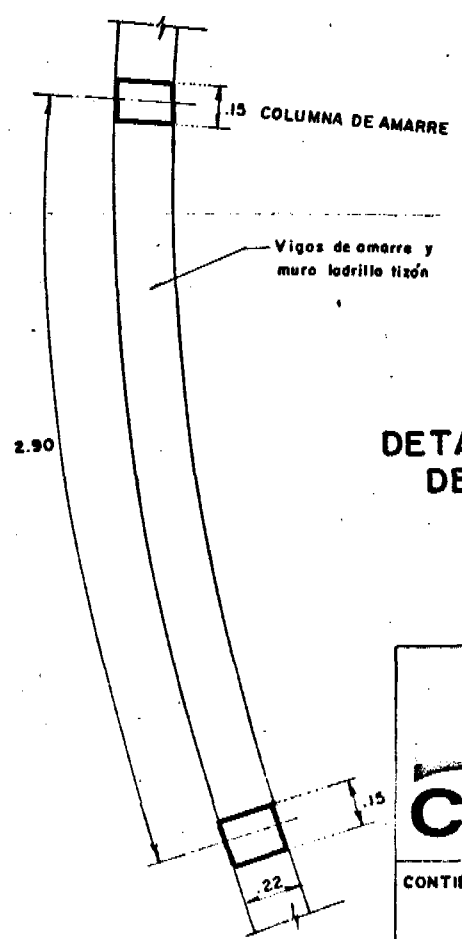
flujo de fondos.



DETALLE VIGAS DE AMARRE
ESCALA 1 : 25



DETALLE ANCLAJE EN LOSA
ESCALA 1 : 25



DETALLE COLUMNAS DE AMARRE
ESCALA 1 : 30

ABASTECIMIENTO DE AGUA
ESTUDIO, DESARROLLO Y PROMOCION DE LA
TECNOLOGIA DE FILTRACION LENTA EN ARENA
CONVENIO UNIVALLE - CIR N°35-861

Cinara

CONTIENE :

VEREDA LA SIRENA
PLANTA DE FILTRACION LENTA EN ARENA
CORTES Y DETALLES ESTRUCTURALES

CENTRO
INTERNACIONAL
DE REFERENCIA
La Haya-Holanda

CONCLUSIONES

Las actividades desarrolladas en torno al diseño y construcción de sistemas de tratamiento por filtración lenta en arena y su inter-relación con otros campos de conocimiento han permitido:

1. La necesidad de considerar procesos de transferencia de tecnología y su adaptación acorde a las condiciones propias de la región.
2. Considerar el diseño como una actividad de identidad cultural, creativa y de apropiación de conocimiento en un campo específico.
3. Incluir a la comunidad desde la planeación hasta la administración de los sistemas y su aporte en la toma de decisiones.
4. Considerar la filtración lenta en arena como una alternativa de potabilización de agua perfectamente viable acorde nuestras condiciones socio económicas, culturales y ambientales.
5. La necesidad de proyectar alternativas de pretratamiento a fin de mejorar la calidad de agua previa a los filtros lentos, de tal manera que se aumentan las carreras de filtración.

6. Integrar el diseño con su entorno socio cultural y ambiental.
7. Al diseñar un proyecto de tratamiento de agua, necesariamente considerar la integralidad de un sistema de abasto.
8. La realización de un diseño requiere necesariamente de planeación, criterio y de información confiable.
9. Es fundamental el manejo de costos acorde con las realidades y posibilidades locales y regionales. Cada situación es específica y amerita un análisis en el aprovechamiento de sus recursos.
10. Los aportes tecnológicos locales y regionales asociados al diseño, construcción, operación, mantenimiento, administración, etc., son fundamentales ya que permiten la apropiación e identificación del proyecto, con la realidad local y su entorno socio cultural y ambiental.

BIBLIOGRAFIA

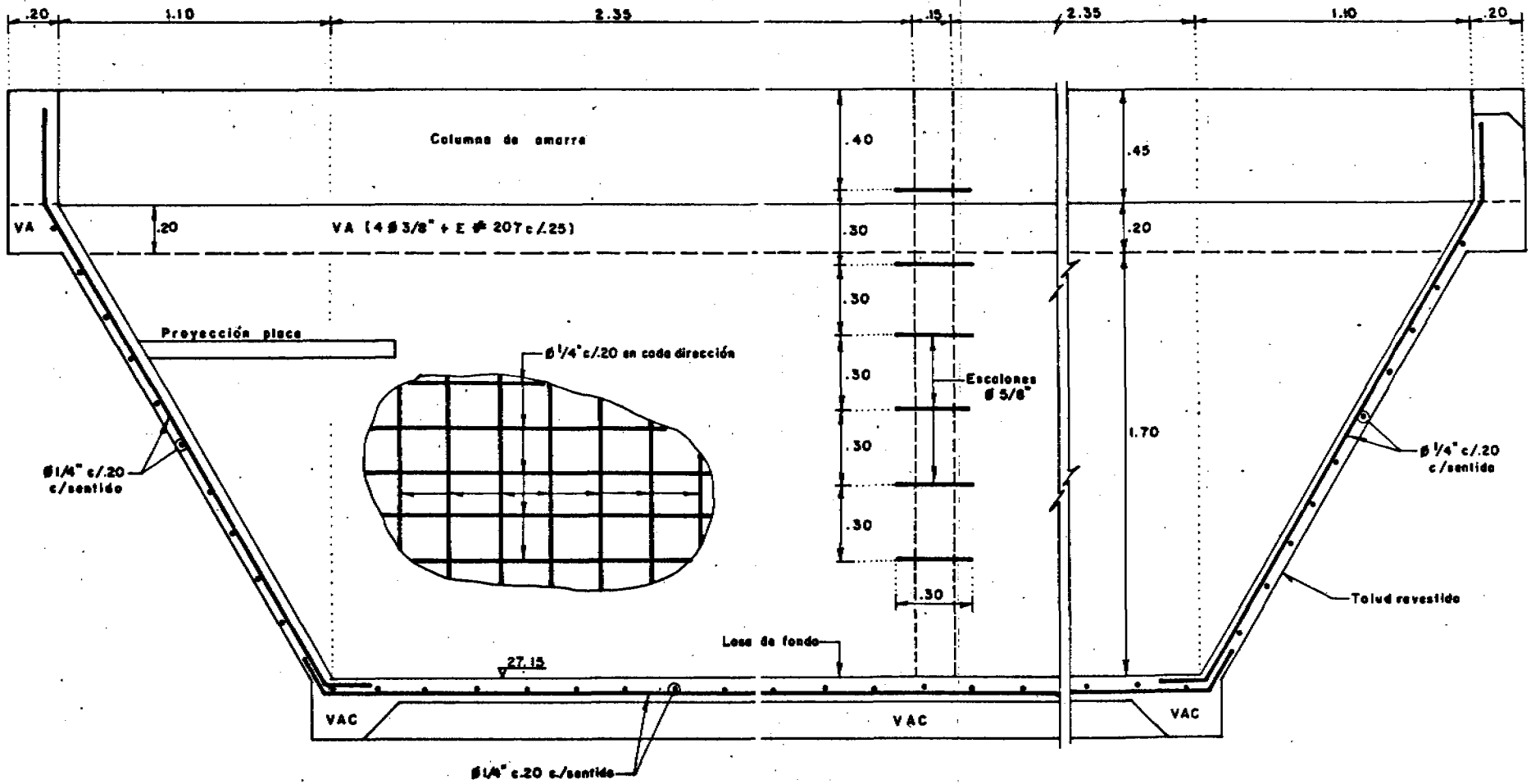
1. Galvis, G. et al (1989). Proyecto Integrado de Investigación y Demostración en Filtración Lenta en Arena. Información Final, CINARA, Cali, Colombia.
2. Galvis, G. and Visscher, (1987). Filtración Lenta en Arena y Pretratamiento. Tecnología para Potabilización. A joint publication by Universidad del Valle, Colombia. Ministerio de Salud, Colombia. IRC, The Hague, The Netherlands.
3. Graham, N. J. D (1988). Slow Sand Filtration: Recent Developments in Water Treatment Technology. Compiled from presentations made at the International Seminar on Advances in Slow Sand Filtration, Imperial College, London, 23-25 November 1988, Ellis Horwood, United Kingdom.
4. Huisman, L. Prof. dr. ir. (1986). Slow Sand Filtration, Delft University of Technology, The Netherlands.
5. Paramasivam, R., Mhaisalkar, V.A., and Berthouex, P.M. (1981). Slow Sand Filter Design and Construction in Developing Countries. NEERI. article in AWWA, 73 (4), USA.
6. Smet, J.E.M., Visscher, J. T. ed. (1989). Pre-Treatment

methods for community water supply: An overview of techniques and present experience. IRC, The Hague, The Netherlands.

7. Sundaresan, B. B. and Paramasivam, R. (1982). Slow Sand Filtration Research and Demonstration Project - India. NEERI, Nagpur, India.

8. Visscher, J. T., Veenstra, S. (1985). Slow sand Filtration; Manual for Caretakers. Training Series No. 1. IRC, The Hague, The Netherlands.

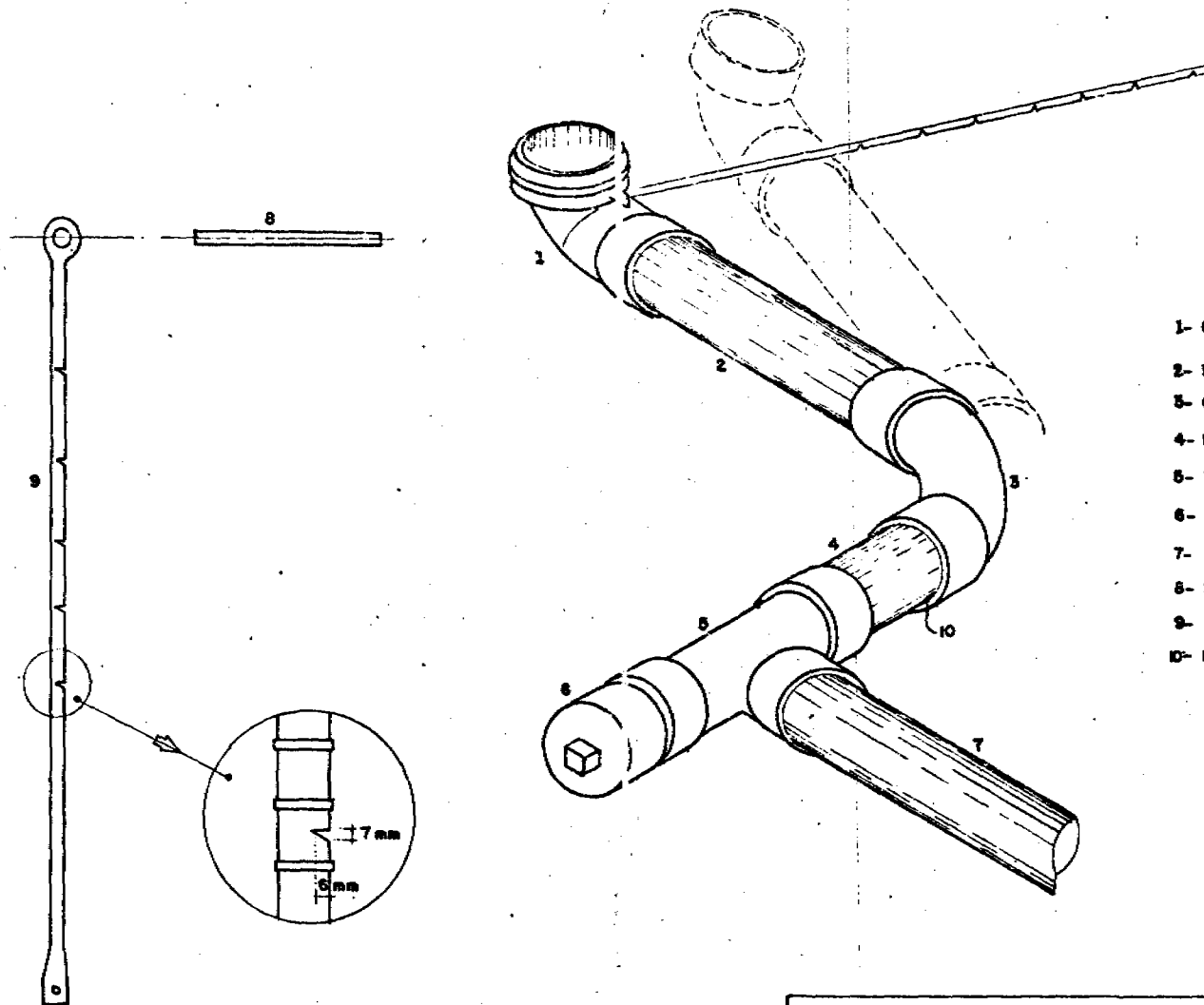
9. Veisscher, J. T., Paramasivam, R., Raman, A., Heijnen, H. A. (1987). Slow Sand Filtration for Community Water Supply; Planning, design, construction, operation and maintenance. Technical paper No. 24. IRC, The Hague, The Netherlands.



ABASTECIMIENTO DE AGUA
 ESTUDIO, DESARROLLO Y PROMOCION DE LA
 TECNOLOGIA DE FILTRACION LENTA EN ARENA
 CONVENIO UNIVALLE - CIR Nº 35 - 861



CONTIENE: CORREGIMIENTO DE SANTA MARIA - CAUCA
 PLANTA DE FILTRACION LENTA EN ARENA
 CORTE - LONGITUDINAL



- 1- CODO PVC SANIT. 6" x 45° CxC
- 2- NIPLE PVC SANIT. 6" x L
- 3- CODO PVC SANIT. 6" x 90°
- 4- NIPLE PVC SANIT. 6" x 15 cm
- 5- TEE PVC SANIT. 6"
- 6- ADAPTADOR DE LIMPIEZA PVC SANIT.
- 7- NIPLE PASAMURO PVC SANIT.
- 8- LISTON DE MADERA
- 9- VARILLA CORRUGADA 6 3/4"
- 10- EMPAQUE PLASTICO

**DETALLE DE REBOSE Y DESAGUE DE SOBRENADANTE
PARA FILTROS LENTOS**

ABASTECIMIENTO DE AGUA
ESTUDIO, DESARROLLO Y PROMOCION DE LA
TECNOLOGIA DE FILTRACION LENTA EN ARENA
CONVENIO UNIVALLE - CIR N°35-861

Cinara

CENTRO
INTERNACIONAL
DE REFERENCIA
La Haya-Holanda

CONTIENE:
DETALLE DEL CUELLO DE GANSO

SEMINÁRIO INTERNACIONAL SOBRE MELHORAMENTO DE QUALIDADE
DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO

UNIVERSIDAD DEL VALLE - CALI , COLOMBIA

NOVIEMBRE, 3 - 8, 1991

AVANÇOS NA FILTRAÇÃO LENTA COM MANTAS SINTÉTICAS

LUIZ DI BERNARDO, NIGEL J. D. GRAHAM and JOSÉ E. S. PATTERNIANI

RESUMO

O presente trabalho consiste numa revisão dos principais avanços alcançados recentemente sobre o uso de mantas sintéticas não tecidas na filtração lenta de águas de abastecimento, tomando-se por base, as investigações experimentais realizadas recentemente no Brasil e Inglaterra.

Mediante o uso de mantas, o desempenho de filtros lentos lentos pode melhorar consideravelmente, em termos do aumento da carreira de filtração, que chega a ser cinco vezes mais longa. A operação de limpeza é facilitada, além da possibilidade da redução da espessura da camada de areia para valores bem menores que os convencionalmente utilizados.

Os autores desejam expressar seus agradecimentos ao CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico e à FINEP - Financiadora de Estudos e Projetos pelo apoio recebido.

AVANÇOS NA FILTRAÇÃO LENTA COM MANTAS SINTÉTICAS

LUIZ DI BERNARDO, NIGEL J. D. GRAHAM and JOSÉ E. S. PATERNIANI

INTRODUÇÃO

Dentre as diversas tecnologias de tratamento de águas para abastecimento público, a filtração lenta em areia destaca-se por não requerer o uso de coagulantes, ser de simples construção, não exigir pessoal altamente qualificado para a operação e manutenção e apresentar custos relativamente baixos quando a área não é fator limitante, principalmente para comunidades de pequeno porte.

Entretanto, o uso dessa tecnologia com sucesso depende fundamentalmente da qualidade da água bruta, sendo inviável o seu emprego quando a turbidez ou cor verdadeira assumem valores relativamente altos. Ademais, a qualidade da água produzida é, também, outra limitação, principalmente nos países em que a turbidez e a cor aparente são limitadas a, respectivamente, 1 UT e 5 UH. Muitos pesquisadores recomendam o uso da filtração lenta em areia para águas que apresentam turbidez consistentemente inferior a 10 UT devendo, a cor aparente, ser inferior a 20 UH.

Com o fim de adequar a qualidade do afluente aos filtros lentos de areia, surgiram as unidades de pré-filtração em pedregulho e areia grossa, em que se consegue remoções consideráveis de turbidez e microrganismos em geral. Mesmo assim, seria desejável proteger os filtros lentos contra eventuais aumentos de turbidez no afluente aos mesmos, além de facilitar a operação de limpeza, o que se obtém com o uso de mantas sintéticas não tecidas dispostas no topo da camada de areia, além de resultar carreiras de filtração mais longas.

O presente trabalho tem por objetivo apresentar as principais características das mantas e mostrar os avanços resultantes nos últimos anos, decorrentes de investigações realizadas, principalmente, no Brasil e Inglaterra.

CARACTERÍSTICAS DAS MANTAS

Em geral, as mantas são compostas de fibras de poliéster, poliamida polipropileno, polietileno e polivinil, sendo as de polipropileno, as mais indicadas por serem mais resistentes à abrasão, ao calor e raios ultra-violetas e ao ataque de compostos como ácidos, álcalis e agentes oxidantes, misturarem-se facilmente com outras fibras no processo de fabricação, serem livres de grupos polares, o que facilita sua limpeza, e serem de custo mais baixo. As principais propriedades das mantas sintéticas não tecidas são apresentadas no Quadro 1.

QUADRO 1 - PROPRIEDADES DAS MANTAS SINTÉTICAS NÃO TECIDAS

PROPRIEDADE	VALORES	
	máximo	mínimo
espessura (mm)	20	0,36
porosidade	0,99	0,56
diâmetro médio das fibras (μm)	100	27
massa específica da manta (g/cm^3)	0,40	0,02
superfície específica (m^2 / m^3)	36 000	1 100
condutividade hidráulica (mm/s) (#)	47	0,25 (*)

(#) temperatura de 20 ± 2 °C

(*) o escoamento não obedece a lei de Darcy para velocidade de aproximação superior a 0,5 m/h

a) Porosidade e Superfície Específica

Tendo sido demonstrado por Happel (8) que a porosidade dos meios fibrosos não pode ser relacionada com o coeficiente de permeabilidade, o que pode ser visto a seguir, torna-se necessária a sua determinação experimental, conforme mostrado posteriormente. Assumindo que as fibras dos materiais que compõem a manta tenham seção transversal circular, tem-se:

$$\epsilon_0 = 1 - \frac{d_f \cdot S_0}{4} \quad (1)$$

em que :

ϵ_0 : porosidade da menta limpa

d_f : diâmetro médio das fibras (m)

S_0 : superfície específica (m^2/m^3)

A superfície específica para meios granulares é dada por :

$$S_0 = \frac{6 \cdot (1 - \epsilon_0)}{C_e \cdot d} \quad (2)$$

em que :

ϵ_0 : porosidade do meio granular limpo

C_e : coeficiente de esfericidade

d : tamanho dos grãos (m)

S_0 : superfície específica (m^2/m^3)

Para meios granulares, o coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica, pode ser obtido pela equação de Darcy :

$$K_0 = \left(\frac{g}{k \cdot \nu} \right) \cdot \left(\frac{\epsilon_0^3}{S_0^2} \right) \quad (3)$$

em que :

K_0 : condutividade hidráulica (m/s)

g : aceleração da gravidade (m/s^2)

k : constante de Karman-Kozeny (= 4,5)

ν : viscosidade cinemática da água (m^2/s)

ϵ_0 : porosidade

S_0 : superfície específica (m^2/m^3)

A equação 3 não deve ser empregada para valores de ϵ_0 superiores a 0,70, pois a constante de Karman-Kozeny, k , varia muito, o que pode ser visto nas figuras 1 e 2.

A porosidade das mantas pode ser obtida experimentalmente através de :

$$\epsilon_o = \frac{V_f}{V_t} \quad (4)$$

em que:

V_f : volume dos fios que compõem a manta (cm^3)

V_t : volume de fios + volume de vazios (cm^3)

O volume de fios e o volume total podem ser obtidos por:

$$V_f = \frac{M_f}{\rho_f} \quad (5)$$

$$V_t = \frac{M_m}{\rho_m} \quad (6)$$

em que :

M_f : massa dos fios (g)

M_m : massa da manta (g)

ρ_f : massa específica dos fios (g/cm^3)

ρ_m : massa específica da manta (g/cm^3)

A combinação das equações 4, 5 e 6, fornece :

$$\epsilon_o = 1 - \frac{\rho_m}{\rho_f} \quad (7)$$

O valor de ρ_f é, em geral, obtido em função dos fios que compõem a manta, enquanto que, ρ_m , é determinado experimentalmente, através da medição do volume de um determinado conjunto de mantas e sua respectiva massa. A figura 3 mostra a relação entre a porosidade e a superfície específica para mantas sintéticas não tecidas (equação 1 e dados experimentais) e para um meio granular, areia com tamanho efetivo de 0,5 mm (equação 2).

b) Filtrabilidade

Segundo Mbwette e Graham (10), o coeficiente de filtrabilidade das mantas, λ , pode ser expresso por:

$$\lambda_0 = \frac{n \cdot \alpha \cdot S_0}{\pi} \quad (8)$$

em que :

n : eficiência da coleta de uma fibra

α : eficiência de aderência entre a partícula e a fibra

λ_0 : coeficiente de filtrabilidade para a manta limpa (m^{-1})

Como proposto pela equação 8, o desempenho das mantas depende consideravelmente da área específica, o que pode ser visto na figura 4, em que se tem o coeficiente de filtração inicial em função da superfície específica para d_f igual a $2,26 \mu m$ e velocidade de aproximação de $0,3 m/h$. É também apresentada a variação desses parâmetros para areia comumente utilizada em filtros lentos (tamanho efetivo de $0,3 mm$).

c) Condutividade Hidráulica

Utilizando-se de uma coluna e uma quantidade significativa de mantas superpostas, varia-se a velocidade de aproximação e determina-se a condutividade hidráulica, conforme mostra a figura 5.

d) Resumo das Características de Mantas Sintéticas

O quadro 2 apresenta um resumo das características de cinco mantas brasileiras e uma inglesa, em que se tem os materiais que compõem as mantas, porosidade, superfície específica, condutividade hidráulica, massa específica, etc. O diâmetro dos fios que compõem as mantas está relacionado com uma característica fornecida pelos fabricantes, o Dtex, através da seguinte equação :

$$d_f = \sqrt{\frac{400 \cdot Dtex}{\pi \cdot \rho_f}} \quad (9)$$

QUADRO 2 - RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DAS MANTAS

MANTAS	M1	M2	M3	M4	M5
C O R	VERDE	CINZA	PRETA	BR. LEVE	BR. PESADA
Massa Especí- fica do fio (médio) P_f (g/cm ³)	1,2031	1,1237	0,9835	1,38	1,1215
Massa Especí- fica da Manta (médio) P_m (g/cm ³)	0,10812	0,1235	0,1151	0,1057	0,1713
Porosidade E_o (%)	91,02	89,01	88,29	92,34	84,72
Diâmetro Médio d_f (µm)	37,81	42,43	45,09	23,96	29,58
Superfície Específica S_o (m ² /m ³)	9.500	10.360	10.388	12.788	20.662
Condutividade Hidráulica K (m/s)	7,33	7,01	7,16	4,23	1,31

APLICABILIDADE DAS MANTAS NA FILTRAÇÃO LENTA

Os principais trabalhos experimentais realizados com o fim de estudar a aplicabilidade de mantas sintéticas na filtração lenta foram desenvolvidos na Inglaterra e Brasil, tendo-se notícias de que o primeiro estudo data de 1983. No Quadro 3, tem-se um resumo dos principais trabalhos experimentais realizados em instalações pilotos, resumidos da referência (6).

No Quadro 4, são mostrados os resultados obtidos por Di Bernardo e colaboradores (2, 3, 4, 5) utilizando as mantas M₈ e M₉, cujas características foram apresentadas no Quadro 2.

Com base nos dados constantes do Quadro 3, Graham e Mbvette (6) construíram a figura 6, em que se tem relacionados os seguintes parâmetros: espessura das mantas, superfície específica e fator de aumento na duração das carreiras. O fator de aumento F representa a relação entre a duração da carreira de um filtro com manta, e a de um filtro sem manta, operado em paralelo com o primeiro, com a mesma taxa de filtração. Embora a qualidade do afluente possa influir no valor de F, a figura 6 mostra as regiões correspondentes à importância relativa da superfície específica e espessura das mantas. Para mantas com elevada superfície específica ($> 25\ 000\ m^2/m^3$), a filtrabilidade é tão alta, que, independentemente da espessura, elas causarão um aumento rápido da perda de carga, não havendo benefício algum, não obstante elas evitem a penetração de impurezas na areia. Por outro lado, mantas muito porosas e com valores baixos da superfície específica ($< 3\ 000\ m^2/m^3$), irão aumentar consideravelmente a duração da carreira de filtração, porém, devido à baixa filtrabilidade delas, haverá penetração substancial de partículas na areia, mesmo que as mantas tenham espessura da ordem de 30 mm, o que pode ser visto na figura 7.

A figura 6 sugere que o valor ótimo de F corresponderia a mantas com superfície específica entre $13\ 000$ e $14\ 000\ m^2/m^3$, o que pode ser visto na figura 8. Tanto a figura 7 quanto a 8, sugerem que o fator F varia exponencialmente com a espessura das mantas, embora, para mantas com espessura maior que 30 mm, a limpeza pode se tornar problemática.

QUADRO 3 - RESUMO DOS RESULTADOS DE FILTRAÇÃO LENTA COM MANTAS

(adaptado da ref. 6)

REFERÊNCIA	FONTE DE ABASTECIMENTO (PRÉ-TRATAMENTO)	ÉPOCA DO ANO	TAXA DE FILTRAÇÃO (m^3/m^2d)	MANTA S	E	F
Wheeler e colabor.(1 983)	lagos e captação subsuperficial	outono/ inverno	6,72	1 671	26	3,2
Water Research Center (1 934)	rio Tâmis	inverno/ primavera	5,76	2 546	15	2,0
Bridges (1 985)	rio Tâmis / armazen. e micro-peneiramento	verão	7,2	1 671	13	1,3
				10 609	4,5	1,1
				10 615	8	1,4
				17 600	0,5	0,9
				25 179	0,95	0,9
Mbwette (1 939)	rio Tâmis/ armazen. e micro-peneiramento	verão	7,2	1 671	13	2,2
				1 671	26	4,0
				20 300	13	0,6
				33 238	6,5	0,7
		inverno	3,6	1 671	13	1,6
				14 431	7,2	1,5
				14 431	14,4	2,0
				14 431	21,6	2,0
				33 238	6,5	1,2
		verão/ outono/inverno	3,6			
				13 266	19,2	4,6
		primavera		13 266	28,8	8,3
	rio Tâmis, água decantada	inverno/ primavera	3,6	1 671	26	4,4
				13 266	14,4	2,7
				13 266	24	3,1

S : superfície específica (m^2/m^3)

E : espessura (mm)

F : fator de aumento / diminuição da carreira

QUADRO 4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS COM
MANTAS BRASILEIRAS (12)

FASE	DURAÇÃO (h)					ENSAIO #	FITRO REFERÊNCIA	FATOR	F
	F1	F2	F3	F4	F5				
I	266	208	393	-	-	1	F1		1.477
I						1	F2		1.889
I	261	318	396	-	-	2	F1		1.517
I						2	F2		1.245
I	237	279	443	-	-	3	F1		1.869
I						3	F2		1.588
I	291	295	474	-	-	4	F1		1.629
I						4	F2		1.607
I	317	276	571	-	-	5	F1		1.801
I						5	F2		2.069
II	466	1149	-	-	1124	1	F1	(F2)	2.40
II						1	F1	(F3)	2.412
III	253	340	413	351	343	1	F1	(F2)	1.344
III						1	F1	(F3)	1.632
III						1	F1	(F4)	1.387
III						1	F1	(F5)	1.356
III	322	483	579	482	508	2	F1	(F2)	1.500
III						2	F1	(F3)	1.798
III						2	F1	(F4)	1.497
III						2	F1	(F5)	1.578
III	201	527	577	389	478	3	F1	(F2)	2.622
III						3	F1	(F3)	2.871
III						3	F1	(F4)	1.935
III						3	F1	(F5)	2.378
IV	309	364	-	-	-	1	F1		1.178
IV	403	458	-	-	-	2	F1		1.131
IV	264	407	-	-	-	3	F1		1.542
V	-	-	170	263	-	1	F3		1.547
V	-	-	263	338	-	2	F3		1.28
V	-	-	219	313	-	3	F3		1.429
VI	579	1306	951	-	-	1	F1	(F2)	2.256
VI						1	F1	(F3)	1.642
VI	512	1395	804	-	-	2	F1	(F2)	2.725
VI						2	F1	(F3)	1.570

As figuras de número 9 a 22- mostram resultados do trabalho experimental realizado por Pattermiani (12), com as mantas M₃ e M₅ brasileiras, e que foi dividido em cinco séries (ver Quadro 5).

QUADRO 5 - PROGRAMAÇÃO DO TRABALHO EXPERIMENTAL (REF. 12)

Série	Ensaio	Filtro	Taxa de Filtração (cm ³ /m ² día)	Espessura da Areia (cm)	Utilização de Mantas	Perda de Carga Total Final (cm)
I	1	F ₁	6	80	Não	95
	2	F ₂	6	80	1 M ₃	95
	3	F ₃	6	60	Não	115
	4	F ₄	6	60	1 M ₃	115
	5	F ₅	6	30	1 M ₃	145
II		F ₁	6	30	Não	145
	1	F ₂	6	30	2 M ₃	145
		F ₃	6	60	Não ³	115
		F ₄	6	60	2 M ₃	115
		F ₅	6	30	3 M ₃	145
III	1	F ₁	6	30	Não	145
	2	F ₂	6	30	1 M ₃	145
		F ₃	6	30	2 M ₃	145
		F ₄	6	30	1M ₃ e 1M ₅	145
		F ₅	6	30	2M ₃ e 1M ₅	145
IV	1	F ₁	9	30	Não	145
	2	F ₂	9	30	2M ₃ e 1M ₅	145
	3	F ₃	12	30	Não	145
		F ₄	12	30	2M ₃ e 1M ₅	145
V	1	F ₁	3	30	Não	95
	2	F ₂	3	30	2M ₃ e 1M ₅	95
		F ₃	3	30	1M ₃ e 1M ₅	95

DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

Os objetivos da utilização de mantas sintéticas não tecidas sobre o topo da areia de filtros lentos são concentrar o processo de purificação nas mantas para evitar a necessidade da remoção de areia para limpeza, aumentar a duração da carreira de filtração e reduzir a espessura da camada de areia. A existência de mantas sintéticas com várias combinações de área específica e porosidade permite selecionar aquelas que otimizem o desempenho de uma instalação, especialmente com relação à espessura delas.

Como o processo de purificação é uma combinação complexa de vários mecanismos, biológico, químico e físico, não é possível modelar o desempenho de uma instalação de filtração lenta a partir da teoria da filtração, o que exige a realização de estudos em instalações pilotos para se obter as condições ótimas, o que poderá depender da qualidade da água afluenta.

O fator de aumento é um parâmetro que mostra o quanto se pode estender a duração da carreira de filtração quando são usadas as mantas. Deve-se ressaltar, entretanto, a necessidade de se evitar a penetração de impurezas na areia, o que irá requer a retirada de 1 ou 2 cm da superfície desta para limpeza. Em geral, a combinação de uma ou mais mantas com maior espessura e porosidade e menor superfície específica com outra de menor espessura e porosidade e maior superfície específica, parece conduzir à obtenção de melhores resultados.

Os trabalhos experimentais realizados até o presente mostram claramente que não há a necessidade de se ter camada de areia com espessura maior que 30 cm quando são usadas as mantas, pois a qualidade do efluente produzido é praticamente a mesma, conforme verificado por Pattermiani (12). Com o fim de evitar a penetração de impurezas na areia, a taxa de filtração não deveria exceder $6 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ dia}$, embora, em função da qualidade da água bruta, taxas mais elevadas possam ser usadas.

A remoção de microrganismos, como algas, bactérias, protozoários e metazoários é extremamente elevada nas mantas, o que foi verificado recentemente, por Di Bernardo e colaboradores (4), chegando-se, em alguns casos, à remoção de 90 a 99% daqueles microrganismos citados nas

mantas (2 Ms e 1 Ms).

Apesar das grandes vantagens obtidas com o uso das mantas, ainda persiste o problema relacionado com as variações bruscas da qualidade do afluente, pois, geralmente, os filtros lentos, com ou sem mantas, não absorvem os picos de qualidade, principalmente de turbidez.

Do exposto, conclui-se que :

- a) as mantas sintéticas não tecidas podem ser caracterizadas em termos da porosidade, tamanho das fibras, superfície específica e espessura;
- b) a condutividade hidráulica e a filtrabilidade de uma manta limpa pode ser estimada a partir da teoria da filtração;
- c) os estudos realizados em instalações pilotos sugerem que o desempenho de filtros lentos com mantas depende, principalmente, da superfície específica e espessura das mantas;
- d) a combinação de dois ou mais tipos de mantas é desejável para se otimizar o desempenho de filtros lentos com mantas;
- e) os estudos realizados em instalações pilotos indicam a possibilidade do aumento da duração da carreira de filtração em até cinco vezes quando são usadas as mantas;
- f) é possível reduzir a espessura da camada de areia para cerca de 30 cm quando são usadas as mantas, sem prejuízo à qualidade do efluente produzido;
- g) a remoção de microorganismos, como algas, bactérias, protozoários e metazoários é extremamente alta nas mantas, chegando a valores da ordem de 99 %;
- h) a filtração lenta com mantas e camada de areia reduzida a cerca de 30 cm pode produzir um efluente com qualidade aceitável desde que a turbidez e a cor aparente sejam limitadas a, respectivamente, 5 UT e 20 LH;

BIBLIOGRAFIA

- 1 - DI BERNARDO, L. , GRAHAM, N. J. D. & PATTERNIANI, J. E. S.
Caracterização de Mantas Sintéticas Usadas na Filtração Lenta de Águas de Abastecimento XXii Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental San Juan, Puerto Rico, 1 990
- 2 - DI BERNARDO, L., PATTERNIANI, J. E. S. & GRAHAM, N. J. D.
Investigação Experimental sobre o Uso de Mantas Sintéticas na

Filtração Lenta de Águas de Abastecimento XXII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental San Juan, Puerto Rico, 1 990

- 3 - **DI BERNARDO, L., PATTERNIANI, J. E. S. & GRAHAM, N. J. D.** Fabric-protected Shallow Depth Slow Sand Filters - Preliminary Pilot-plant Investigations Slow Sand Filtration Workshop University of New Hampshire - Durham , 1 991
- 4 - **DI BERNARDO, L., ROCHA, O. E AGGIO, C. A.** Estudo Qualitativo e Quantitativo da Comunidade Biótica Presente em um Sistema de Pré-Filtro e Filtro Lento de Areia com Mantas para Tratamento de Águas de Abastecimento 16^o Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental Goiânia - GO, set. 1 991
- 5 - **DI BERNARDO, L.** Seminário Nacional sobre Pré-filtração e Filtração Lenta de Águas de Abastecimento São Carlos, julho de 1 991
- 6 - **GRAHAM, N. J. D., & MBWETTE, T. S. A.** Protected Slow Sand Filtration: Specification of Non-woven Synthetic Fabric Layers Water Supply , vol. 8, Jonkoping, p: 157, 1990
- 7 - **GRAHAM, N. J. D., MBWETTE, T. S. A. & DI BERNARDO, L.** Fabric Protected Slow Sand Filtration : A review Slow Sand Filtration Workshop University of New Hampshire - Durham , 1 991
- 8 - **HAPPEL, J.** Viscous Flow Relative to Arrays of Cylinders JAIChem.Engr. vol. 5, p: 174-177. june 1959
- 9 - **MBWETTE, T. S. A. & GRAHAM, N. J. D.** Improving the Efficiency of Sand Filtration with Non-woven Synthetic Fabrics Filtration & Separation, jan. - feb. ,p: 48-50, 1 987
- 10- **MBWETTE, T. S. A., STEITIEH, M. A. R. & GRAHAM, N. J. D.** Performance of Fabric-protected Slow Sand Filters Treating a Lowland Surface Water Journal Instn Wat. & Env. Manage. vol. 4, n. 1, p: 512 - 61, feb. 1 989
- 11- **MBWETTE, T. S. A. & GRAHAM, N. J. D.** Pilot Plant Evaluation of Fabric-protected Slow Sand Filters In: N. J. D. Graham Ed. Slow Sand Filtration Ellis Horwood, Chichester, p: 305 - 329, 1 988
- 12- **PATTERNIANI, J. E. S.** Utilização de Mantas Sintéticas não Tecidas na Filtração Lenta de Águas de Abastecimento Tese de Doutorado Biblioteca da EESC-USP , São Carlos, set. 1 991

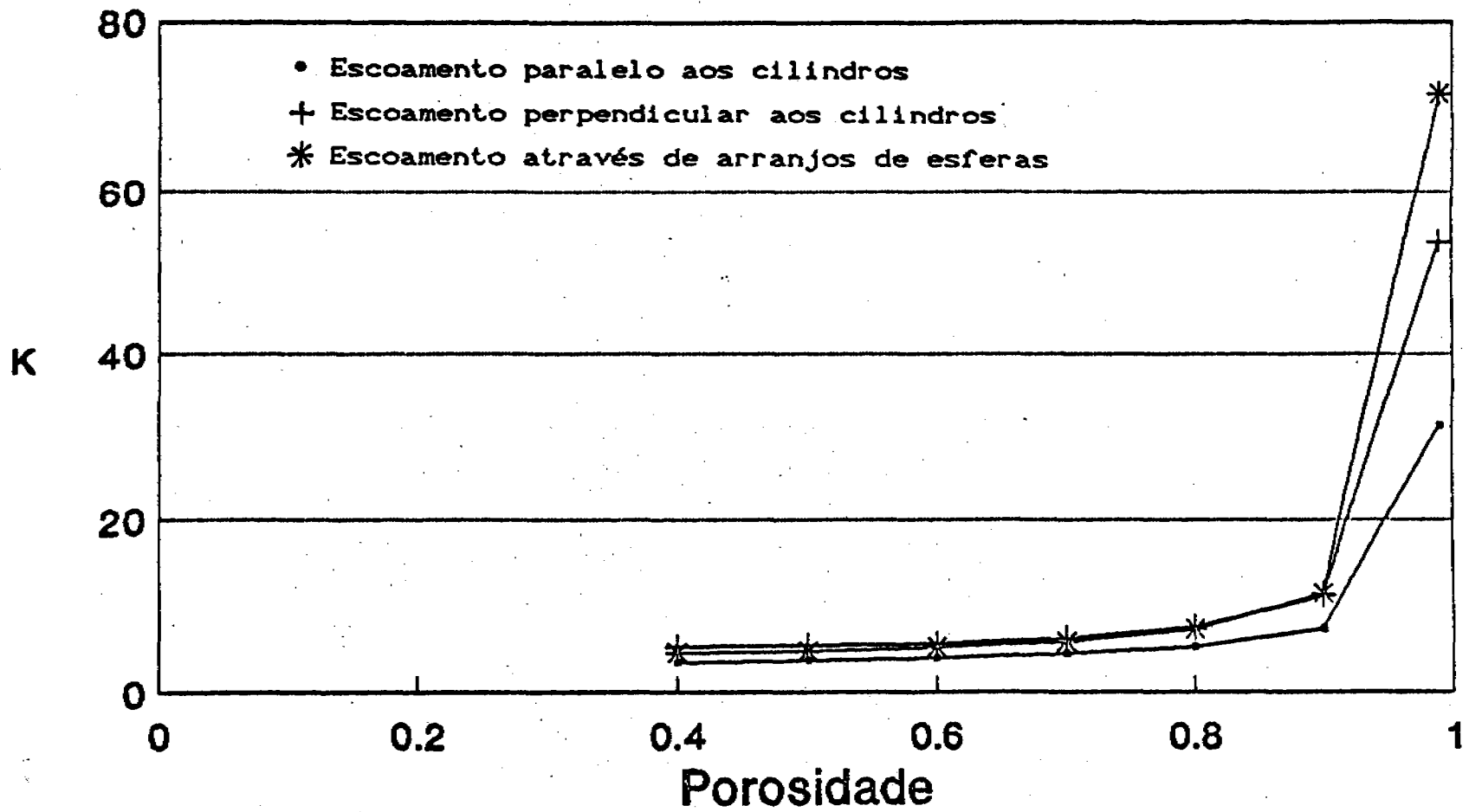


Figura 1 - Valores da constante de Kozeny em relação a porosidade para escoamentos em arranjos de cilindros e esferas. HÄPPEL (1959).

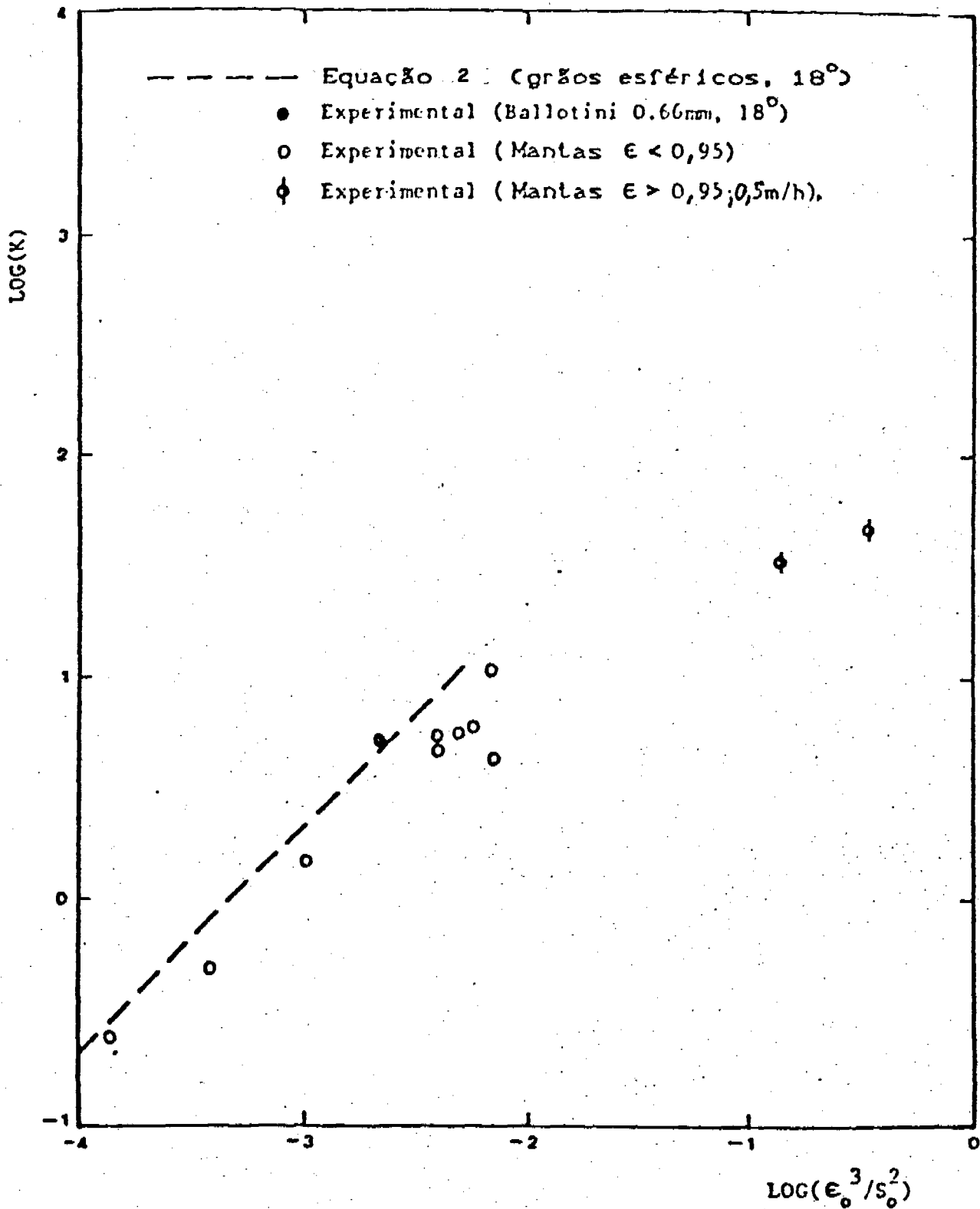


Figura 2 - Relação entre a equação 3.9 e os valores experimentais de ϵ_0 , S_0 e K das mantas. MBWETTE & GRAHAM (1987).

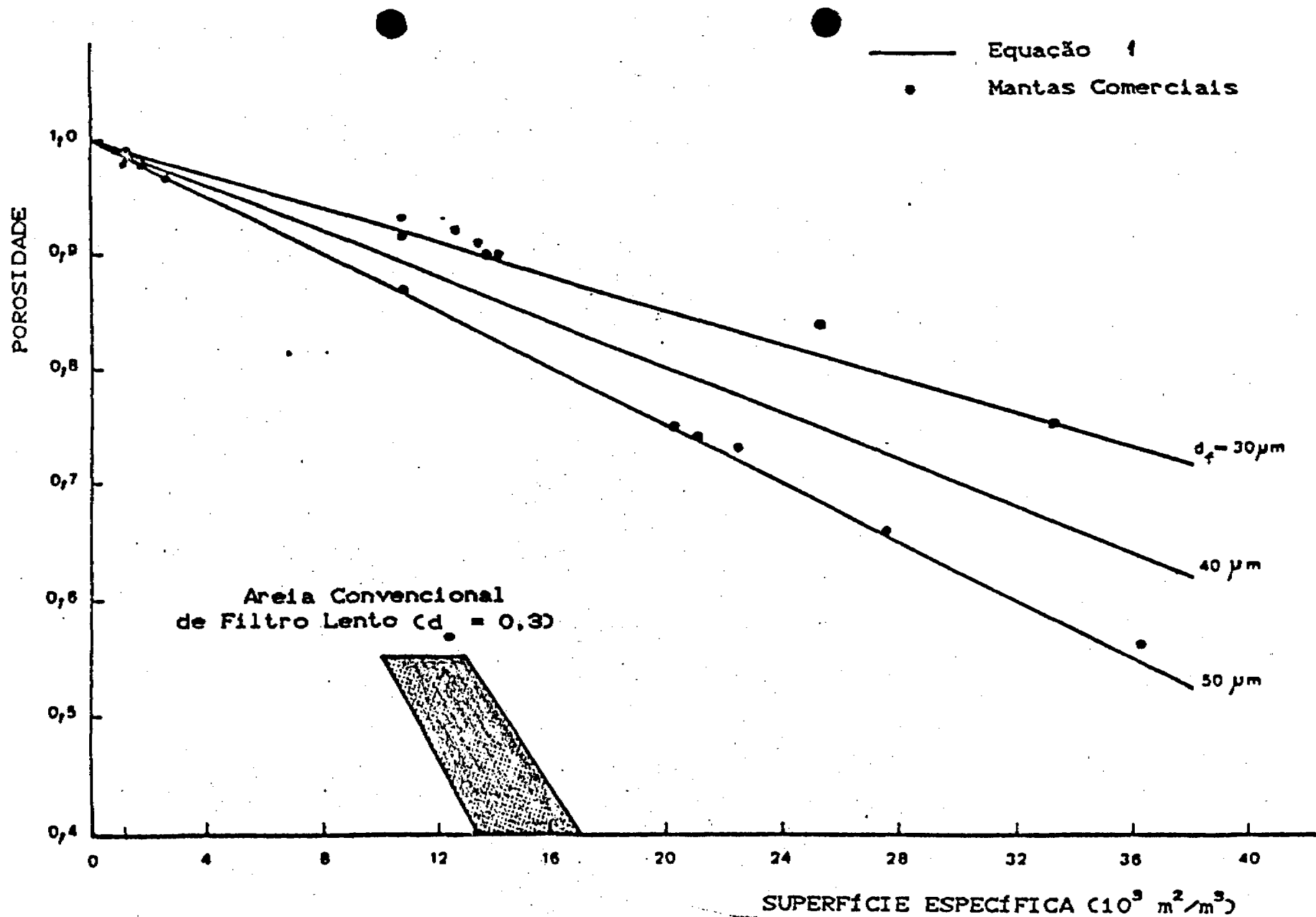


Figura 3 - Relação entre a porosidade e a superfície específica para as mantas e para a areia.

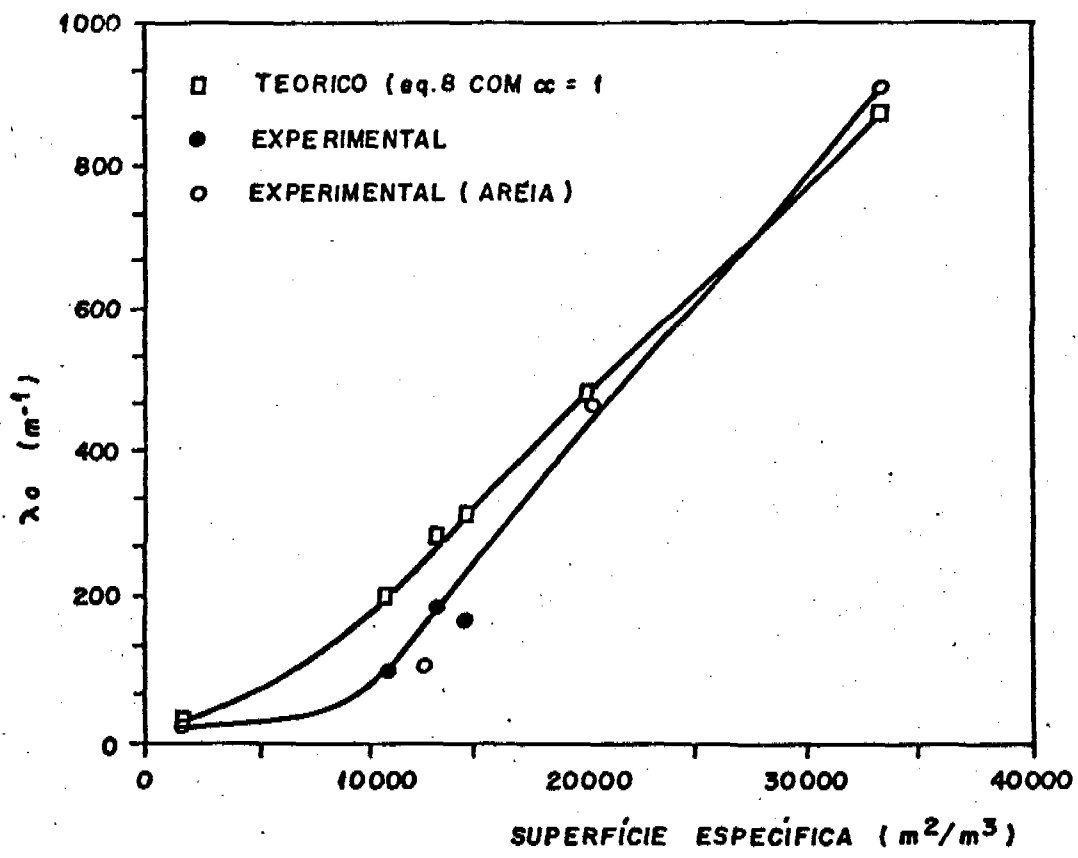


FIGURA 4 - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE λ_0 COM A SUPERFÍCIE ESPECÍFICA DE MANTAS SINTÉTICAS NÃO TECIDAS ($df = 2.26 \mu m$, TAXA = 7,2 m/d)

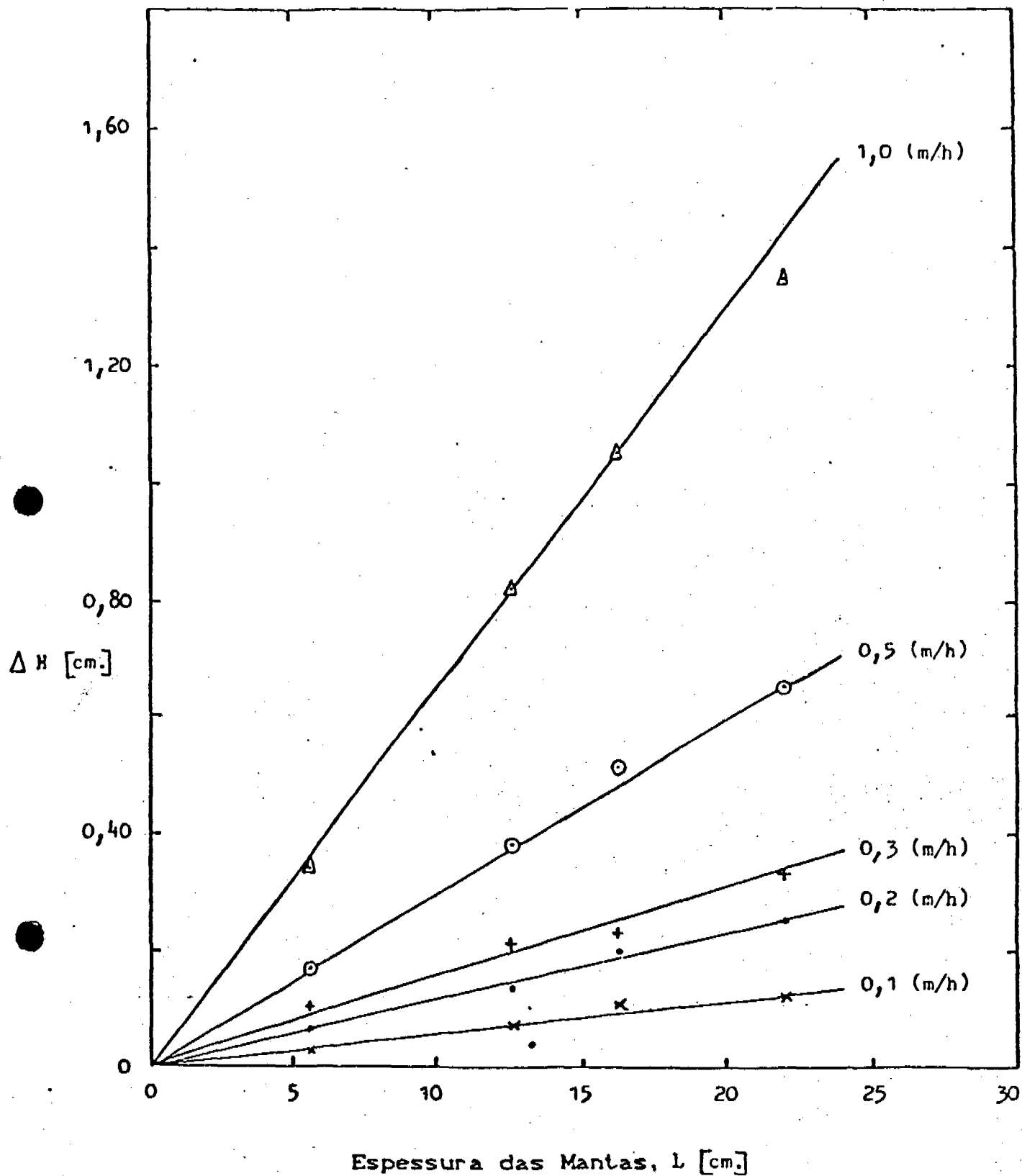


Figura 5 - Perda de carga nas mantas. GRAHAM (1987).

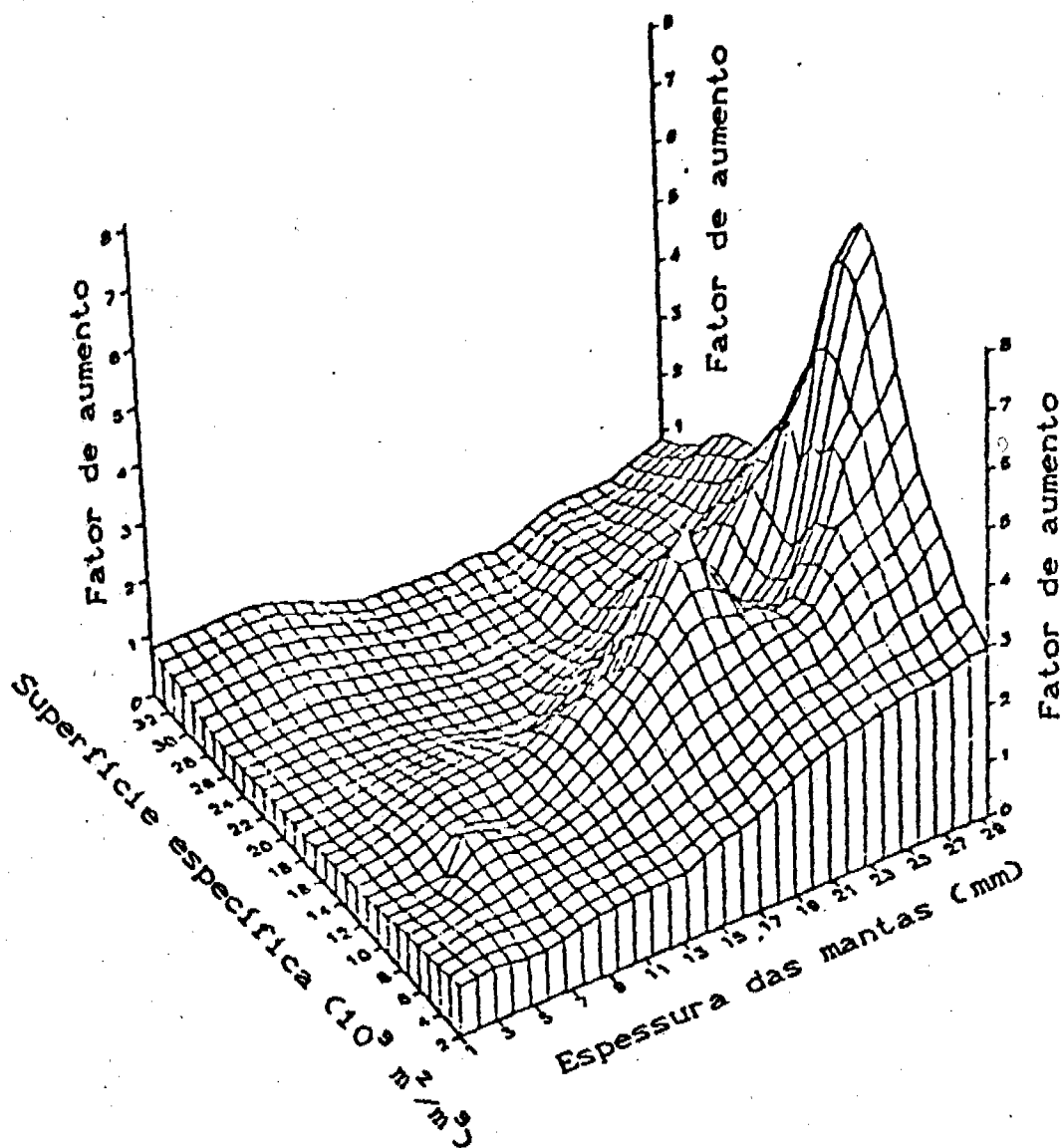


Figura 6 - Variação do fator de aumento na duração da carreira de filtração com a espessura e a superfície específica das mantas (dados da Tabela 3.3). GRAHAM & MBWETTE (1990).

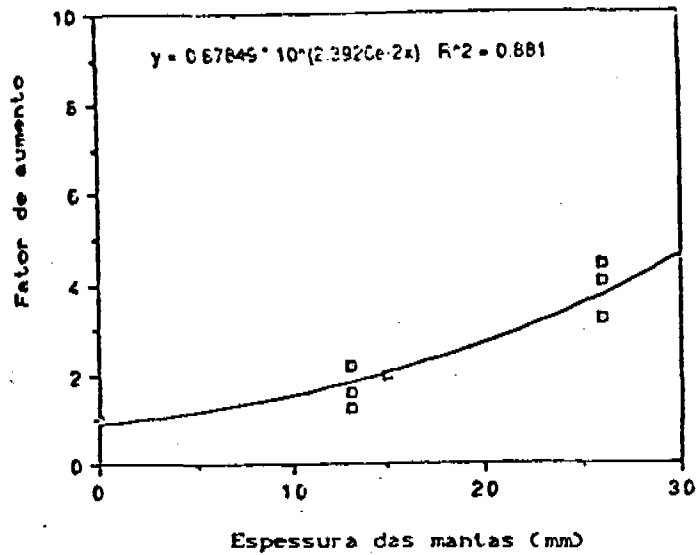


Figura 7 - Variação do fator de aumento com a espessura das mantas com superfície específica entre 1671 a 2546 m^2/m^3 . GRAHAM & MBWETTE (1990).

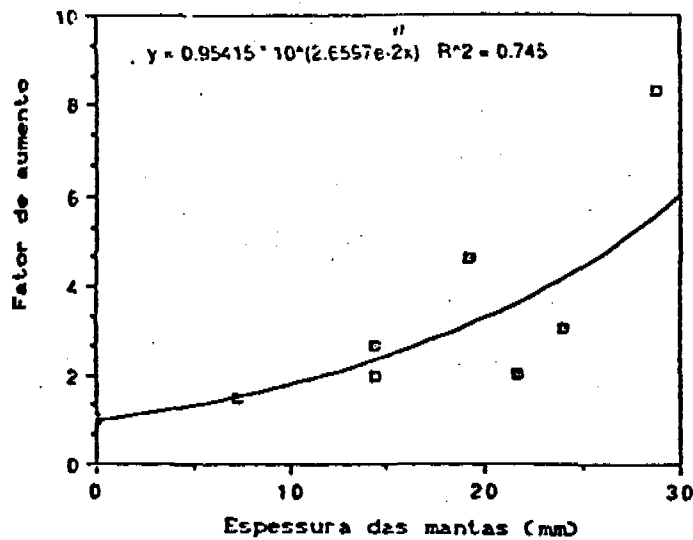


Figura 8 - Variação do fator de aumento com a espessura das mantas com superfície específica entre 13266 a 14431 m^2/m^3 . GRAHAM & MBWETTE (1990).

FIG. 17 : VARIACÃO DA TURBIDEZ, COR APARENTE, CONCENTRAÇÃO DE FERRO E MANGANES E NMP DE COLIFORMES TOTAIS DURANTE A CARREIRA DE FILTRAÇÃO PARA AS SEGUINTES CONDIÇÕES :

SÉRIE I TAXA DE FILTRAÇÃO ESPESSURA DO MEIO FILTRANTE F₅: 1M₃
 ENSAIO: 1 6 m³/m².DIA 30 cm

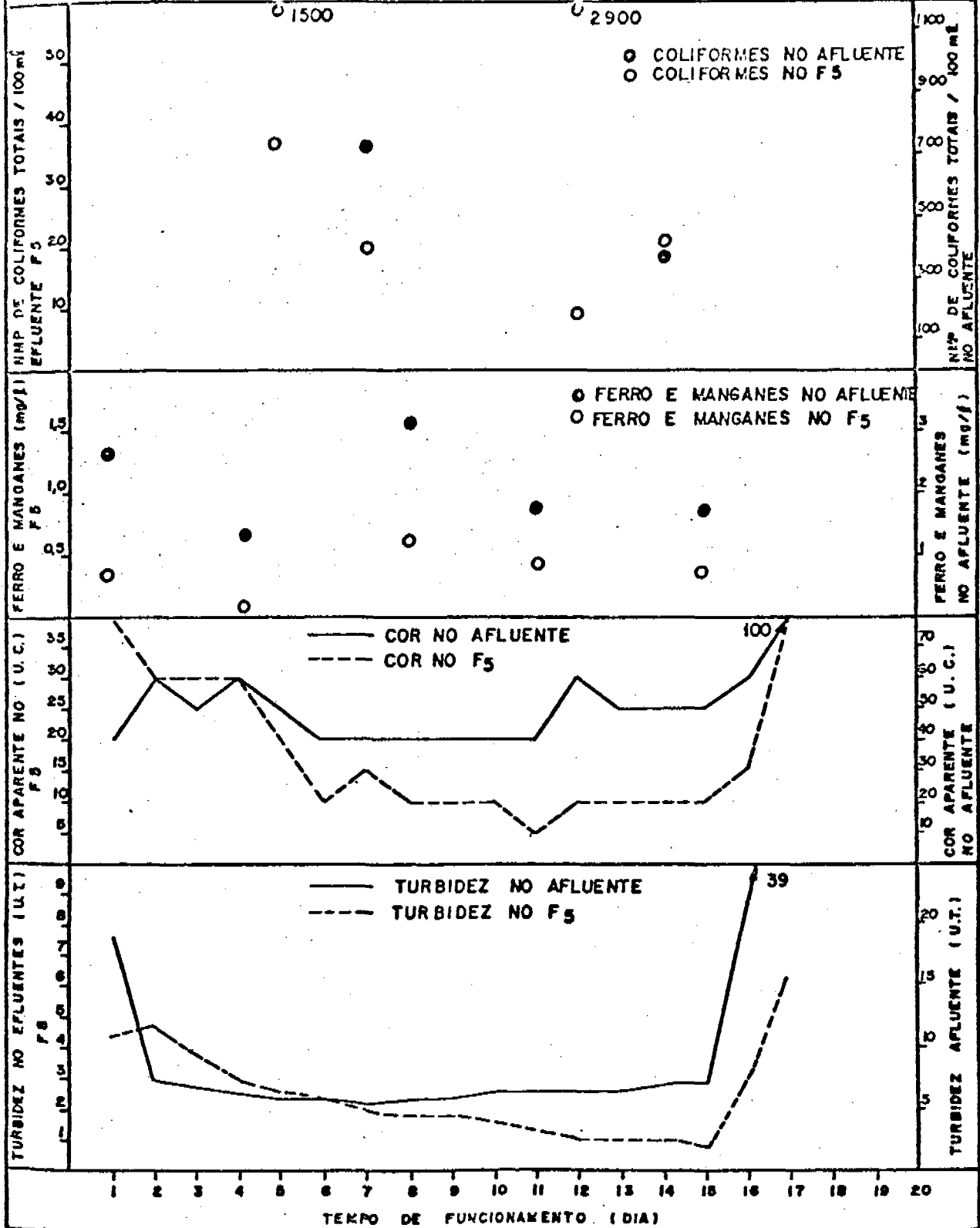


FIG. 16 : VARIAÇÃO DA TURBIDEZ, COR APARENTE, CONCENTRAÇÃO DE FERRO E MANGANES E NMP DE COLIFORMES TOTAIS DURANTE A CARREIRA DE FILTRAÇÃO PARA AS SEGUINTESS CONDIÇÕES:

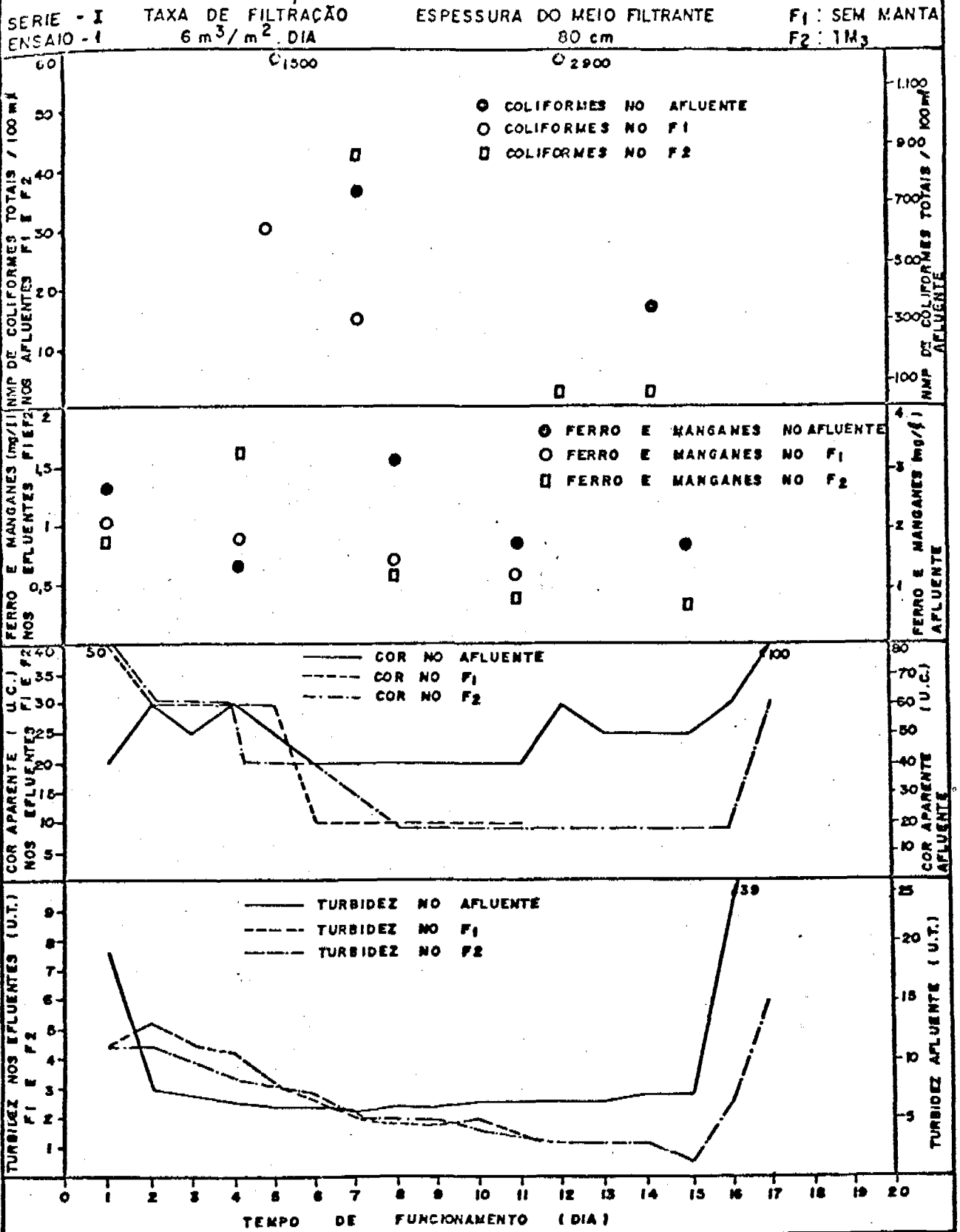


FIG.- 15 - VARIAÇÃO DA PERDA DURANTE A CARREIRA DE FILTRAÇÃO PARA AS SEGUINTE CONDIÇÕES :

SÉRIE - V TAXA DE FILTRAÇÃO ESPESURA DO MEIO FILTRANTE F1 - SEM MANTA
 ENSAIO - 2 $3 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{DIA}$ 30 cm F3 - 1M3 • 1M5

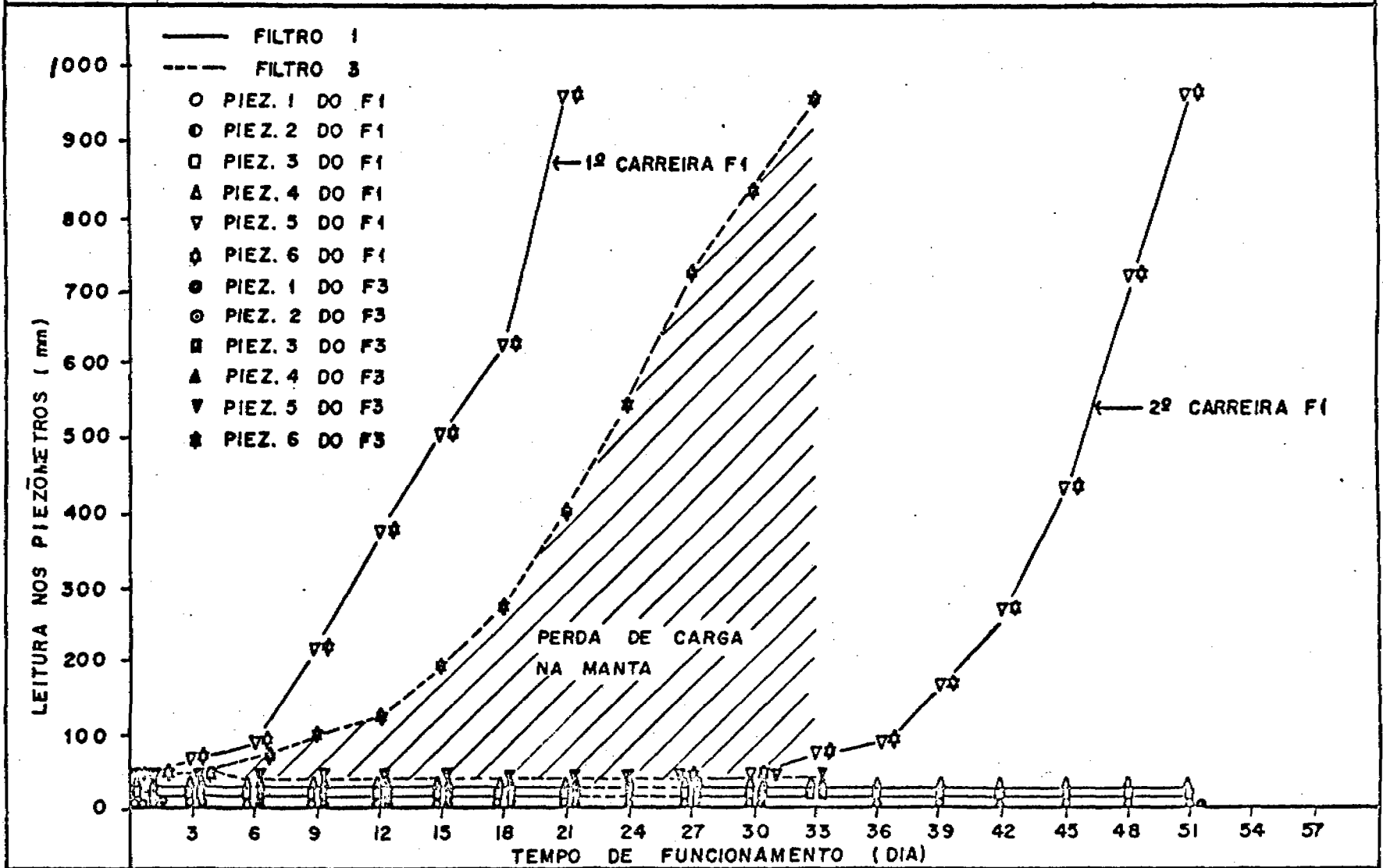


FIG. 18 - VARIACÃO DA TURBIDEZ, COR APARENTE, CONCENTRAÇÃO DE FERRO E MANGANES E NMP DE COLIFORMES TOTAIS DURANTE A CARREIRA DE FILTRAÇÃO PARA AS SEGUINTE CONDICOES

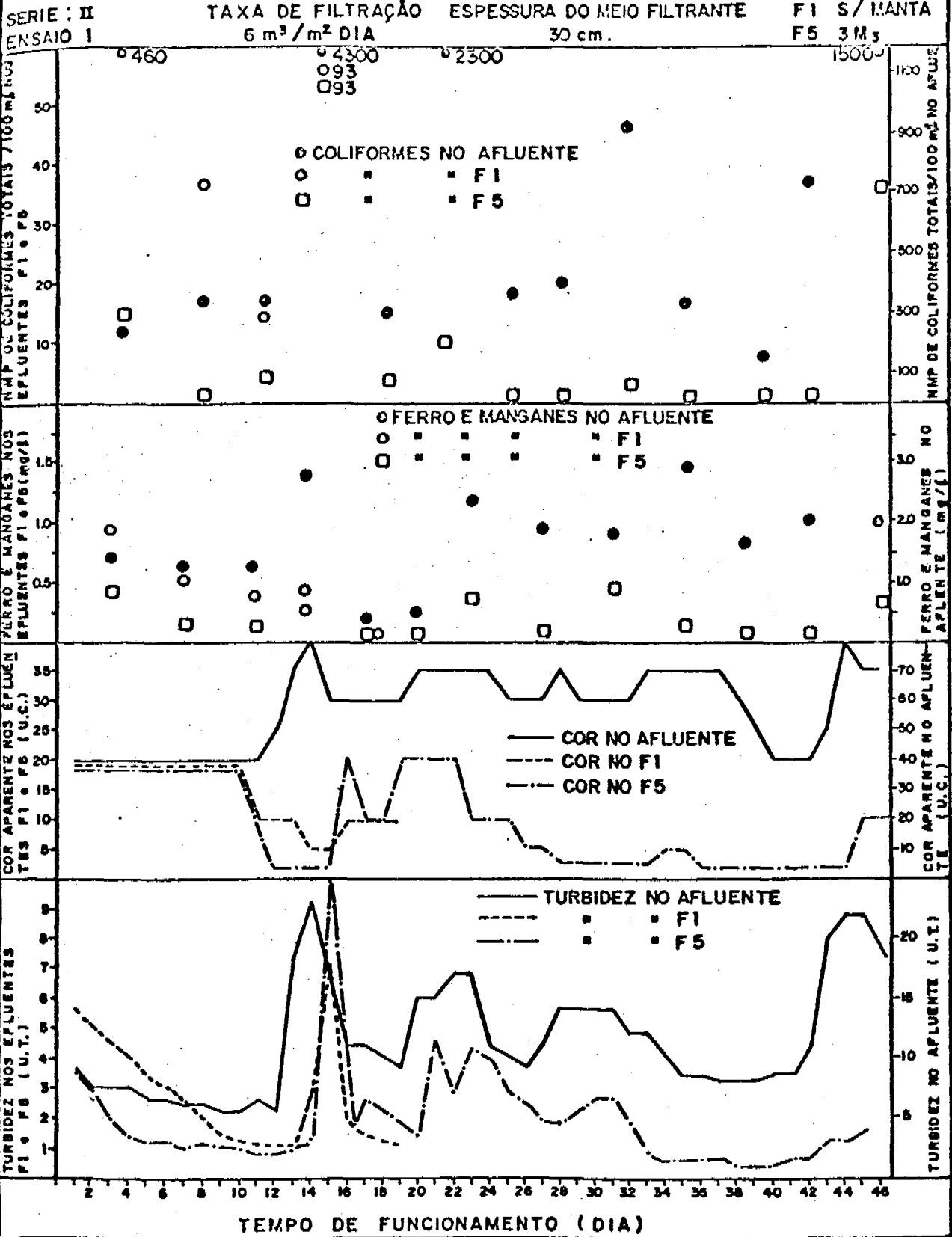


FIG. 19 - VARIACÃO DA TURBIDEZ, COR APARENTE, CONCENTRAÇÃO DE FERRO E MANGANES E NMP DE COLIFORMES TOTAIS, DURANTE A CARREIRA DE FILTRAÇÃO PARA AS SEGUINTE CONDICOES:

SÉRIE III TAXA DE FILTRAÇÃO 6 m³/m². DIA ESPESSURA DO MEIO FILTRANTE 30 cm F1 - SEM MANTA F5 - 2M₃ e 1M₅

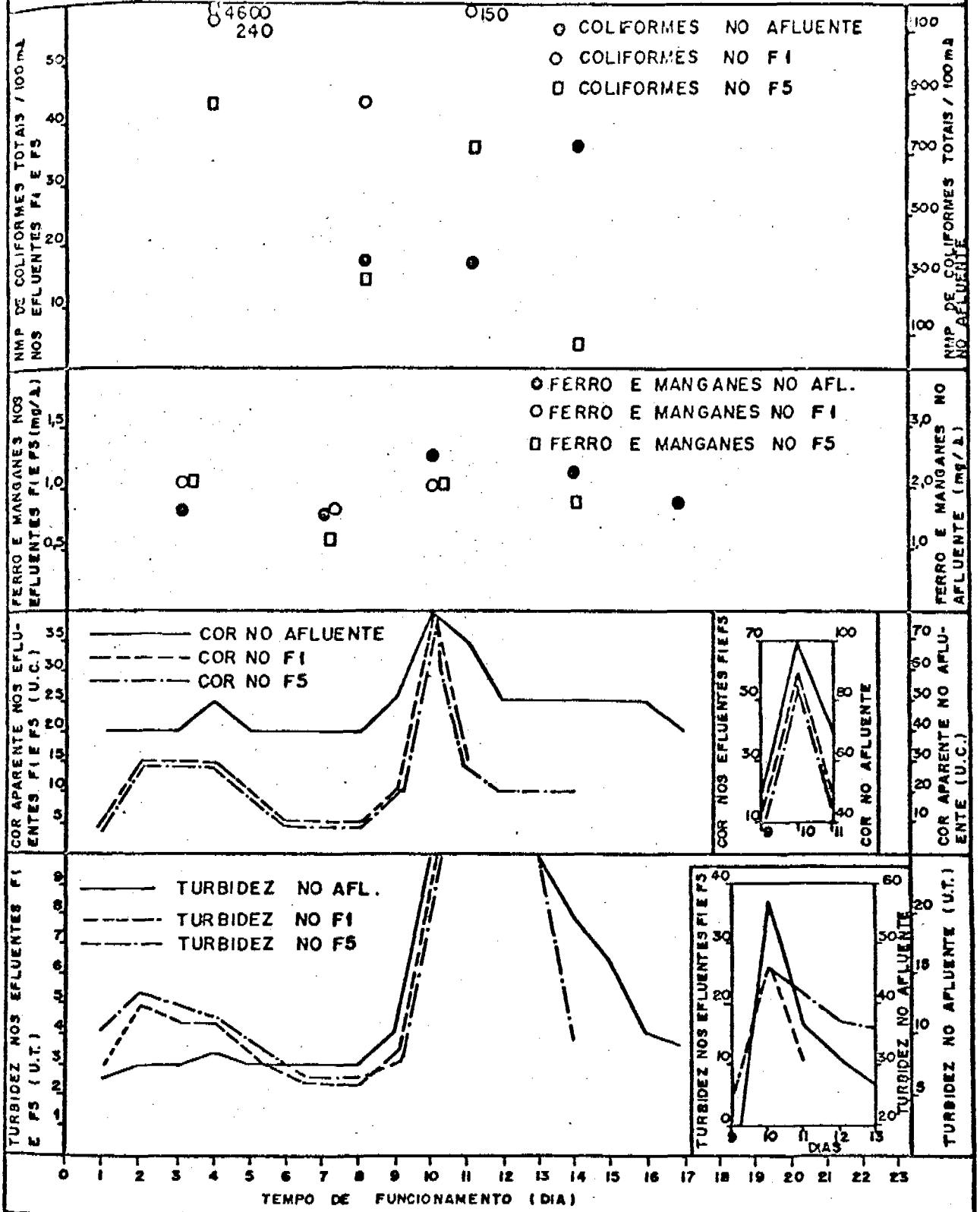


FIG. 20 - VARIAÇÃO DA TURBIDEZ, COR, ÁPARENTE, CONCENTRAÇÃO DE FERRO E MANGANES E NMP DE COLIFORMES TOTAIS DURANTE A CARREIRA DE FILTRAÇÃO PARA AS SEGUINTE CONDIÇÕES:
 SÉRIE - IV TAXA DE FILTRAÇÃO 9 m³/m². DIA ESPESSURA DO MEIO FILTRANTE F1 - SEM MANTA 30 cm F2 - 2 M3 e 1 M5
 ENSAIO - I

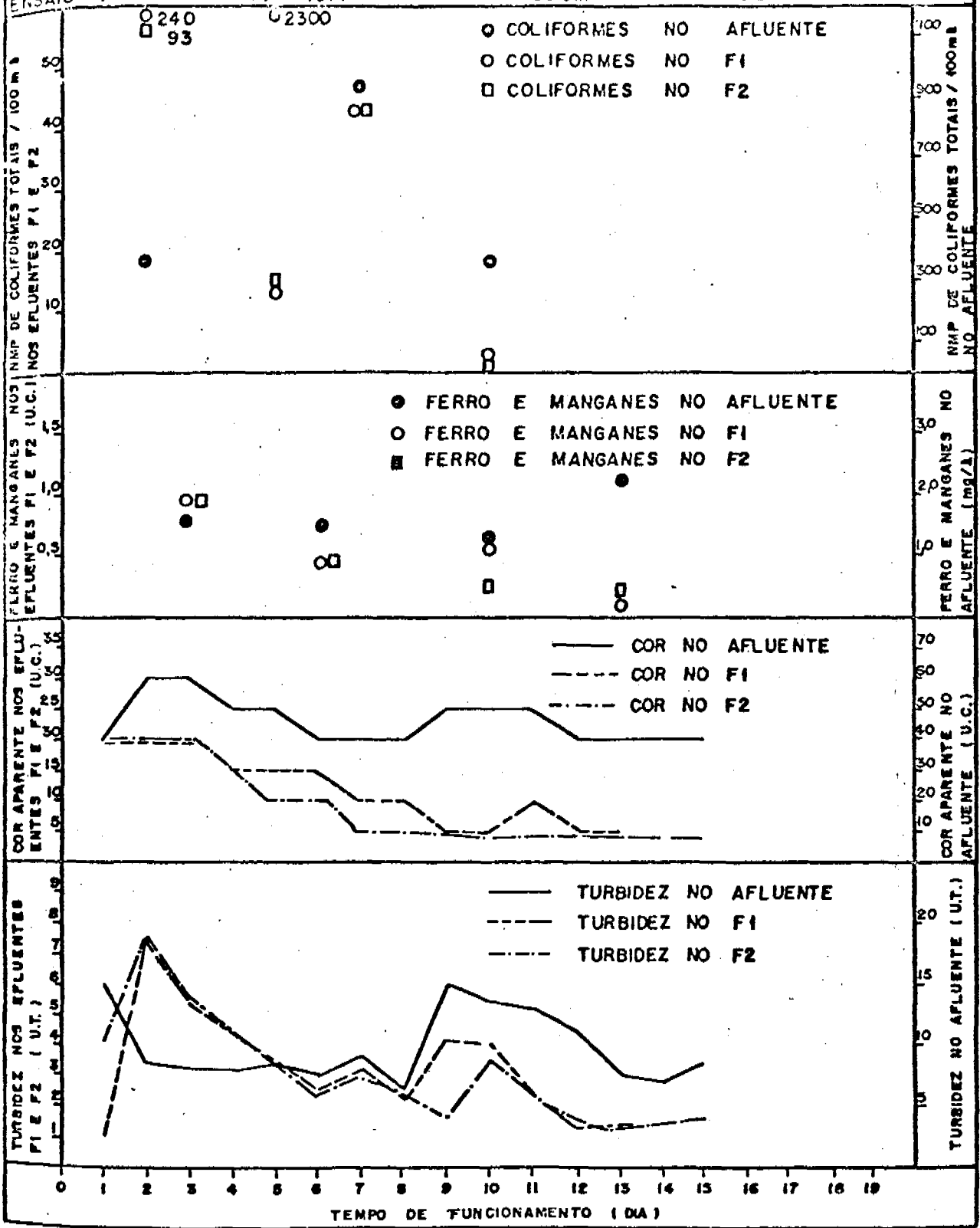


FIG. 21 - VARIAÇÃO DA TURBIDEZ, COR APARENTE, CONCENTRAÇÃO DE FERRO E MANGANES E NMP DE COLIFORMES TOTAIS DURANTE A CARREIRA DE FILTRAÇÃO PARA AS SEGUINTE CONDÇÕES:
 SÉRIE - IV TAXA DE FILTRAÇÃO ESPESSURA DO MEIO FILTRANTE F3 - SEM MANTA
 ENSAIO - I 12 m³/m². DIA 30 cm F4 - 2M3 e 1M5

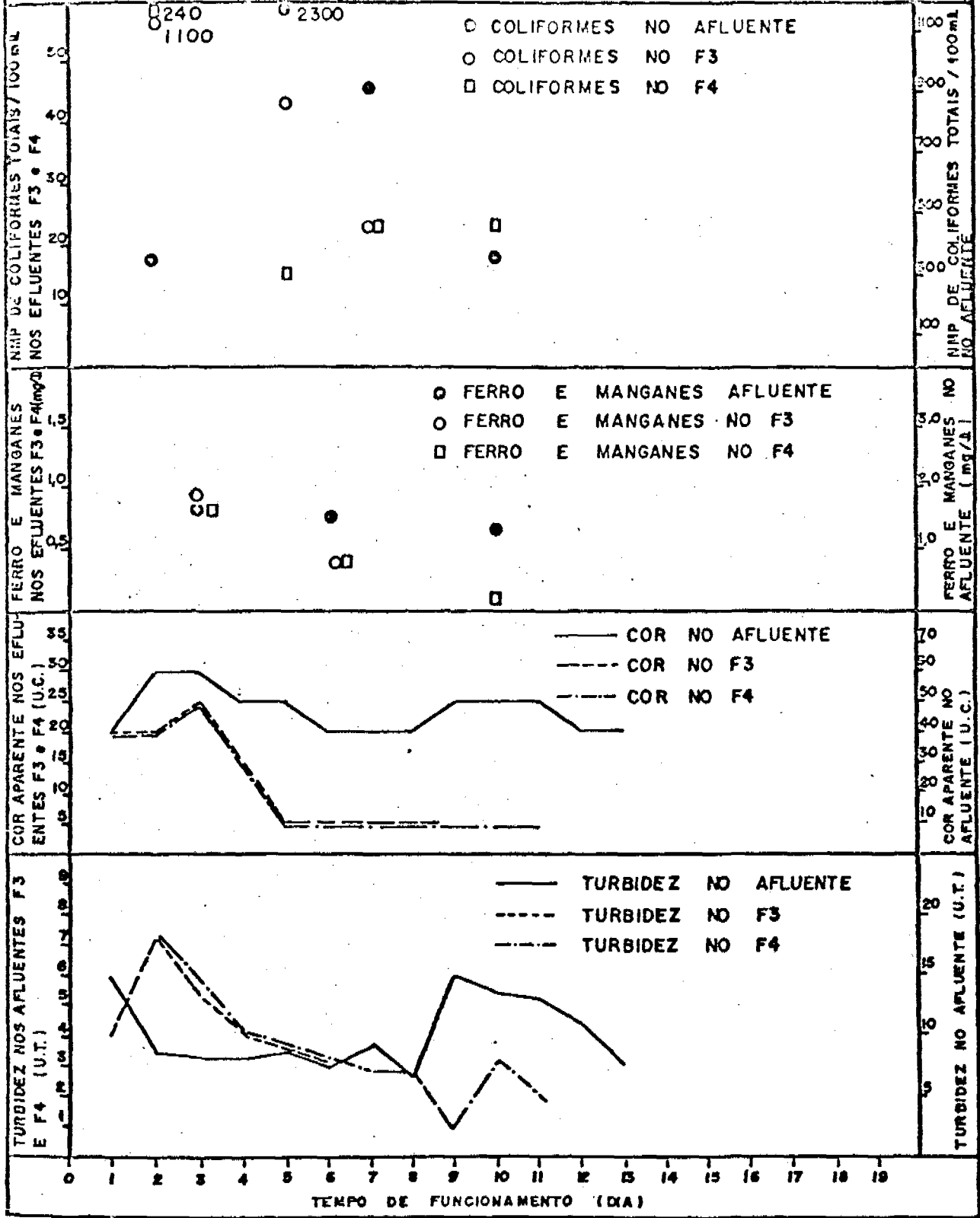
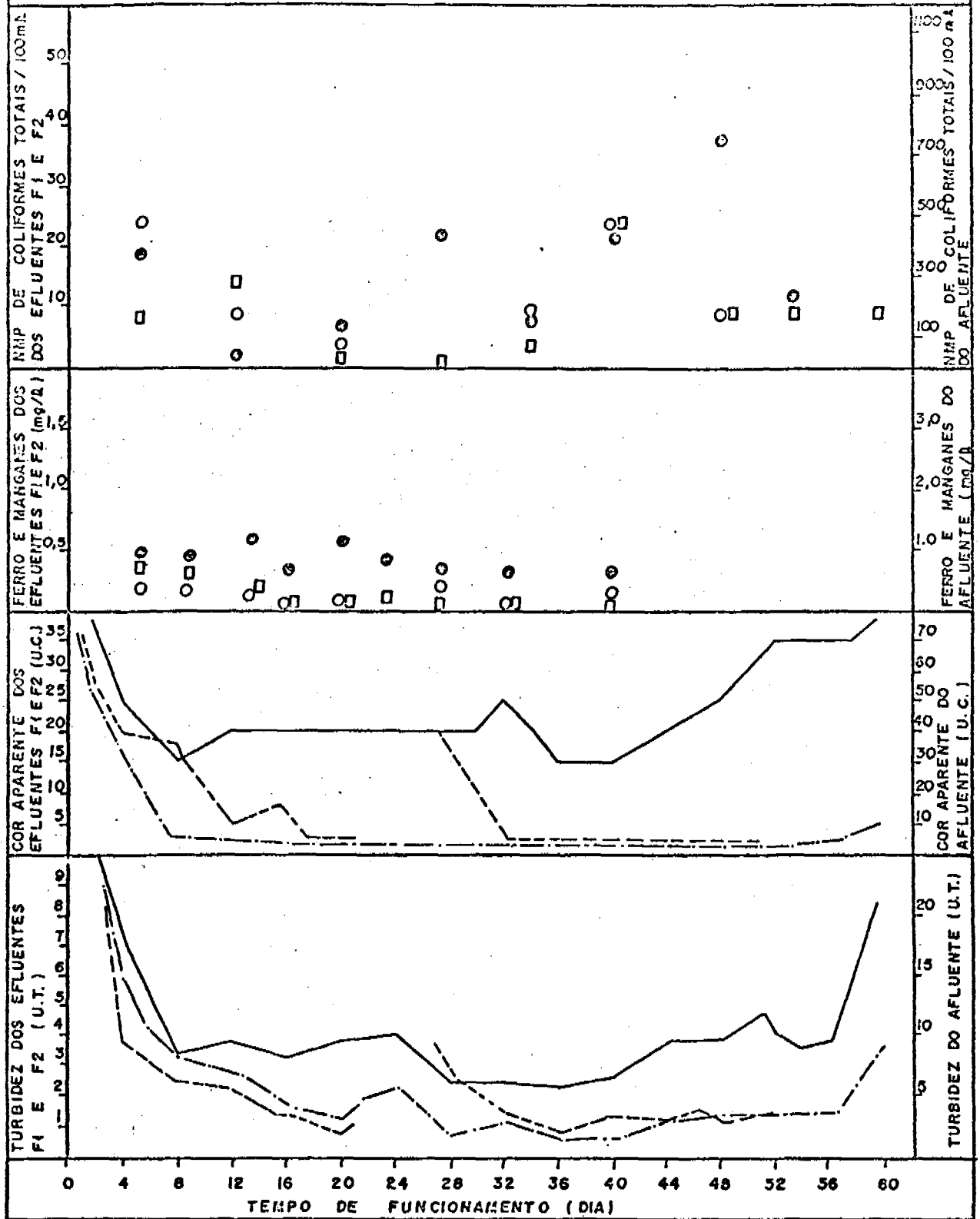


FIG. 22 - VARIACÃO DA TURBIDEZ, COR APARENTE, CONCENTRAÇÃO DE FERRO E MANGANES E NMP DE COLIFORMES TOTAIS DURANTE A CARREIRA DE FILTRAÇÃO PARA AS SEGUINTE CONDIÇÕES

SERIE V TAXA DE FILTRAÇÃO ESPESSURA DO MEIO FILTRANTE F1 - SEM MANTA
 ENSAIO - 2 $3 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{DIA}$ 30 cm F2 - 2 M₃ e 1 M₃



SEDIMENTACION

Antonio Castilla Ruiz (1)

RESUMEN

Se describen en este estudio estructuras que pueden usarse en el proceso de sedimentación con el propósito de utilizarlas en el pretratamiento del agua y se hace alguna crítica del sistema de sedimentación a través de placas y sistemas tubulares con flujo ascendente cuando este sistema se utiliza en la remoción de partículas discretas. Se dan, también, algunos criterios de diseño para conseguir una elevada eficiencia.

GENERALIDADES

La sedimentación es un proceso por medio del cual se remueven las partículas que se encuentran en suspensión y que son más pesadas que el agua. Es uno de los procesos más usados en la potabilización y en el tratamiento de aguas residuales.

La sedimentación se llama simple cuando no se hace uso de sustancias químicas en dicho proceso y sólo se utilizan las fuerzas naturales de agregación y asentamiento, como la fuerza de gravedad y la atracción natural entre partículas. Es sobre este tipo de sedimentación que se trata en el presente análisis y específicamente en relación con partículas discretas.

(1) Asesor Técnico, Centro Inter-regional de Abastecimiento y Remoción de Agua. Cali, Colombia.

NECESIDAD DEL PROCESO DE SEDIMENTACION

Es importante estudiar cuidadosamente la necesidad de establecer un proceso de sedimentación, especialmente cuando se trata de remover arena en los desarenadores. Durante las avenidas ciertos ríos pueden mostrar aguas con elevada turbiedad, por ejemplo, hasta de mil partes por millón y sin embargo, pueden no necesitar el proceso de desarenación. Un caso específico se tiene en la planta de potabilización de agua de Puerto Mallarino en Cali, Colombia que utiliza aguas del río Cauca. La turbiedad en invierno puede llegar a más de 1.000 UN, pero está compuesta de partículas muy pequeñas que caracterizan al Silt. Estas partículas no pueden ser removidas en un desarenador. Se requieren en este caso sedimentadores aguas abajo del proceso coagulación - floculación. Cuando las aguas presentan baja turbiedad el proceso de sedimentación después de la mezcla rápida puede ser eliminado en el proceso conocido como filtración directa. En general, el proceso de sedimentación simple, sin la ayuda de coagulantes, como es el caso de la desarenación, se utiliza en plantas de potabilización con filtración rápida cuando hay partículas de arena de 0.2 mm de diámetro o mayores.

En todos los casos deben hacerse ensayos granulométricos de la arena en aguas que van a ser sometidas a este proceso para determinar, de acuerdo con estos ensayos, si es necesario utilizar la desarenación.

Para la potabilización con filtros lentos de arena, si los ensayos granulométricos previos determinan la necesidad de utilizar la desarenación, debe removerse una partícula más pequeña que la anotada anteriormente para evitar el atascamiento de los prefiltros utilizados en este proceso. No hay información sobre este aspecto en la literatura y mientras se llega a una mayor precisión el autor recomienda la remoción de partículas de arena de 0.01 mm de diámetro y mayores.

Con la utilización de la filtración dinámica se hace innecesaria la desarenación, a menos que el agua contenga material suspendido en cantidad suficiente como para obligar a limpiezas demasiado frecuentes del filtro dinámico. En este caso debe usarse un desarenador antes de esa estructura. El diseño de los sedimentadores convencionales es muy conocido. Se remite al lector a la ref. 7, "Water Supply and Waste-Water Disposal" de Fair y Geyer.

SEDIMENTADORES DE ALTA RATA

A partir de las teorías de Hazen y Camp se han desarrollado en los últimos años los sedimentadores de alta rata, los cuales utilizan conductos inclinados, generalmente con flujo laminar.

Por su sencillez y claridad merece mencionarse el método desarrollado por K.M. Yao (ver ref No 1) presentado en 1970 en

la revista de la Water Pollution Control Federation.

La metodología desarrollada por Yao ha sido empleada universalmente, con mucho éxito, para la sedimentación del agua floculada en las plantas de potabilización de agua, obteniéndose estructuras de poca área superficial y poca profundidad con tiempos de retención muy cortos en comparación de las grandes estructuras de los sedimentadores convencionales.

Las ecuaciones de Yao fueron obtenidas para partículas discretas y por este motivo se ha creído que pueden ser utilizadas con gran éxito en el diseño de los desarenadores, con el objeto de remover la arena en sistemas de pretratamiento. En el presente estudio se indican las limitaciones que deben tenerse en cuenta en la aplicación de la teoría mencionada cuando se trata de este tipo de estructuras y se indica además, una metodología para los nuevos diseños.

DESCRIPCION DEL PROCESO DE TRATAMIENTO

Se pueden distinguir dos tipos de sedimentadores de alta rata:

1. Los que utilizan conductos inclinados con flujo ascendente y
2. Los que utilizan placas paralelas con flujo horizontal. En estos últimos se sigue la metodología tradicional de cálculo. Ambos tipos de estructuras se describen a continuación haciendo uso de las figuras (1) y (2).

Las paredes del conducto están representadas por las líneas BC y AD y están inclinadas un ángulo ϕ con la horizontal. Están separadas una distancia e. El fluido penetra al conducto por la sección AB y sale por la sección CD.

Una partícula que penetra al conducto por el punto B se considera removida cuando alcanza el punto D.

Si el conducto hace con la horizontal un ángulo ϕ igual o mayor de 45° la partícula de arena removida puede descender por la pared AD por su propio peso y se ha admitido que al llegar al punto A la partícula sale de la estructura y cae verticalmente hasta alcanzar la zona de almacenamiento de lodos. Si ϕ es menor de 45° la partícula permanece sobre la pared AD y deberá ser removida por medio de un lavado posterior, producido periódicamente por el operador. El conducto puede estar formado por muchas placas paralelas como AD y BC o puede ser tubular con secciones del tubo circulares o cuadradas. También se han utilizado otras formas de sección, como la triangular, por ejemplo. Las ecuaciones de Yao utilizan los ejes X e Y según se muestra en la figura 1. El eje Y coincide con la línea AB y el X con la línea AD. El punto A es el origen de coordenadas. Se diseña con flujo laminar.

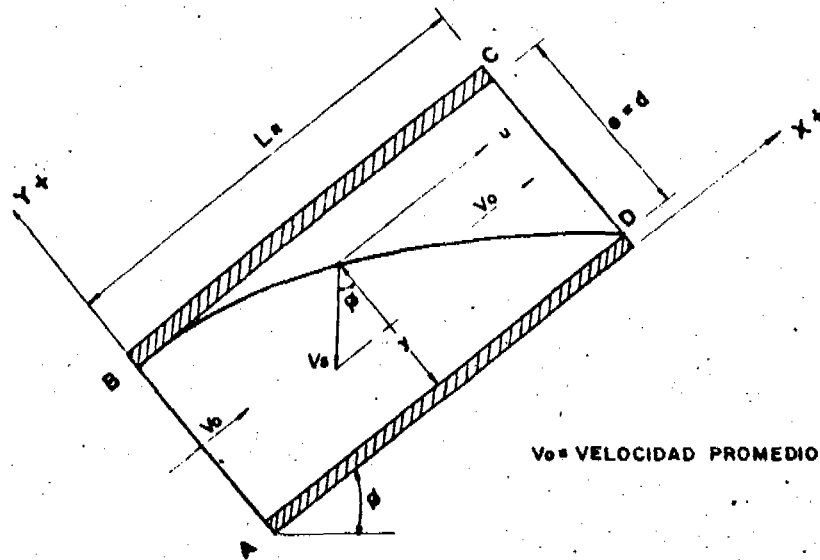
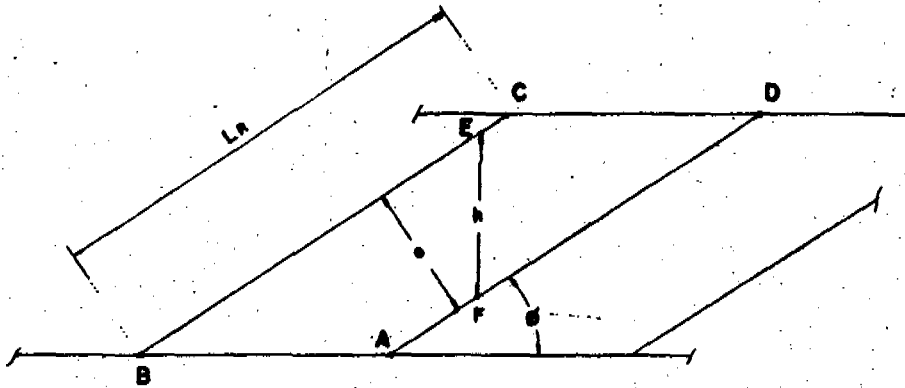


Fig: 1 SEDIMENTADOR MODULAR DE TUBOS

SEDIMENTACION DE ALTA RATA CON FLUJO HORIZONTAL

En este caso el flujo es horizontal, normal al plano ABCD. El decantador está formado por placas paralelas de la cuales la Fig. 2 sólo muestra las placas AD y BC. Una partícula que habiendo entrado a la estructura se encuentre en el punto E cae verticalmente y se considera removida cuando alcanza el punto F de la placa inmediatamente inferior. El ángulo ϕ debe ser igual o mayor de 45° para que la partícula removida pueda descender por su propio peso hasta el punto A. En este punto la partícula sale de la estructura y cae verticalmente, ya removida, hasta alcanzar la zona de lodos. Como la separación h de las placas es muy pequeña, entre 0.05 y 0.20 m, la remoción se verifica en muy

poco tiempo y la longitud del decantador, normal al plano ABCD se hace muy pequeña. El decantador, de profundidad h y sección ABCD funciona como un estructura convencional con tantas placas paralelas, tales como BC y AD como sean necesarias para producir el caudal de diseño. No se requiere que el flujo sea laminar, pero si es necesario limitar la velocidad horizontal a un valor que no arrastre la partícula depositada sobre una placa como la AD.



FLUJO HORIZONTAL NORMAL AL PLANO A.B.C.D

Fig. 2 SEDIMENTADOR MODULAR DE PLACAS

EXPERIENCIA CON LOS SEDIMENTADORES DE ALTA RATA

La experiencia con los sedimentadores de alta rata para el pretratamiento en las procesos de potabilización del agua ha sido relativamente escasa. Shamin Ahmad y M.T. Wais experimentaron con plantas pilotos y sus investigaciones se

describen en las referencias 2, 3 y 4. Estudiaron el efecto de la longitud de los conductos, del diámetro, de la velocidad de flujo y la inclinación de los tubos. Se encontró que estas estructuras podían reducir la turbiedad efectivamente. También encontraron estos investigadores que una velocidad promedio de 0.68 m/s podía reducir la turbiedad en valores tan altos como el 85% en tubos de 26 mm de diámetro y que la mejor inclinación correspondía a un ángulo $\phi = 40^\circ$. El agua provenía del río Tigris con un turbiedad de 500 NTU.

En la ciudad de Cali, Colombia, para estudiar la bondad de un proyecto para las Empresas Municipales (EMCALI) se desarrolló una experiencia a nivel de planta piloto. Se utilizaron dos tipos de módulos.

1. Módulos fabricados con base en la patente Neptune Microfloc con las siguientes características:

Altura vertical del módulo: 0.53 m

Ángulo ϕ de inclinación : 60°

Sección cuadrada de los tubos : $0.05 \times 0.05 \text{ m}^2$

2. Tubos verticales de 0.53 m de alto y 0.05 m de diámetro.

Se encontraron eficiencias más bajas que las obtenidas por Ahmad y Wais lo cual se explica porque se utilizaron conductos mucho más cortos de sólo 0.53 m de altura con un

ángulo ϕ de 60° . El agua cruda provenía del río Cauca (ver ref. 8 capítulo 1). Para ambos tipos de módulos se encontró prácticamente la misma eficiencia, debido al fenómeno de la recirculación de partículas, que se explicará después.

CRITERIOS DE DISEÑO

SEDIMENTADOR DE ALTA RATA CON FLUJO ASCENDENTE

Para ángulos menores de 40° las partículas permanecen removidas sobre el fondo de los conductos. Para permitir que dichas partículas se deslizaran por la pared inferior de los conductos y cayeran por gravedad hacia el fondo del decantador Culp et Al. (ver ref. 6, pag 682) sugirieron utilizar ángulos de inclinación entre 45° y 60° .

Se ha adoptado en la práctica un ángulo ϕ de 60° . Esta práctica es válida para partículas floculentas las cuales, dentro del sedimentador, aumentan de tamaño por el efecto del manto de lodos que se forma y por la compactación resultante de las partículas que se han depositado en el fondo de las paredes de los conductos. Es difícilmente aceptable cuando se trata de partículas discretas por las razones que se mencionan a continuación: (Ver fig. 1).

La partícula que es obligada a penetrar en el decantador por el

punto B, por las condiciones hidrodinámicas existentes en dicho punto, siguiendo la trayectoria BD se deposita en el punto D. Debido al alto valor adoptado para el ángulo ϕ , la partícula se desliza por su propio peso por la cara AD. Cuando sale de la estructura en el punto A las condiciones hidrodinámicas en dicho punto son iguales a las existentes en el punto B. Por lo tanto la partícula se ve obligada a penetrar nuevamente en la estructura, en el mismo conducto o en el siguiente. Este hecho no ha sido considerado en la derivación de las ecuaciones para esta estructura.

Dicha recirculación de las partículas discretas forma un manto en la zona inferior de los conductos. Este manto ayuda en la retención de los sólidos presentes y eventualmente las partículas pueden aumentar de tamaño por el choque de unas con otras y por la pequeña capacidad de floculación que tiene, por lo general, toda agua cruda. Este fenómeno del manto de lodos puede ser la causa de la eficiencia de la remoción de partículas en este tipo de estructura, eficiencia que perdura mientras no se haya alcanzado la saturación de dicho manto, como se explica en los párrafos siguientes.

Por este fenómeno de la recirculación la concentración del manto aumenta. Esto hace que la velocidad intersticial aumente y el manto se vaya desplazando hacia arriba, poco a poco. La eficiencia en la remoción va disminuyendo. Cuando finalmente el manto alcanza la zona CD se alcanza un régimen permanente de

flujo de las partículas discretas y la eficiencia en la remoción se hace mínima. Para que no se alcance esta situación deberían hacerse purgas periódicas y cuidadosas de la estructura. Las purgas deben ser cuidadosamente hechas para no revolver las partículas sedimentadas, caso en el cual la eficiencia de la remoción puede dar resultados negativos.

Como criterio de diseño debe recurrirse a valores experimentales. Ahmad y Wais recomiendan un valor de V_0 igual a 0.68 mm s^{-1} para obtener una eficiencia del 85% con tubos de 26 mm de diámetro, de 1.50 m de longitud y $\phi = 45^\circ$. Indican que los desarenadores tubulares pueden tener un buen potencial en su aplicación como estructuras de pretratamiento en nuevos diseños y en la optimización de plantas de potabilización existentes como medio para aliviar las cargas en las unidades siguientes.

La curva experimental obtenida en las pruebas de Cali indica que se pueden obtener eficiencias altas del orden del 75% con velocidades de 1 mm s^{-1} con desarenadores modulares de sección cuadrada de $0.05 \times 0.05 \text{ m}^2$, $\phi = 60^\circ$ y una longitud del conducto de 0.61 m y que se pueden obtener resultados similares con tubos de 0.05 m de diámetro y $\phi 90^\circ$ porque debido al fenómeno de la recirculación la inclinación ϕ no tiene mucha influencia en la eficiencia para valores altos de dicha inclinación. La experiencia de Cali indica, además, que para mantener la eficiencia deben hacerse purgas de lodos, frecuentes y suavemente

hechas y que deben disponerse medios para que el agua sea introducida uniformemente por debajo de la estructura y recolectada uniformemente en la superficie. La figura (3) muestra un resumen de las experiencias hechas.

Tarik y Yao (ver ref. 9) experimentaron con aguas crudas, sin coagulación, con tubos instalados horizontalmente, $\theta = 0^\circ$. Encontraron altas eficiencias de remoción con velocidades de 0.8 mm s^{-1} y afirmaron que, para el agua del canal estudiado, los tubos podían ofrecer un buen pretratamiento sin coagulación a un nivel moderado de turbiedad en el agua cruda; mencionaron que el comportamiento de la estructura tendía a deteriorarse cuando la turbiedad alcanzaba un rango entre 250 y 280 JTU y advirtieron que eran necesarios estudios posteriores antes de que pudieran establecerse conclusiones definitivas.

Por ser todavía escasa la experiencia con estas estructuras se recomienda, para cada caso particular, la construcción de una planta piloto adecuada para las condiciones locales.

Desgraciadamente las experiencias descritas anteriormente no tuvieron en cuenta, como variable, el diámetro de la partícula por removerse. Se limitaron a estudiar las aguas de los ríos que alimentaban sus respectivas plantas de potabilización. Es claro que al aumentar el diámetro de la partícula puede admitirse una velocidad V_0 cada vez mayor. Las velocidades recomendadas son demasiado bajas y su utilización indiscriminada puede resultar en

- CURVA 1** DESARENADOR CON MODULOS DE SECCION CUADRADA DE 0.05m DE LADO, L=0.112m $\phi = 60^\circ$
- CURVA 2** DESARENADOR CON MODULOS DE TUBOS DE $\phi 2''$ L=0.53m. $\phi = 90^\circ$
- CURVA 3** DESARENADOR SIN MODULOS
- CURVA 4** OBTENIDA POR AHMAD Y WAIS, V. Ref. 2 PARA TUBOS DE 52 mm DE DIAMETRO Y L=1.50m. $\phi = 45^\circ$ AGUA CRUDA TURBIEDAD 500 p.p.m. (AGUA DEL RIO TIGRIS).

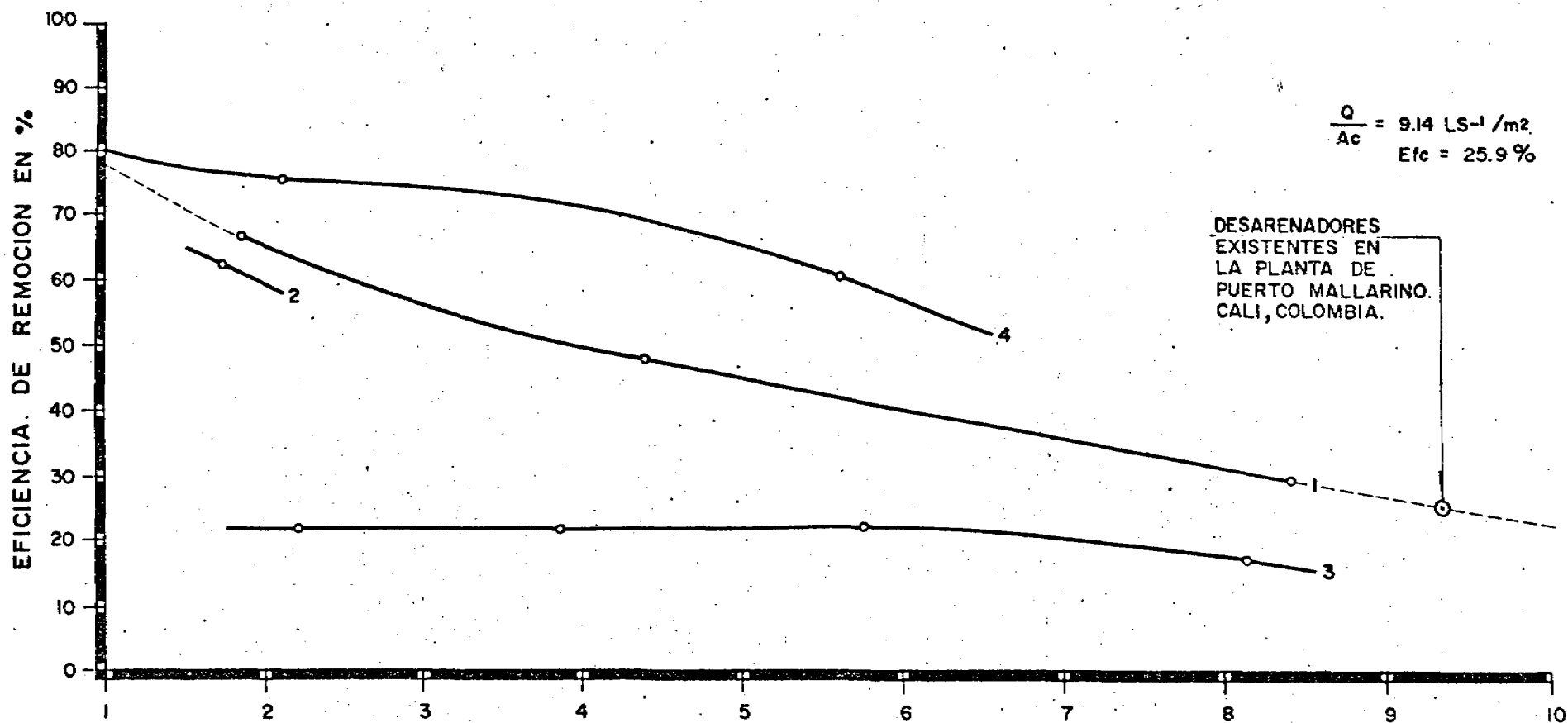


Fig. 3 CAUDAL EN $\text{LS}^{-1}/\text{m}^2$ O VELOCIDAD EN mm. s^{-1}

diseños antieconómicos. Mientras se consiguen mejores métodos de diseño se aconseja admitir la misma área superficial para un diámetro dado de partícula que la utilizada en un desarenador convencional de flujo ascendente esperándose una mejor eficiencia por la formación del flujo laminar y el manto de lodos. Las estructuras de entrada y salida deben ser cuidadosamente estudiadas si se desea obtener una buena distribución del flujo. Se deben utilizar múltiples difusores en el fondo y múltiples recolectores en la parte superior. Como estructura de salida puede disponerse, también, de un vertedero en forma de sierra.

SEDIMENTACION DE ALTA RATA CON FLUJO HORIZONTAL

Con este tipo de decantadores hay igualmente poca experiencia. El CEPIS (ver ref. 10) desarrolló experiencias con este tipo de estructuras y diseñó modelos de plantas entre 1.0 y 10.0 l s⁻¹. En la referencia citada se limita la turbiedad a 500 NU, máximo y para partículas cuyo diámetro sea mayor de 1 micra. Recomienda los siguientes criterios para el diseño:

Turbiedad máxima del agua cruda: 500 NU

Temperatura del agua: > 4° C

Carga superficial aparente: 60 m/d

Velocidad de sedimentación: 9 m/d

Número de Reynolds real: 415

Velocidad longitudinal: 1.67 mm s⁻¹

Tiempo de retención: 25 min

Como se puede observar, la velocidad horizontal recomendada por CEPIS es el doble de la indicada por Tarik y Yao según la referencia (9) y además se recomienda diseñar con flujo laminar. Nótese que de todas maneras los investigadores recomiendan velocidades V_0 muy bajas para obtener resultados aceptables.

Los criterios de diseño no difieren fundamentalmente de los criterios utilizados para el decantador convencional, y en este sentido la experiencia de los decantadores convencionales puede ser aplicada. El procedimiento de cálculo podría ser como sigue:

1. Se define la velocidad horizontal permisible a partir del tamaño de la partícula por removerse y de la geometría del decantador.
2. Debe calcularse la velocidad de sedimentación, de acuerdo con el tamaño de la partícula y la temperatura del agua.
3. Se calculará entonces el tiempo de sedimentación y la longitud del desarenador.

En esta estructura no se presenta el problema de la recirculación de las partículas y por esto su operación es más sencilla. Deberán instalarse mallas de alambre o elementos equivalentes para distribuir adecuadamente el flujo, en la sección transversal de entrada.

REMOCION DE LODOS

Es conveniente disponer tolvas con paredes inclinadas a ángulos mayores de 45° para que los lodos se depositen en el fondo por su propio peso y puedan ser removidos con facilidad. Las purgas deben hacerse con una frecuencia determinada por las condiciones locales.

CONCLUSIONES

De acuerdo con las anteriores consideraciones se pueden sacar las siguientes conclusiones en relación con los desarenadores de alta rata para aguas crudas, y como estructuras para el pretratamiento:

1. Para las estructuras de flujo ascendente tiene poca influencia el ángulo de inclinación ϕ para valores comprendidos entre 60° y 90° debido al fenómeno de la recirculación de las partículas sedimentables.
2. Para el flujo ascendente la utilización de los módulos mejora la eficiencia de remoción en comparación con las obtenidas para los desarenadores convencionales con este mismo tipo de flujo.
3. Si se utilizan velocidades bajas se pueden obtener eficiencias altas de remoción de sólidos. No se deben utilizar velocidades de flujo mayores de 1.8 mm s^{-1} si se

quieren obtener eficiencias de remoción superiores al 60%, pero esto produce diseños antieconómicos.

4. Las turbiedades demasiado altas, por encima de 500 NU, pueden interferir desfavorablemente en el proceso.
5. Para los desarenadores o decantadores de flujo horizontal, se sigue el procedimiento de los desarenadores convencionales.

RECOMENDACIONES GENERALES

Se recomienda tener en cuenta los siguientes puntos:

- a. Deben diseñarse cuidadosamente las estructuras de entrada y salida para asegurar una adecuada distribución del flujo.
- b. En el caso de decantadores de alta rata de flujo ascendente se deben hacer purgas frecuentes de los lodos sedimentados, para no perder eficiencia en la remoción. Las purgas deben hacerse suavemente para no revolver el material removido en forma tal que se obtengan eficiencias negativas de remoción.
- c. Si se quieren usar velocidades más altas de flujo, deben hacerse plantas pilotos que permitan definir los criterios de diseño para cada caso particular.

RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO

1. Es especialmente importante el buen diseño de las estructuras de entrada y salida en todo sedimentador.
2. La estructura de entrada en un sedimentador convencional debe implementarse con una pared permeable. Esta debe contener tantos orificios como sea posible, para que la longitud de los chorros sea tan corta como se pueda y tratar de evitar en esta forma la formación de contracorrientes. (corrientes de Eddy). La pérdida de carga en esta pared permeable debe ser por lo menos de 1 cm. Algunos autores (v. ref. 11) recomiendan 1 mm de pérdida de carga, pero este valor es demasiado pequeño como para obtener una adecuada distribución del flujo.

La estructura de entrada en un sedimentador de rata acelerada con flujo ascendente debe ser un múltiple difusor que cumpla la relación siguiente:

$$\frac{\sum a}{A} = 0.44$$

En donde:

a = Area del orificio del múltiple

A = Area de la sección transversal del múltiple.

Dicho múltiple se coloca horizontalmente a lo largo del

sedimentador a un lado del mismo para que los chorros ascendentes no perturben la sedimentación de las partículas que descienden hacia el fondo. Los orificios de los múltiples deben colocarse en el cuadrante superior del círculo del múltiple formando un ángulo de 45° con la horizontal.

En los sedimentadores con agua floculada es importante que el gradiente G del orificio no sobrepase los valores de G en estructuras anteriores para evitar la ruptura del floc.

3. Una pared permeable al final de la estructura para uniformar la salida del agua tiene un efecto nulo. Lo mismo puede decirse de paredes permeables intermedias en el sedimentador. (ver referencia 11, pag. 141 y referencia 12 pag. 374).
4. En un desarenador por ser una estructura pequeña, es aconsejable que exista una transición suave entre el área del conducto de entrada y la sección transversal del desarenador. Lo mismo para la salida.
5. La salida en un sedimentador convencional puede estar formada por un vertedero frontal (Ver referencia 12 pag. 374). Algunos autores aconsejan una pared permeable inclinada a 45° con la horizontal como se ve en la figura 4 siguiente y como se indica en la referencia 11 pag. 146.

Debe agregarse que debe existir una pérdida de carga de 1 cm por lo menos, para la correcta distribución del flujo.

La salida en un sedimentador de alta tasa con flujo ascendente debe consistir en múltiples recolectores uniformemente distribuidos, que cumplan con la siguiente relación:

$$\frac{\Sigma a}{A} = 0.14$$

En donde la nomenclatura ya ha sido indicada.

6. Es conveniente proyectar tolvas de recolección de sedimentos con paredes inclinadas a un ángulo de 45° con la horizontal o mayor. Dichas tolvas deben purgarse con frecuencia, la cual debe obtenerse durante la operación.

Puede sugerirse una purga cada 12 horas durante el período de invierno. Si no hay tolvas, la limpieza debe hacerse periódicamente cada 2 o 3 meses en forma manual con mangueras y palas o cuando se necesite. En este caso debe tenerse cuidado en el diseño, de modo que se adopte una velocidad horizontal del flujo lo suficientemente pequeña para evitar el arrastre de los materiales sedimentados.

7. Se debe evitar el diseño de sedimentadores en donde la dirección del flujo se invierta por medio de tabiques longitudinales intermedios, en el extremo de los mismos.

8. La relación del largo al ancho en un sedimentador convencional debe estar comprendida entre 3 y 6, prefiriéndose los valores más altos, para evitar en cuanto sea posible la formación de cortos circuitos.
9. El diseño de sedimentadores convencionales circulares debe seguir los mismos principios generales enunciados antes.
10. Cuando se requiere sedimentar partículas gruesas como en los desarenadores, deben hacerse ensayos granulométricos del material sedimentable para determinar el tamaño de la partícula que debe removerse y debe tenerse en cuenta qué tipo de estructura debe protegerse: si es para plantas con filtración lenta se recomienda remover partículas iguales o mayores que 0.01 mm de diámetro. Si es para plantas con filtros rápidos deben removerse las partículas de 0.2 mm de diámetro o mayores.

REFERENCIAS

1. Yao K.M. "Theoretical Study of High Rate Sedimentation" J. Water Pollution Control Federation. Feb 1970.
2. Wais, M.T. "Raw Water and Treated Water Quality in Mosul". Diploma Project, College of Engineering, University of Mosul, 1977.
3. Wais M.T. "Removal of High Turbidity of Tigris River by circular tube settlers prior to coagulation". M. Sc. Thesis, University of Mosul, 1978.
4. Ahmad Shamim y Wais M.T. "Potential of tube Settlers in Removing Raw Water Turbidity Prior to Coagulation".
5. Schulz C. y Okum D. "Surface Water Treatment for Communities in Developing Countries". Ed. J. Wiley, 1984.
6. Culp G. et Al. "High Rate Sedimentation in Water Treatment Works". J. Awwa, Junio 1968.
7. Fair G. y Geyer J. "Water Supply and Waste-Water Disposal". Ed. Wiley, 1954.

8. Castilla A. y Sánchez L. "Desarenadores Modulares". Memorias del XXX Congreso Nacional de ACODAL, Agosto de 1987. Cali, Colombia.
9. Tariq M.N. y Yao K.M. "A Laboratory Study on Tube Settling". Report No.0.28-02-76. Institute of Public Health Engineering and Research. Lahore, Pakistan.
10. CEPIS. "Technical Document 8". Pan American Health Organization. Lima, Perú.
11. Hirsch Adler. "Functional Effluent Baffling". Water and Sewage Waste. No.1966.
12. Kawamura S. "Hydraulic Scale Model Simulation of the Sedimentation Process". J. AWWA July 1981.

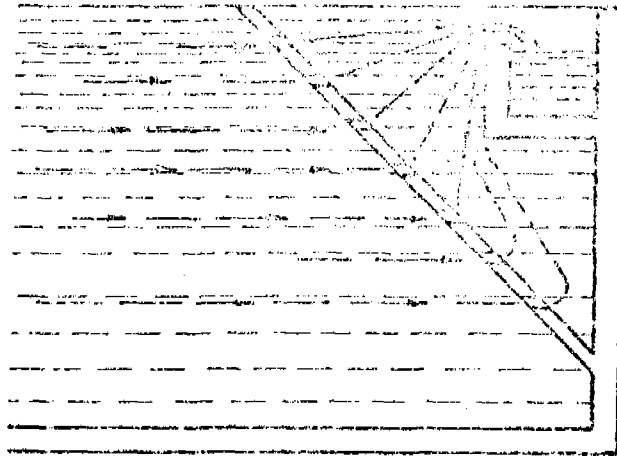


Fig. 4 Salida recomendada para un sedimentador por diferentes autores.

SEMINARIO INTERNACIONAL SOBRE MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD
DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO

4 al 8 de noviembre de 1991- Cali - Colombia

EXPERIENCIAS CON PRETRATAMIENTOS

Universidad Nacional de Rosario- Consejo de Investigaciones
Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura
Departamento de Hidráulica e Ingeniería Sanitaria

Riobamba 245 Bis- 2000 Rosario- Ros. Argentina

EQUIPO DE TRABAJO

Directora: Ana Maria Ingallinella de Pidustwa

Departamento de Hidraulica e Ingenieria Sanitaria

Ana Maria Ingallinella- Ing. Civil
Luis Stecca- Ing. Civil
Adriana Barberis- Ing. Civil
Guillermo Mingolla- Ing. Civil
Jorge Bachur- Ing. Civil
Jose Rodriguez- Alumno de Ing. Civil
Teresita Perlo- Asistente Social

Administracion General de Obras Sanitarias Formosa

Italo Daniel Soldani- Ing. Quimico
Hugo Puyo- Ing. Mecanico
Graciela Barbaro- Lic. en Quimica

Obras Sanitarias Mendoza

Ricardo Gabrielli- Ing. Quimico
Raul Puebla- Ing. Civil

Operadores

Planta de Catitas Viejas: Eduardo Torres
Planta de Herradura: Del Pilar Ayala
Emilio Coronel
Victor Leguizamon
Hugo Diaz

Planta de Isla El Espinillo: Juan Edgardo Simo

Asesor: Ing. Mario Carcedo

Indice

1. CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS SUPERFICIALES EN LA ARGENTINA
2. ANTECEDENTES SOBRE PRETRATAMIENTOS
3. PREFILTRACION ASCENDENTE EN MANTOS DE GRAVA
 - 3.1. Ensayos de laboratorio
 - 3.1.1. Equipo utilizado y metodologia
 - 3.1.2. Resultados
 - 3.1.2.1. Uso de coagulante
 - 3.1.2.2. Velocidades de filtración
 - 3.1.2.3. Granulometrías
 - 3.1.2.4. Lavado
 - 3.1.2.5. Dosis de coagulante
 - 3.1.2.6. Funcionamiento discontinuo
 - 3.1.2.7. Variaciones de caudal
 - 3.2. Ensayos de campo
 - 3.2.1. Descripción de la planta piloto
 - 3.2.2. Operación de la planta piloto
4. FILTRACION GRUESA HORIZONTAL
 - 4.1. Filtro grueso horizontal de Catitas Viejas
 - 4.1.2. Información general
 - 4.1.3. Programa de monitoreo
 - 4.2. Filtro grueso horizontal de Herradura
 - 4.2.1. Información general
 - 4.2.2. Programa de monitoreo
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES FINALES
6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS SUPERFICIALES EN LA REPUBLICA ARGENTINA

Antes de entrar en el relato de las experiencias con pretratamientos en la Rca. Argentina, es importante describir brevemente las características de las aguas superficiales que constituyen fuentes de provisión, ya que las mismas condicionan los pretratamientos a aplicar.

Argentina cuenta con 2.785.000 km² de territorio y se extiende desde el trópico hasta la zona polar, por lo que posee gran variedad de climas y regiones geográficas con características muy disimiles. Esta circunstancia hace que no puedan efectuarse generalizaciones sobre los procesos de tratamiento a aplicar para la potabilización de aguas.

Desde el punto de la disponibilidad de recursos hídricos puede dividirse al país en tres grandes zona(fig.1):

Zona I: Región de los grandes ríos con 20.100 m³/seg(89% de los recursos hídricos para 30% del territorio y 80%de la población).

Zona II: Región árida con 630 m³/seg. (3% de los recursos para 42% del territorio y 10 % de la población).

Zona III: Región patagónica con 1870 m³/seg.(8% de los recursos para 28% del territorio y 10% de la población)

En lo que respecta a las fuentes de provisión de agua en las zonas mencionadas, la situación es la siguiente:

Zona I: Las fuentes de provisión son los grandes ríos de llanura con turbiedades altas que varían entre 60 y 200 UNT con un gran porcentaje de turbiedad coloidal y valores moderados de color, donde es indispensable una etapa previa de coagulación. Dentro de esta zona se ha marcado una subzona que abarca las provincias con clima tropical. En ella existen grandes áreas de bañados y lagunas con gran desarrollo de vegetación acuática y que al pertenecer a la cuenca de los grandes ríos, le aportan color debido a la presencia de sustancias húmicas. En esa misma región, muchas localidades se abastecen de represas artificiales o lagunas cuyas aguas tienen valores bajos de turbiedad (2 a 10 UNT) y valores elevados de color de origen vegetal (100 a 200 UC).

Zona II: En esta zona los ríos son de régimen torrencial, originados por aguas de deshielo, con valores generalmente muy bajos de turbiedad(10 a 20 UNT) en la estación seca y valores muy altos (1000 a 5000 UNT) en la estación lluviosa. Como esta zona es árida, hay embalses y sistemas de riego por lo que muchas poblaciones se abastecen de acequias y canales.

Zona III: En esta región, las características de los ríos son semejantes a la de la zona II, pero las bajas temperaturas crean problemas particulares.

2. ANTECEDENTES SOBRE PRETRATAMIENTOS

El área Ingeniería Sanitaria, comenzó a desarrollarse en la Universidad Nacional de Rosario en el año 1968, bajo la dirección del Ing. Mario Carcedo, pionero en el desarrollo de tecnología apropiada en América Latina. Dado que la zona de influencia de la Universidad es el litoral argentino y habiendo tenido la oportunidad de participar en diversos proyectos de plantas de potabilización para poblaciones pequeñas y medianas, los pretratamientos incluyeron siempre una etapa de coagulación. En relación a ello, uno de los temas a los que se prestó especial atención fue el de floculación, habiéndose desarrollado floculadores de flujo helicoidal y floculación en conductos a presión.

En lo referente a prefiltración, en el año 1968, se realizaron ensayos en planta piloto, utilizando filtros de flujo horizontal para tratar aguas previamente coaguladas y sedimentadas. Se utilizó gravilla con diámetros entre 1 y 3 mm. y los resultados indicaron que trabajando con velocidades de 4 m/h se podía utilizar como único filtro, mientras que con velocidades mayores se requería un filtro posterior de pulido. Se incluyeron prefiltros de esas características a la salida de los sedimentadores de la planta de potabilización de El Colorado, en la Pcia. de Formosa, (fig.2) que se lavaban inyectando agua a presión por la parte superior mediante una lanza que se introducía en el manto. Se registraron problemas con el lavado de los prefiltros, ya que no se había resuelto satisfactoriamente el problema de su limpieza.

En el año 1985, se retomó el tema de la prefiltración y se elaboró un proyecto titulado Prefiltración Ascendente en Mantos de Grava con un plan de trabajo que incluía un etapa de ensayos de laboratorio y otra de ensayos de campo.

En el año 1989, habiendo iniciado contactos con el Ing. Martín Wegelin, se firmó un convenio con el IRCWD para construir y operar dos filtros gruesos horizontales en el país.

En los párrafos siguientes se describirán ambos proyectos y se comentarán los resultados obtenidos hasta la fecha.

3. PREFILTRACION ASCENDENTE EN MANTOS DE GRAVA

3.1 Ensayos de laboratorio

3.1.1. Equipo utilizado y metodología

El equipo utilizado se describe en fig.3.

Se realizaron 50 carreras, siempre con flujo ascendente, trabajando en algunos casos con turbiedad artificial y en otros con agua natural del Río Paraná.

La turbiedad artificial se lograba agregando limo arcilloso extraído de orillas del río al agua potable. Las características del agua artificial y natural se dan en la Tabla 1. Se midieron pérdidas de carga en distintas profundidades del manto y turbiedades de entrada y salida con un turbidímetro Hach 2100.

Cuando se trabajó con agregado de coagulante, se determinaron las dosis óptimas mediante ensayos de jarras, con 1 minuto de agitación rápida (120 r.p.m), 10 minutos de agitación lenta (30 r.p.m) y 10 minutos de sedimentación. El coagulante utilizado fue sulfato de aluminio.

El lavado se realizaba por drenaje inferior del agua contenida en el filtro y lavados posteriores con agua limpia. Se determinaron sólidos suspendidos totales en el agua de lavado.

En las primeros ensayos, las carreras se daban por finalizadas cuando se observaba que el manto estaba totalmente colmatado y comenzaban a escapar flocs del mismo. Sin embargo, se observó que los flocs sedimentaban sobre la superficie del manto y la turbiedad del efluente seguía siendo baja, por lo que se decidió terminar las carreras cuando la turbiedad llegaba a 10 UNT.

3.1.2. Resultados

3.1.2.1. Uso de coagulante

En una primer serie de carreras se determinó la eficiencia en remoción de turbiedad con y sin el agregado de coagulante, trabajando con turbiedades en el rango de las que se presentan en el Río Paraná. En la Tabla 2 se resumen los resultados obtenidos.

Los valores de eficiencia obtenidos sin el agregado de coagulante indican que la misma es función de la turbiedad del agua de entrada y del tamaño de las partículas, tal como lo señalaron Perez Carrión y otros (1).

Los primeros resultados obtenidos con agregado de coagulante permitieron comprobar que los procesos de mezcla, floculación y sedimentación, podían realizarse en un mismo reactor, con dosis semejantes a la de los procesos convencionales y con un proceso de lavado muy simple, por lo que se decidió continuar con los ensayos en esa línea para encontrar parámetros de diseño.

3.1.2.2. Velocidades de filtración

En sucesivas carreras se trabajó con velocidades de 0.75m/h, 1.15m/h, 1.33m/h y 1.51m/h. Los resultados pueden observarse en fig. 4. El equipo entraba en régimen a los 60 minutos aproximadamente y la duración promedio de las carreras fue de 60hs, 29 hs, 17hs y 9 hs. respectivamente. Considerando que las mejores condiciones se obtenían con una velocidad de 1.15 m/h se decidió trabajar con ese valor y estudiar la influencia de otras variables.

3.1.2.3. Granulometrías

La configuración granulométrica fue la indicada en la fig.3. En las carreras en que se operaba con 1.15 m/h se observó que a las 16 hs. aproximadamente comenzaban a escapar flocs del manto filtrante, que al encontrar una zona de menores velocidades, sedimentaban tal como se muestra en las fotos 1a-1b. Por otra parte, al finalizar la carrera el manto superior de granulometría más fina no quedaba totalmente colmatado. Teniendo en cuenta esto, se modificó la configuración granulométrica según el esquema de fig.5. En la fig.6 se pueden comparar los resultados obtenidos con la configuración original y la modificada. La duración de las carreras aumentó de 29 a 40 hs..

3.1.2.4. Lavado

Durante el lavado, se determinaron velocidades medias de 34 m/h, con velocidades iniciales de 68m/h y finales de 9m/h.

En la tabla 3 se informan los valores de sólidos suspendidos de los lavados sucesivos para las distintas carreras. El contenido de sólidos del segundo lavado es muy bajo respecto del primero (3 a 7%) lo que indica que con el primer lavado se arrastra la mayoría de los sólidos retenidos en el manto.

Se determinó el contenido de sólidos durante el lavado en forma cualitativa y cuantitativa (fig.7, foto 2). Se observa que existen dos picos, tal como ocurre en los filtros gruesos horizontales, según lo informado por Wegelin (2).

A pesar de que no se contó con instrumental adecuado, algunas mediciones de caudal instantáneo que se realizaron y las observaciones efectuadas indican que el caudal es pulsante, probablemente debido a que los fenómenos de tensión superficial hacen que el escurrimiento sea por goteo en algunos momentos.

3.1.2.5 Dosis de coagulante

Como se indicó anteriormente, la dosis se determinaba en un ensayo de jarras. En las primeras carreras efectuadas, pudo comprobarse que el equipo es muy sensible a las variaciones en la dosis, sobre todo cuando se trabaja con dosis menores a la óptima. Para confirmar esta observación, se efectuaron carreras con dosis menores y mayores que la óptima (50mg/l), cuyos resultados se resumen en fig.8. De su observación se desprende que la sobredosificación no afecta tanto la eficiencia en la reducción de turbiedad. En todas las carreras realizadas se observó un aumento brusco de la turbiedad del efluente ante interrupciones en el agregado de coagulante.

3.1.2.6 Funcionamiento discontinuo

En una de las carreras se efectuaron dos interrupciones, la primera luego de tres horas de comenzada la carrera y la segunda luego de 20 horas. Al ponerse en marcha nuevamente el equipo, el caudal se incrementó en forma gradual.

En la fig.9 puede observarse que en ambos casos, no hubo alteración en los valores de turbiedad de salida desde el reinicio de la operación. En otra de las carreras la interrupción fue hecha luego de 8 horas de comenzada la carrera y se reinició al día siguiente con similares resultados.

3.1.2.7 Variaciones de caudal

En una de las carreras se comenzó trabajando con 300 cm³/min y se pasó luego a 350 cm³/min y a 400cm³/min, aumentando el caudal de coagulante para mantener una dosis de 50 mg/l. Según puede verse en fig.10, no se produjeron aumentos bruscos de turbiedad, pero se acortó la carrera, tal como ya se había comprobado al trabajar con 400cm³/min.

3.2 Ensayos de campo

3.2.1. Descripción de la planta piloto

Se construyó una planta experimental en la Isla El Espinillo, ubicada frente a la ciudad de Rosario para abastecer a una comunidad de pescadores integrada por 20 familias. Consta de una etapa de prefiltración ascendente con agregado previo de sulfato de aluminio y una posterior filtración lenta. Los detalles de la planta pueden verse en figs.11 y 12 y en foto 3.

3.2.2 Operación de la planta piloto

La planta comenzó a operar en octubre de 1989, atendida por uno de los pobladores de la isla. La operación es discontinua y las horas de funcionamiento se adaptan al consumo. Se trabaja con un caudal de 70 l/h, lo que implica velocidades de 0.80m/h en el prefiltro y de 0.10m/h en el filtro lento. Las velocidades medias de lavado son de 40 m/h.

3.2.3 Resultados obtenidos

La operación resulta sencilla para el operador, ya que bombea agua cruda al tanque dos veces por día y al mismo tiempo llena el pequeño depósito de sulfato de aluminio con solución previamente preparada en un bidón de 20 litros.

En el filtro lento se forma una capa de floc fino que es facilmente removida por un raspado superficial.

En la tabla 4 pueden verse los resultados obtenidos en los muestreos que se han realizado. Durante la operacion de la planta pudo comprobarse que el equipo resulta apropiado para tratar aguas con turbiedades coloidales altas y que se obtienen buenos resultados en la reduccion de bacterias coliformes.

3.3. Conclusiones

Los resultados obtenidos tanto en los ensayos de laboratorio como en los ensayos de campo demuestran que la prefiltracion ascendente en mantos de grava con agregado de coagulante, es una alternativa de pretratamiento que debe ser considerada en los casos en que las aguas a tratar poseen valores altos de turbiedad coloidal. El pretratamiento puede preceder a una etapa de filtracion lenta o rapida. En un estudio realizado por dos alumnas de la carrera de Ing. Civil en su proyecto final se demostró (3) que los costos de construccion y operacion son menores que para un pretratamiento consistente en mezcla rapida en canaleta Parshall, floculacion en un canal con pantallas y sedimentacion convencional para poblaciones hasta 3000 habitantes.

Pueden recomendarse los siguientes parametros de diseno:

Velocidad de filtracion : 1-1.2 m/h

Profundidad del manto: 0.75 a 0.80 m

Velocidad media de lavado: 30 a 40 m/h

Area total de los conductos de drenaje: 1/10 del area filtrante.

Altura minima de agua sobre el manto: 0.50m.

Configuracion granulometrica: Aunque se requieren mas ensayos para llegar a una configuracion granulometrica optima puede recomendarse la esquematizada en fig. 5.

Las cuestiones que requieren una mayor investigacion son las siguientes :

* Encontrar una configuracion granulometrica optima.

* En los casos en que se utiliza la filtracion lenta con un pretratamiento de coagulacion, debe estudiarse cuales son las granulometrias de arena mas conveniente y disenar sistemas de limpieza apropiados.

4. FILTRACION GRUESA HORIZONTAL

A raiz del convenio firmado con el IRCWD, la Facultad de Ingenieria se comprometi6 a construir dos filtros gruesos horizontales en las localidades de Catitas Viejas, Pcia. de Mendoza y en Herradura, Pcia. de Formosa. A tal efecto se firmaron sendos convenios con Obras Sanitarias Mendoza y la Administracion General de Obras Sanitarias de Formosa.

4.1. Filtro Grueso Horizontal de Catitas Viejas

4.1.2 Información general

La localidad se encuentra ubicada en el Departamento Santa Rosa de la Pcia. de Mendoza, a 65 km al este de la ciudad capital. Se encuentra en la zona árida, con temperaturas que oscilan entre 10°C y 20°C con valores medios de precipitaciones que no llegan a 150mm anuales. La población actual es de 300 habitantes que ocupan 75 viviendas y se proyecta incorporar 50 viviendas más.

La fuente de provisión de agua es el canal La Paz, proveniente del dique El Carrizal. El agua tiene normalmente valores bajos de turbiedad, pero aumenta bruscamente en época de lluvias y aluviones (foto 4a y 4b).

La planta de tratamiento constaba inicialmente con una etapa de sedimentación simple, seguida de filtración lenta. Los filtros lentos debían limpiarse cada 15 días, debido a las obstrucciones producidas por los picos de turbiedad del agua cruda y por la incorporación de partículas producida por los fuertes vientos reinantes en la zona.

Teniendo en cuenta lo expuesto, se decidió incorporar un filtro grueso horizontal, según el esquema que se muestra en fig.13. Los detalles del filtro proyectado se muestran en fig.14 y foto 5.

La planta funciona por gravedad, por lo que se incorporó una bomba sumergible para evacuar el agua de lavado de los filtros gruesos.

Las características del filtro grueso son las siguientes:

Población de cálculo: 500 hab.

Dotación : 150 l/hab/día

Velocidad de filtración: 1m/h

Area transversal: 2 m².

Profundidad: 1.10 m

Secciones : L1 = 4 m diam. grava: 15 mm.

L2 = 2 m diam. grava: 10 mm.

L3 = 1 m diam. grava: 5 mm.

Longitud total: 7 m

4.1.3 Programa de monitoreo

Se organizó un programa de monitoreo para ser llevado a cabo por el operador de la planta (utilizando el kit provisto por el IRCWD) y por laboratorio de Obras Sanitarias Mendoza.

Durante el período de monitoreo no ha habido turbiedades altas en el agua cruda, debido a que se han registrado temperaturas atípicamente altas en esta primavera y no se han producido deshielos.

En la tabla 5 se presentan los resultados obtenidos hasta la fecha de turbiedad y filtrabilidad realizados por el operador y en la Tabla 6 los valores de turbiedad determinados en laboratorio con un turbidímetro HACH 2100 y algunos resultados de análisis bacteriológicos.

En algunos casos se registran turbiedades de salida mayores a la salida del FGH que a la entrada y ello se debe al polvo que se incorpora por los fuertes vientos de la zona, por lo que tanto las cámaras de entrada y salida deben ser provistas de tapas.

Se pueden observar grandes diferencias entre los valores de turbiedad determinados "in situ" y en el laboratorio. Ello se debe por un lado a la subjetividad que lleva implícita la determinación con el equipo de campaña y por otro a que en realidad se está midiendo turbiedad y color. Consideramos que en casos de bajas turbiedades la determinación de filtrabilidad resulta más indicativa de la remoción de sólidos que se produce en el filtro grueso.

A pesar de que los resultados de análisis bacteriológicos son insuficientes, se puede ver que se han registrado reducciones de bacterias coliformes entre un 75 a 90 %.

4.2 Filtro Grueso Horizontal de Herradura

4.2.1. Información General

La localidad esta situada en la región sureste de la Pcia. de Formosa. El clima es subtropical, caluroso y húmedo con temperaturas máximas de 45°C y temperaturas medias de 20°C. Se registran ciclos de abundantes lluvias (1.000 a 2.000 mm anuales) y otros de largas sequías.

La población actual estable es de aproximadamente 2000 personas, pero existe una zona de balneario ubicada a 3 km del pueblo con casas de fin de semana con una población flotante de 100 a 200 personas.

La fuente de provisión de agua es la laguna Herradura (foto 6a y 6b) que en gran parte está cubierta por vegetación acuática. Los valores de turbiedad oscilan entre 5 y 10 UNT y el color entre 100 y 200 UC.

La planta de tratamiento, que abastece a 1200 personas consta de un depósito de sedimentación (con un floculador incorporado) al que llega agua a la que se ha agregado previamente sulfato de aluminio, cuatro filtros lentos y cloración final. El sedimentador trabaja en batch y los filtros en forma continua.

Las dosis de coagulante utilizadas varían entre 100 mg/l y 150 mg/l según el color del agua cruda. El floc que se forma es muy liviano y de difícil sedimentación por lo que gran parte pasa a los filtros produciendo su obstrucción y obligando a limpiarlos una vez por semana.

Se decidió construir un filtro grueso horizontal para estudiar la posibilidad de eliminar el uso de coagulante. En las figs. 15 y 16 y foto 7 se pueden ver detalles del proyecto.

Las dimensiones del filtro grueso son similares a las del filtro de Catitas Viejas.

4.2.2. Programa de monitoreo

El plan de trabajo elaborado originalmente, preveía dividir el caudal total de la planta para operar con el sistema convencional por un lado y con el sistema filtro grueso- filtro lento de arena por otro.

La operación del filtro grueso horizontal tuvo muchos inconvenientes debidos fundamentalmente a que tanto los operadores como las autoridades de la cooperativa que administra la planta, se opusieron desde el inicio a trabajar sin el agregado de coagulante. Por otra parte, la realización de la experiencia complicaba aún más la operación de la planta de por sí dificultosa y alteraba la rutina a la que están acostumbrados los operadores.

A mediados del mes de mayo se inició la operación según el esquema previsto originalmente, pero debido a la escasa reducción del color que se obtenía y para evitar problemas en el agua de consumo, se decidió monitorear el funcionamiento del filtro grueso, retornando su efluente a la laguna. En la Tabla 7 se dan los valores promedio de turbiedad, filtrabilidad y color de los meses de junio, julio y agosto determinados "in situ" y los valores de turbiedad y color sobre muestras puntuales analizadas en el laboratorio de AGOSF. Los resultados indican reducciones importantes en la turbiedad (65-75%) y el consecuente aumento de la filtrabilidad, pero muy baja reducción de color. Los resultados bacteriológicos (Tabla 8) muestran reducciones del 99% en bacterias coliformes y eliminación total de *Escherichia coli* con eficiencias mayores que la de los filtros lentos, resultado esperable, dado las condiciones en que son operados estos últimos.

En el mes de julio, se realizó un nuevo intento para operar conjuntamente el filtro grueso con uno de los filtros lentos y para ello, se colocó sobre éste una membrana geotextil. El sistema operó durante un mes, pero los resultados no se consideran confiables debido a problemas operativos que se presentaron. A pesar de ello, pudo observarse escasa reducción de color en los filtros lentos.

En el mes de setiembre y ante la necesidad de aumentar el caudal de agua por necesidades del consumo, se decidió trabajar en el filtro grueso con agua previamente coagulada.

Se comenzó trabajando con 0.75 m/h de velocidad y actualmente se está trabajando con 1.5 m/h.. El efluente pasa directamente a la cisterna de agua tratada la que es clorada con agregado de hipoclorito de calcio. La primer carrera trabajando con 0.75m/h tuvo una duración de 34 días.

En la Tabla 9 se dan los valores de turbiedad, color y filtrabilidad registrados diariamente. El análisis de los resultados indican que la eficiencia en la reducción de color aumenta a medida que el filtro se va colmatando, por la adsorción de color en los flocs previamente retenidos. La comparación entre los valores de filtrabilidad del efluente del filtro grueso y del sedimentador convencional demuestran que el primero es más adecuado para retener los flocs livianos que se producen en este tipo de aguas.

Los resultados obtenidos hasta la fecha en la planta de potabilización de Herradura permiten extraer las siguientes conclusiones:

a) En el caso de tener que tratar aguas con elevado color debido a la presencia de sustancias húmicas que requieren una etapa de coagulación previa, los filtros gruesos horizontales se presentan como una alternativa interesante frente a los tratamientos convencionales, dado que en ellos se producen los procesos de floculación y sedimentación, al igual que en los prefiltros de grava ascendentes.

b) Se considera de interés, investigar las posibilidad de trabajar con menos dosis de coagulante una vez que una cierta cantidad de floc ha sido retenido en el filtro, ya que se ha demostrado en trabajos anteriores (4) las propiedades adsortivas de los flocs preformados y su habilidad para remoción de color.

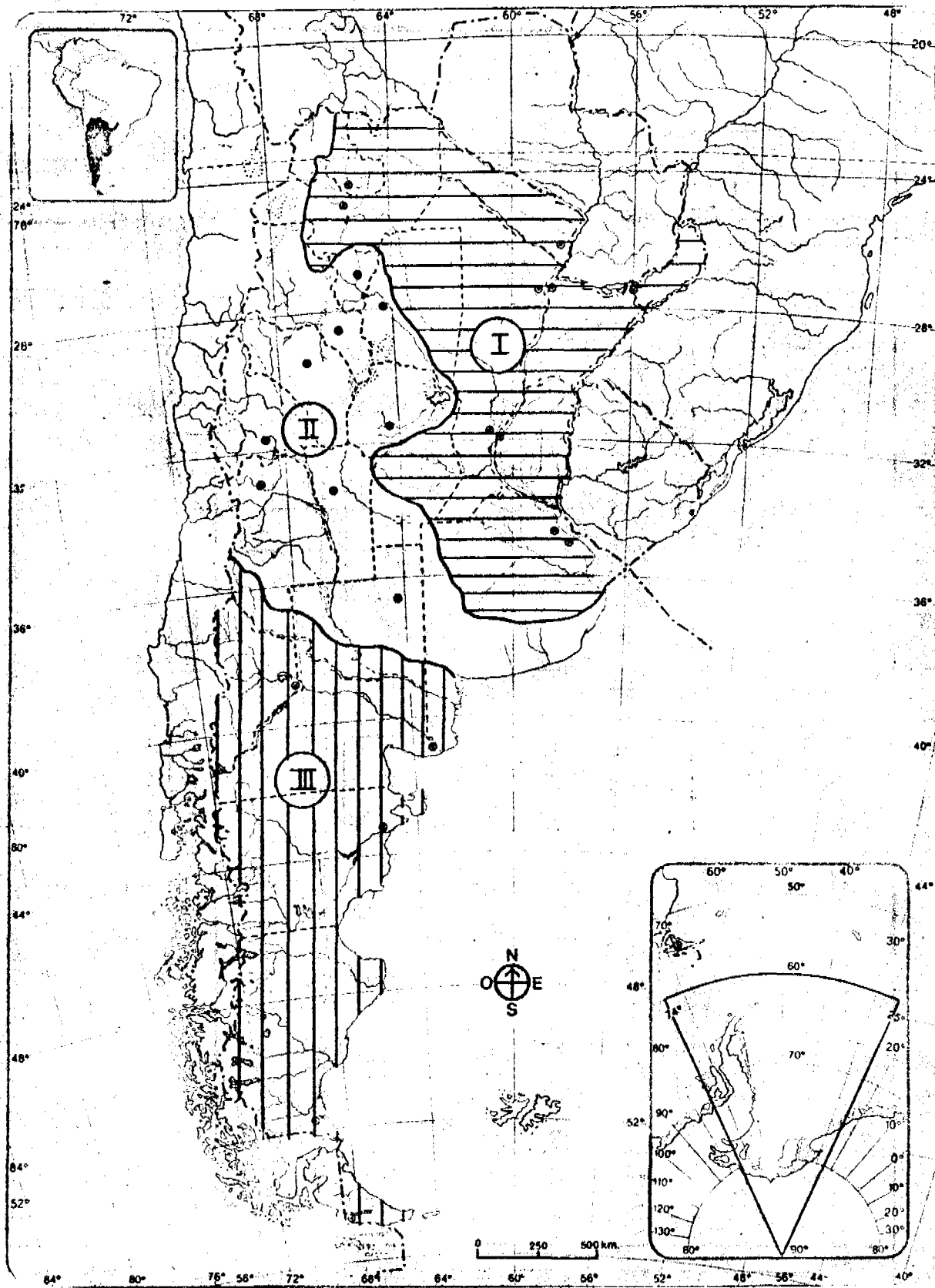
5. Conclusiones y recomendaciones finales

Las experiencias con prefiltración, indican que existen diversas alternativas que pueden utilizarse tanto en diseños de plantas nuevas como para la optimización de plantas existentes. El tipo de tratamiento debe elegirse de acuerdo con las particulares características de cada lugar, que debe incluir no sólo los aspectos técnicos sino los aspectos culturales e idiosincrasia de los operadores involucrados.

La inclusión de una etapa de prefiltración introduce una nueva barrera de seguridad en el tratamiento y permite flexibilizar el funcionamiento de las plantas ya que en muchos casos puede utilizarse como único tratamiento, durante las operaciones de limpieza y o reparaciones de las etapas posteriores.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- (1) Perez Carrión, José M.; Pardon Mauricio; Lavado, Isaac; "Informe preliminar de la investigación sobre prefiltros de grava"- CEPIS-Lima -Perú-1985
- (2) Wegelin, Martin; Filter News- N°3- Set. 1989
- (3) Angbo, L; Mazet, M; Moossa M.T;" Adsorption of humic substances onto prebuilt flocs; Water Supply", Vol 8, Jonkoping, 1990



- I - Region de los grandes rios
- II - Region arida
- III - Region patagonica

FIG. 1 : Recursos hidricos de la Rca. Argentina

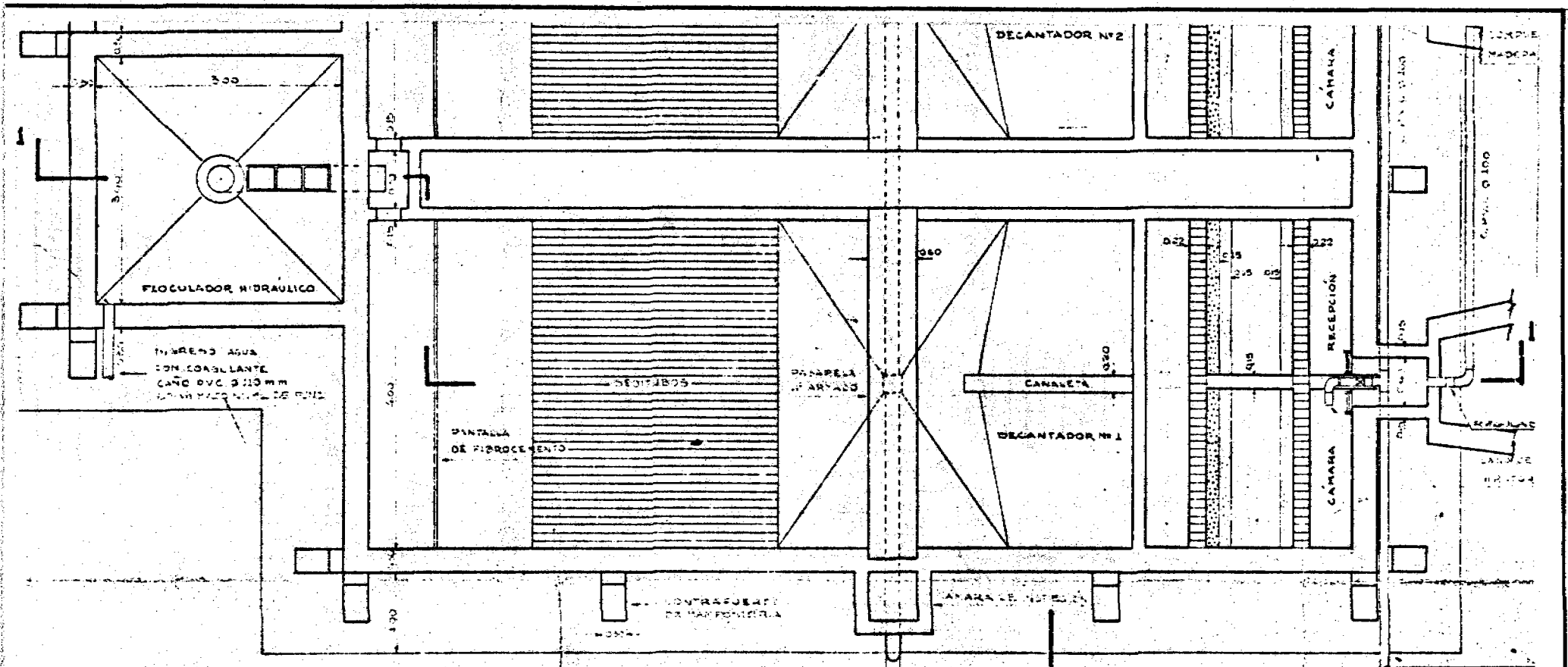
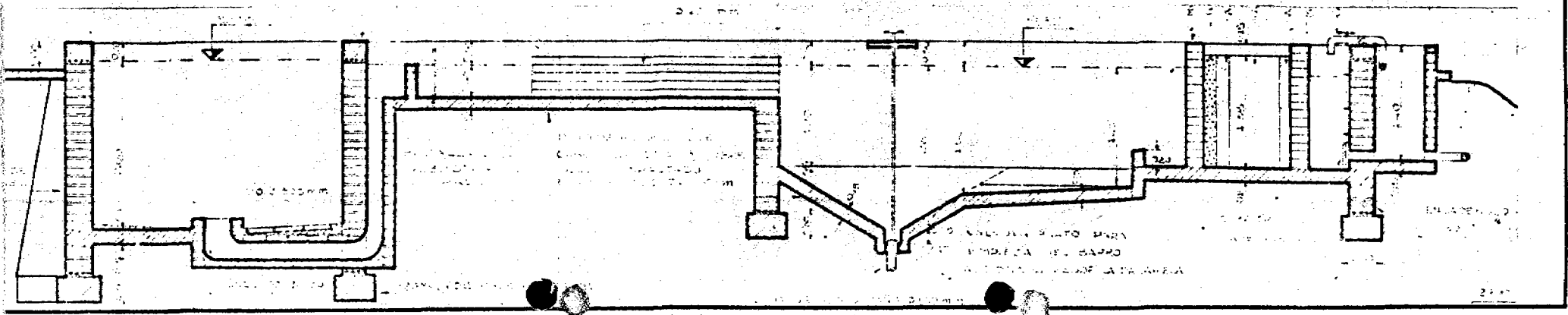


FIG. 2: Planta de potabilizacion de El Colorado con prefiltros horizontales



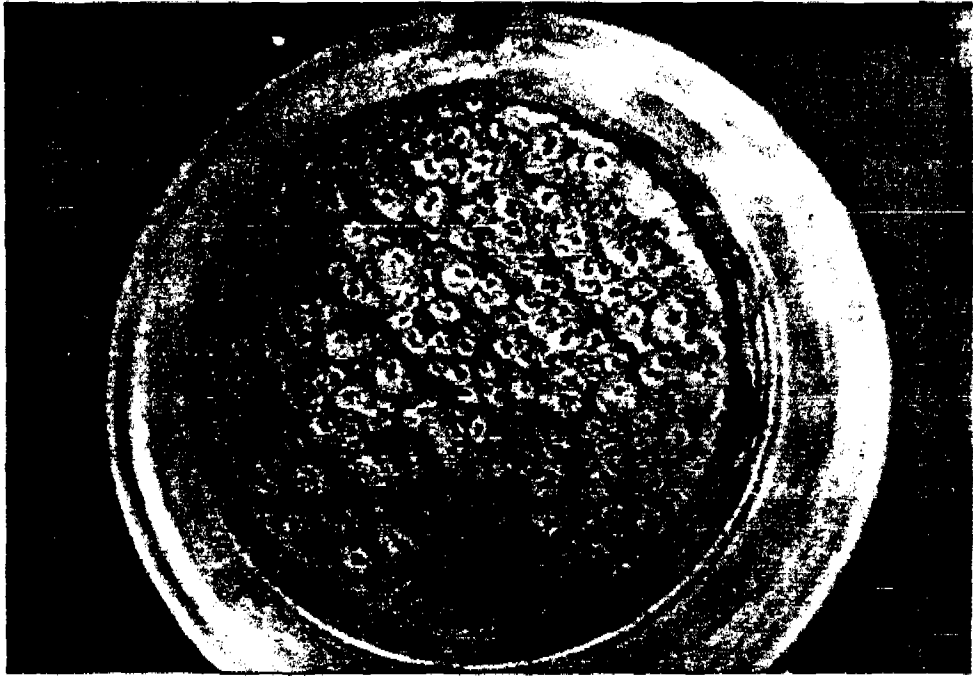


FOTO 1a- FOTO 1b : Sedimentación en la parte superior del filtro grueso ascendente



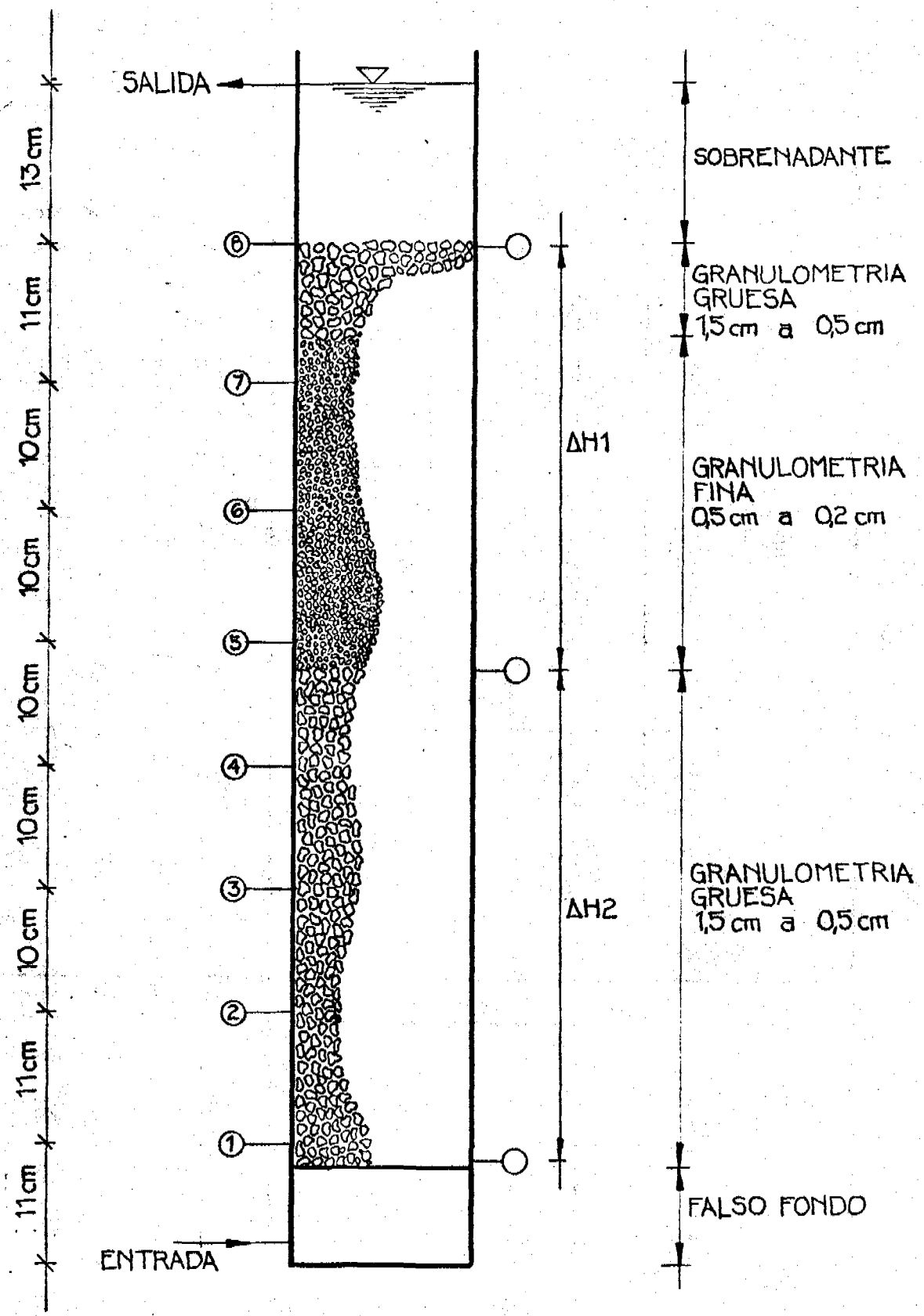


FIG.5 - Variante de configuracion granulometrica del prefiltro ascendente

TURBIEDAD-TIEMPO

DISTINTAS GRANULOMETRIAS

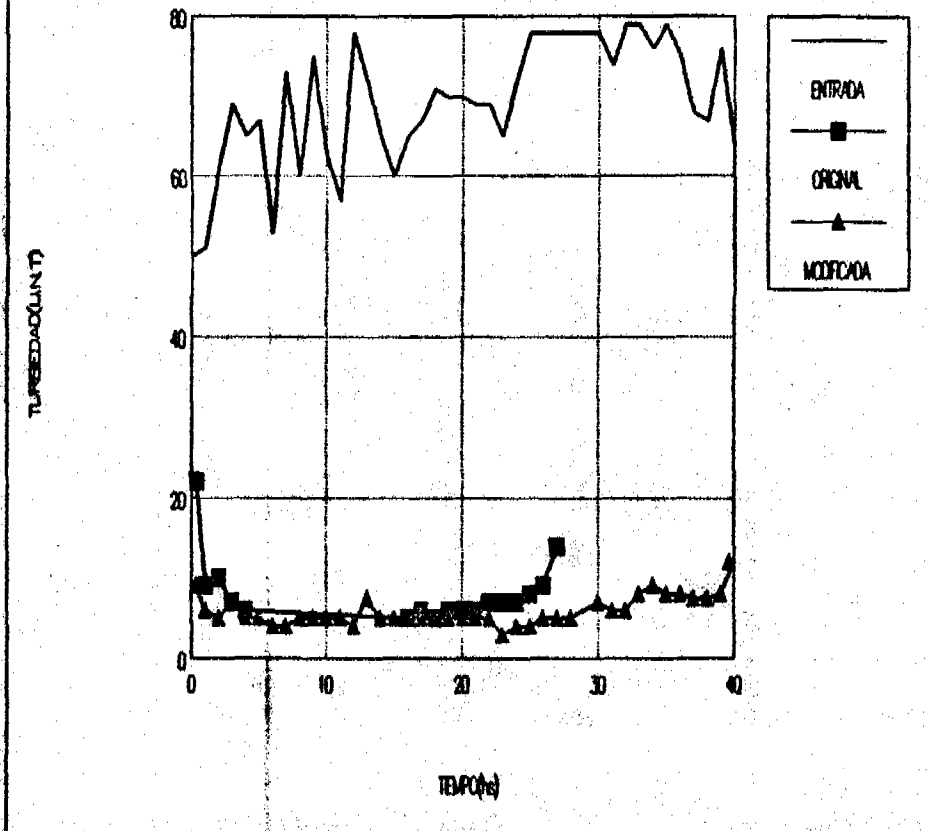


FIG.6: Duracion de las carreras para dos configuraciones granulometricas.

TABLA 3
SOLIDOS SUSPENDIDOS EN EL AGUA DE SUCESIVOS LAVADOS PARA
DISTINTAS CONDICIONES

Vf (m/s)	DURACION (hs)	SOLIDOS SUSPENDIDOS (mg/l)		
		1er LAVADO	2do LAVADO	3er LAVADO
0,75	60	11820	-----	---
1,15	29	7452	572	64
1,33	17	5120	108	20
1,51	9	2545	70	---
1,15*	40	9990	608	62

*carrera
realizada con
configuracion
granulomet.
modificada

SOLIDOS SUSPENDIDOS

LAVADO FILTRO

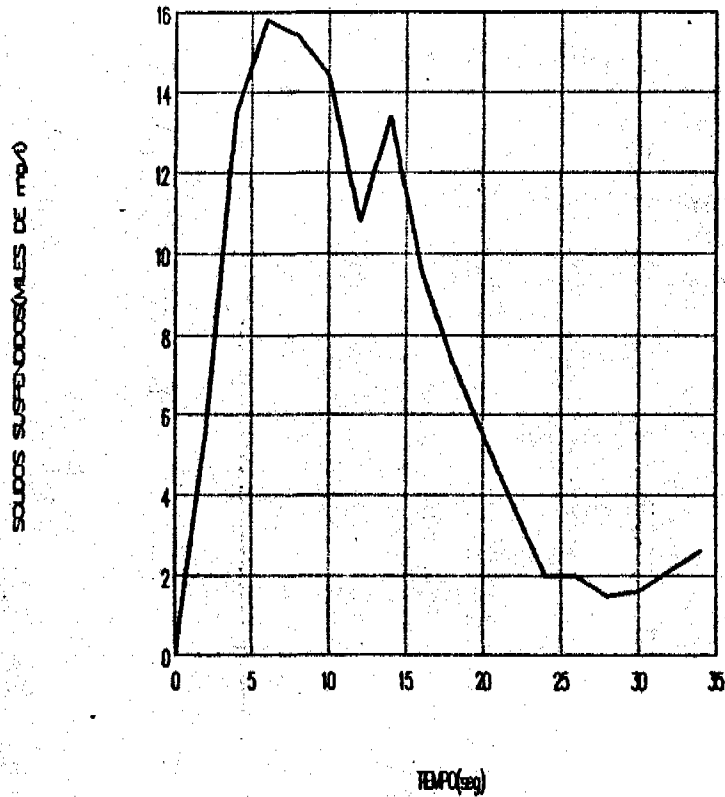
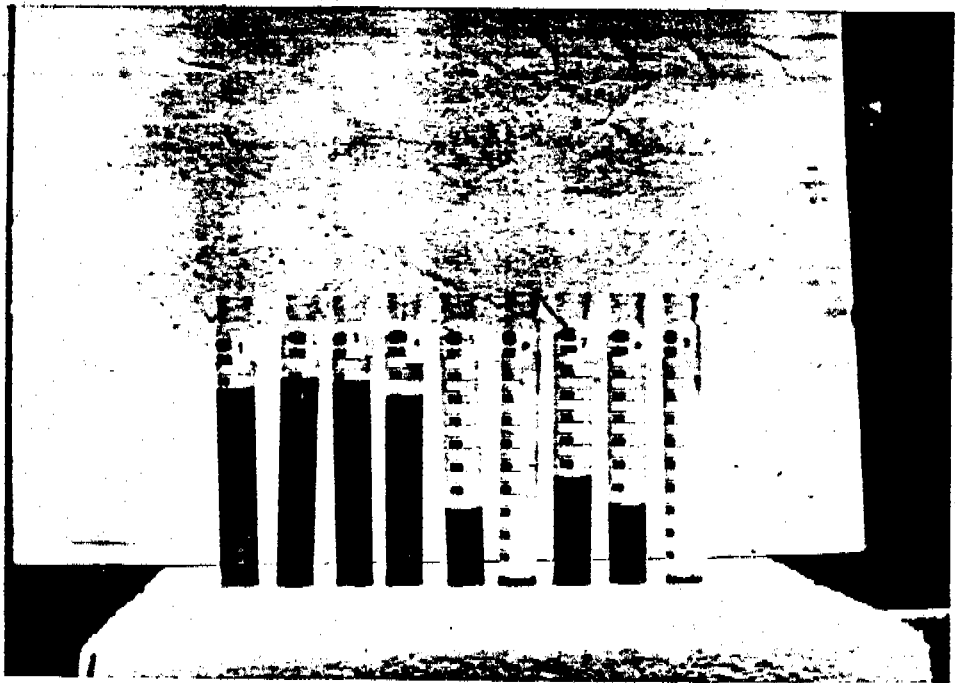


FIG.7: Variacion de solidos suspendidos durante el lavado del prefiltro asacendente

FOTO 2 : Sólidos del agua del lavado del filtro ascendente



TURBIEDAD-TIEMPO

VARIACIONES DE CAUDAL

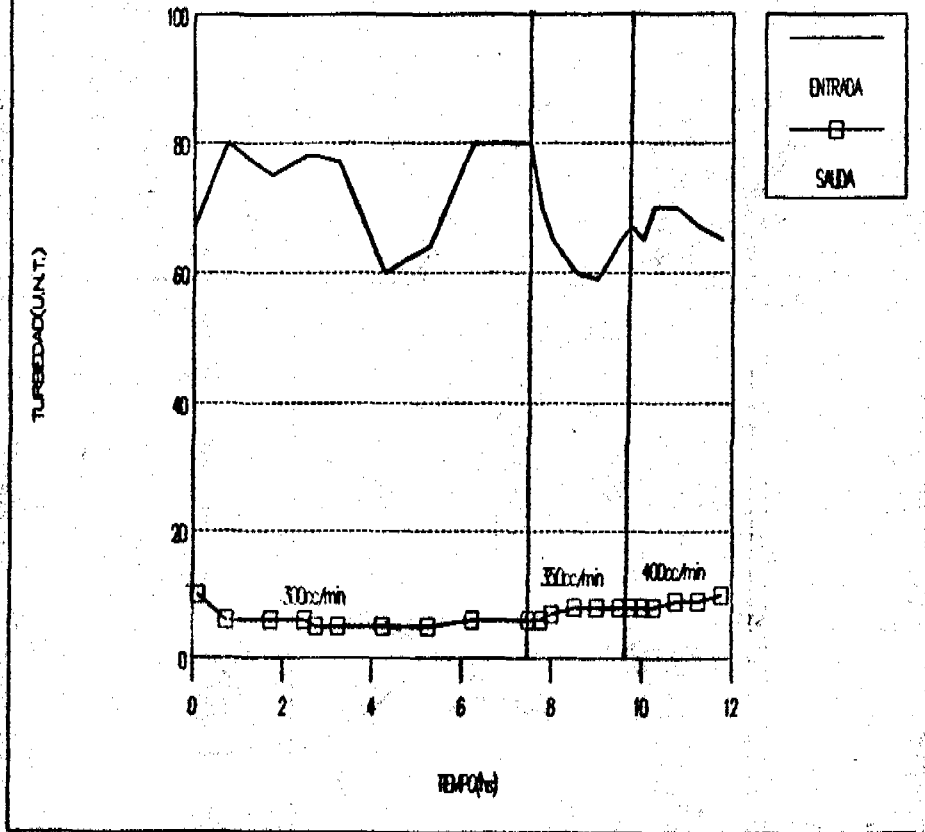


FIG.10: Influencia de las variaciones de caudal en una misma carrera

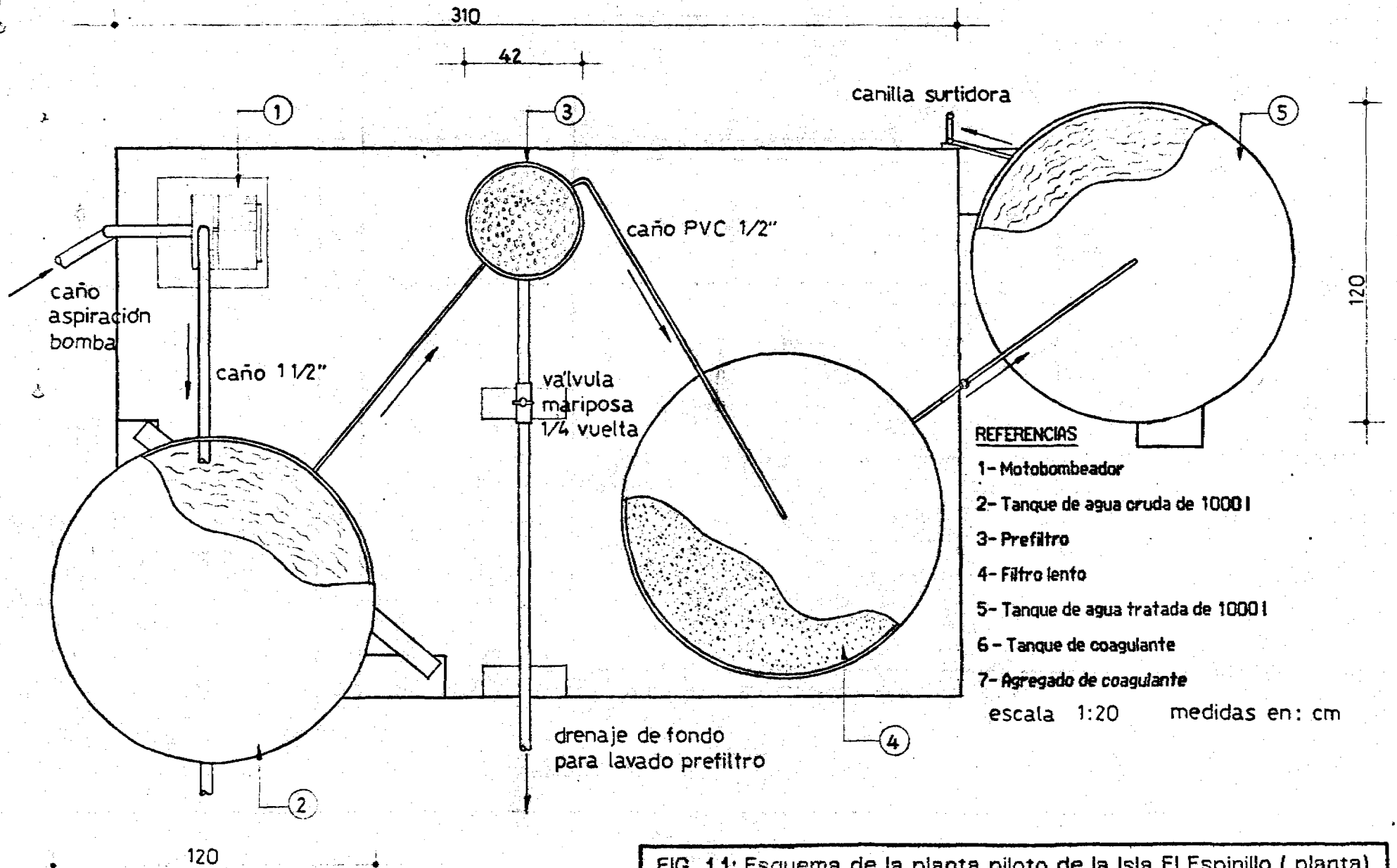


FIG. 11: Esquema de la planta piloto de la Isla El Espinillo (planta)

FIG. 12: Esquema de la planta piloto de la Isla El Espinillo (corte)

medidas en m

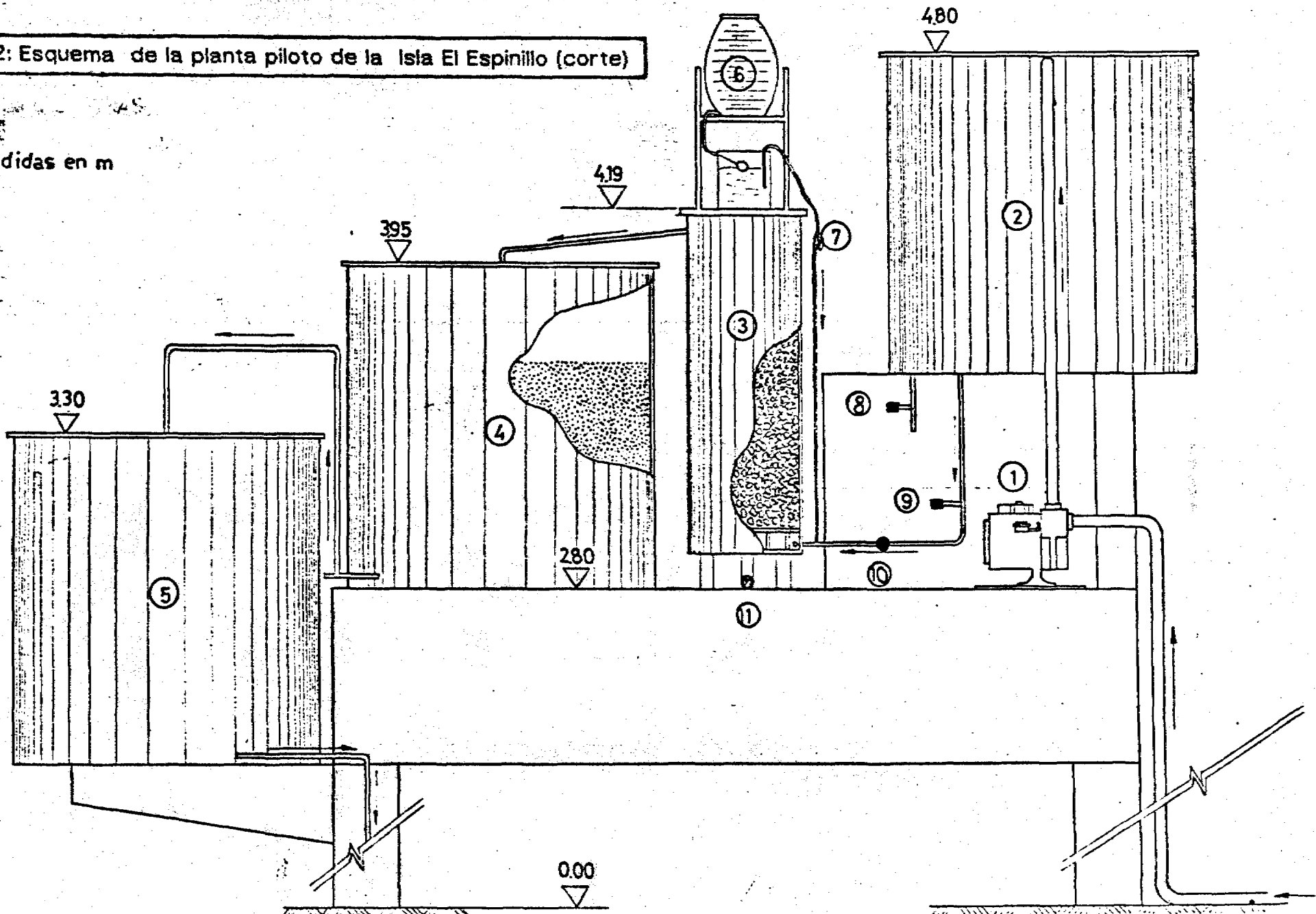


FOTO 3 : Planta piloto Isla El Espinillo

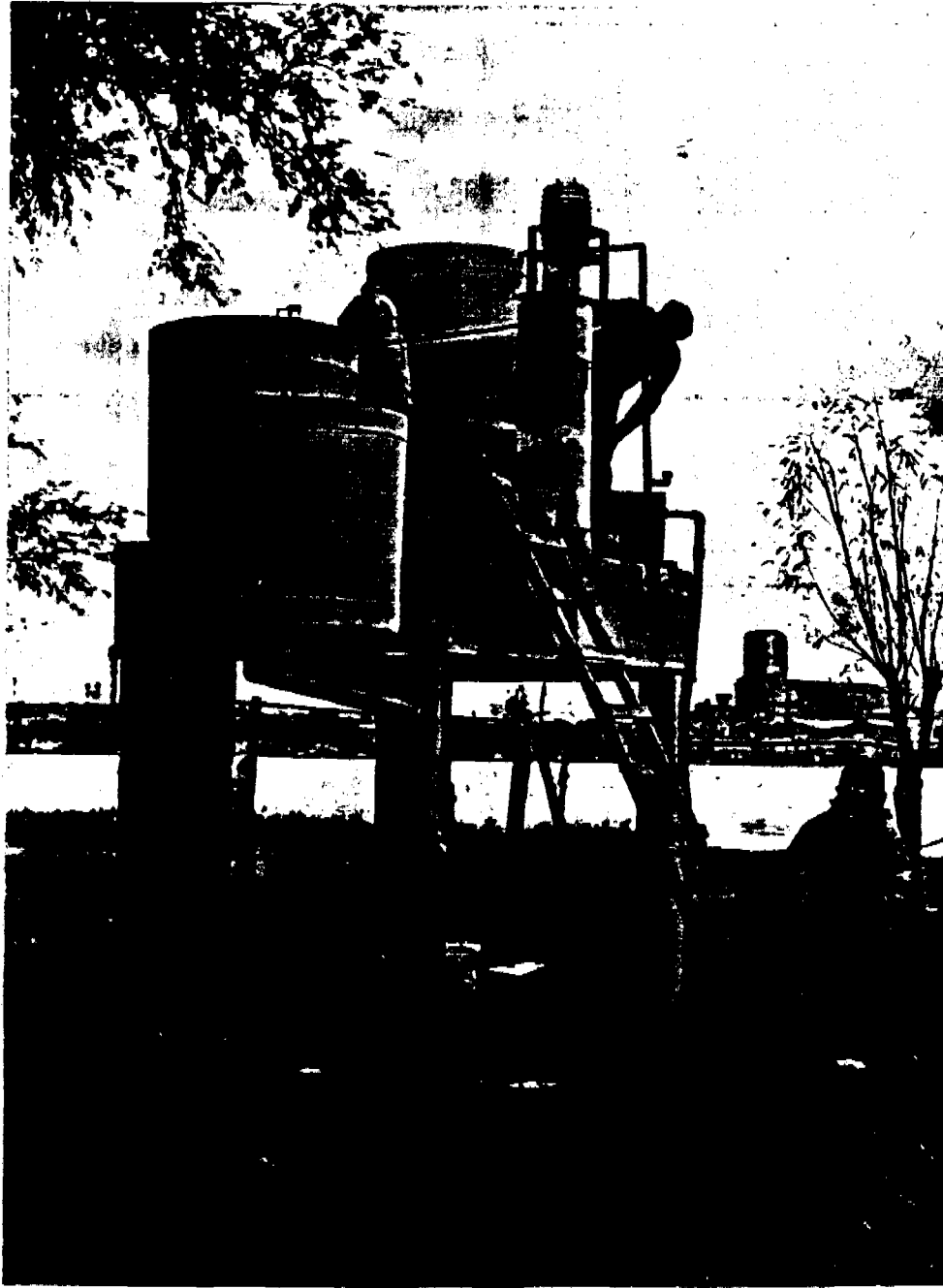


TABLA 4
RESULTADOS DE MUESTREOS REALIZADOS EN PLANTA DE LA ISLA
EL ESPINILLO

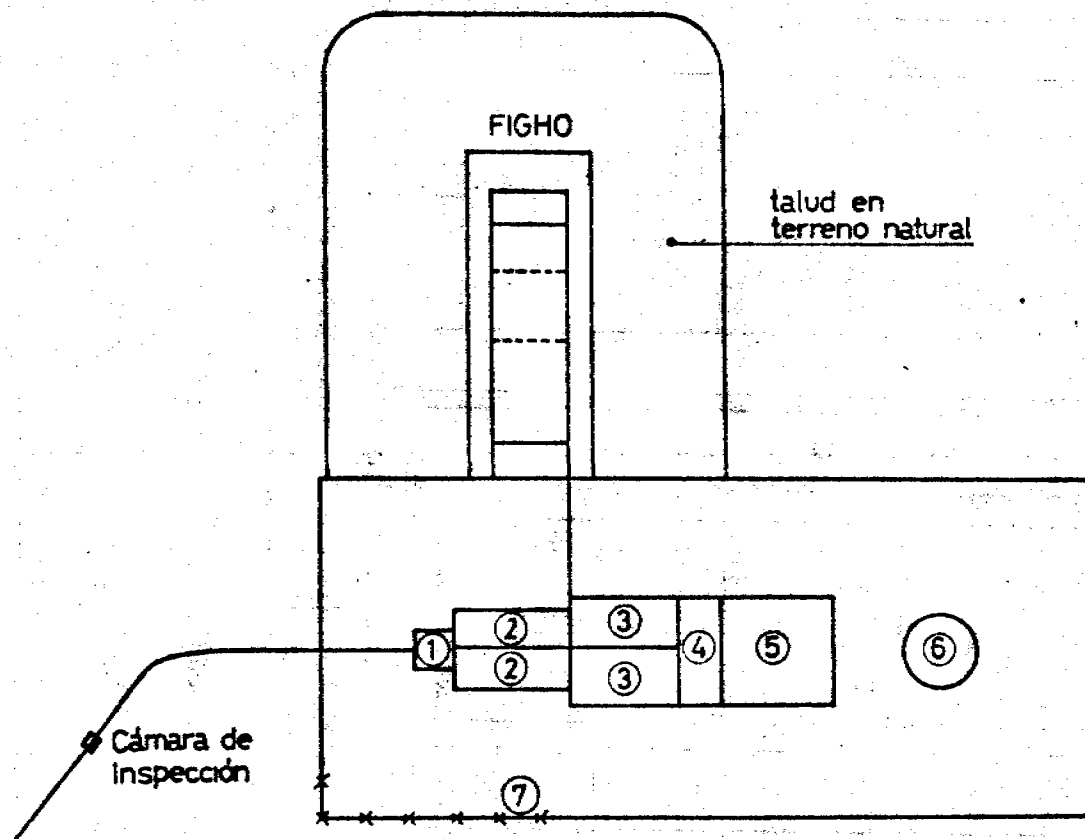
FECHA	PARAMETRO	AGUA CRUDA	A. PREFILTR.	A. FILTRADA
29-03-90	TURBIEDAD (UNT)	33	8,5	3,5
	BACTERIAS COLIFORMES (NMP/100ml)	930	93	140
	BACTERIAS AEROBIAS (p/100ml)	1500	80	70
28-03-90	TURBIEDAD (UNT)	150	5	3
	BACTERIAS COLIFORMES (NMP/100ml)	430	93	240
	BACTERIAS AEROBIAS (p/100ml)	1200	90	70
03-04-90	TURBIEDAD (UNT)	150	15	5
	BACTERIAS COLIFORMES (NMP/100ml)	930	9,1	23
	BACTERIAS AEROBIAS (p/100ml)	1200	300	300
17-04-90	TURBIEDAD (UNT)	140	32	7
	BACTERIAS COLIFORMES (NMP/100ml)	930	430	23
	BACTERIAS AEROBIAS (p/100ml)	1000	70	150
29-05-90	TURBIEDAD (UNT)	60	10	3
	BACTERIAS COLIFORMES (NMP/100ml)	430	23	9
24-07-90	TURBIEDAD (UNT)	30	8	3
	BACTERIAS COLIFORMES (NMP/100ml)	91	23	3
01-11-90	TURBIEDAD (UNT)	40	5	2
	BACTERIAS COLIFORMES (NMP/100ml)	430	--	3



FOTO 4 a: Canal La Paz en condiciones normales



FOTO 4 b: Canal La Paz despues de una lluvia



- ① Cámara Partidora de Caudales
- ② Sedimentadores
- ③ F.L.A.
- ④ Cámara de Regulación
- ⑤ Depósito
- ⑥ Tanque Elevado
- ⑦ Cerco Perimetral

FIG.13: Esquema de funcionamiento de la planta de potabilización de Catitas Viejas- Pcia. de Mendoza

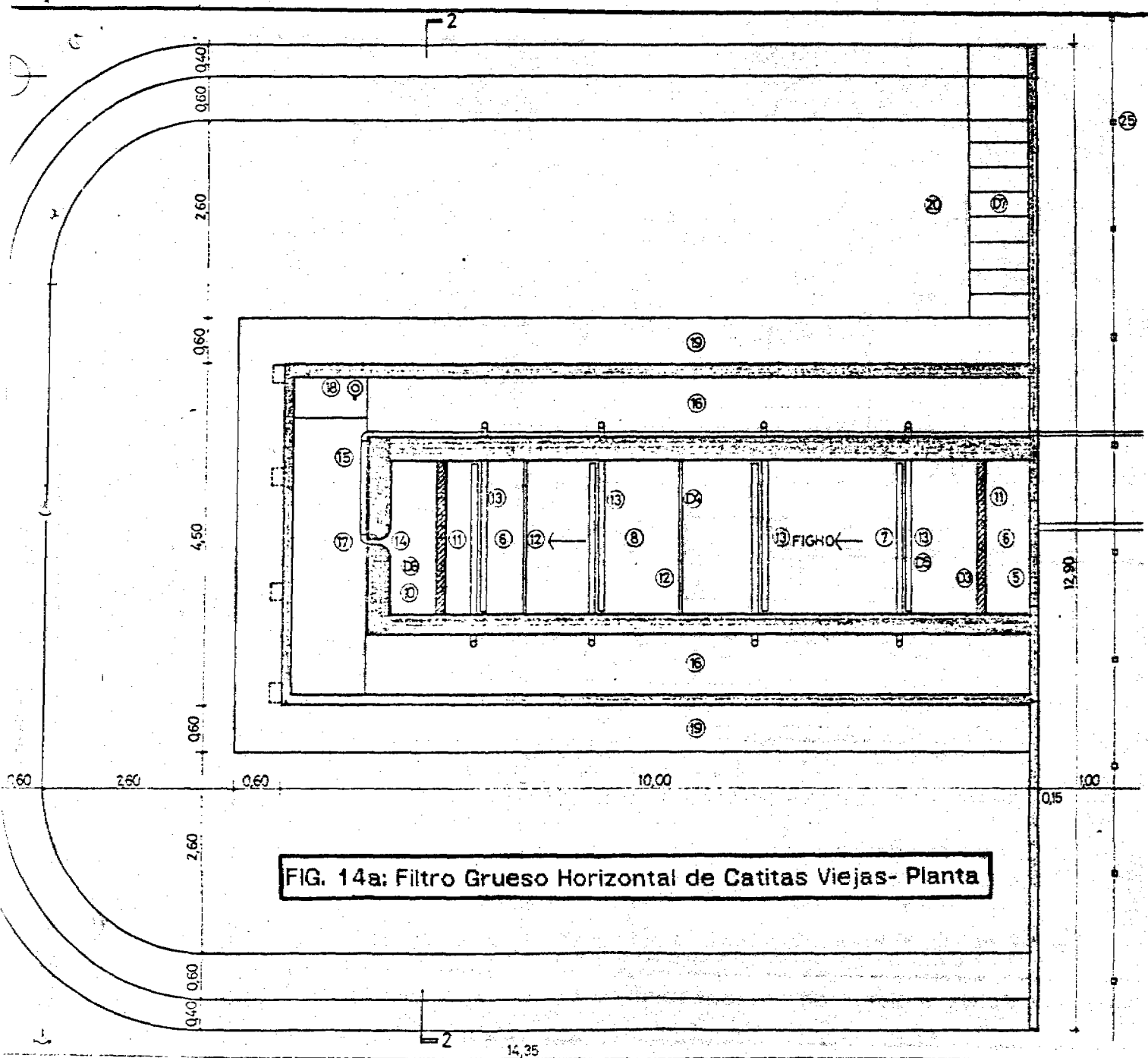


FIG. 14a: Filtro Grueso Horizontal de Catitas Viejas- Planta

REFERENCIAS

- 5
- 6
- 7
- 8
- 9
- 10
- 11
- 12
- 13
- 14
- 15
- 16
- 17
- 18
- 19
- 20
- 21
- 22
- 23
- 24
- 25
- 26
- 27
- 28
- 29

- Cañena de ingreso al FIGHO
- Cámara de ingreso al FIGHO
- Seccion del FIGHO con grava 15 mm.
- " " " " 10 mm
- " " " " 5 mm
- Cámara de salida del FIGHO
- Tabiques divisorios extremos de h'a* con perforaciones
- Tabiques divisorios internos (D1)
- Sistema de drenaje - caño pvc Ø 110 mm (D5)
- Dispositivo de salida del FIGHO (D6)
- Cañería de salida del FIGHO (caño pvc Ø 50 mm.)
- Canal colector del agua de lavado
- Zona de almacenamiento de agua de lavado
- Zona prevista para colocar la bomba
- Vereda perimetral para operacion del FIGHO
- Escalera de acceso (D7)
- Vereda perimetral existente
- Cerco perimetral existente

NOTAS

- instalaciones existentes
- instalaciones proyectadas
- medidas en metros
- NL: nivel de liquido.

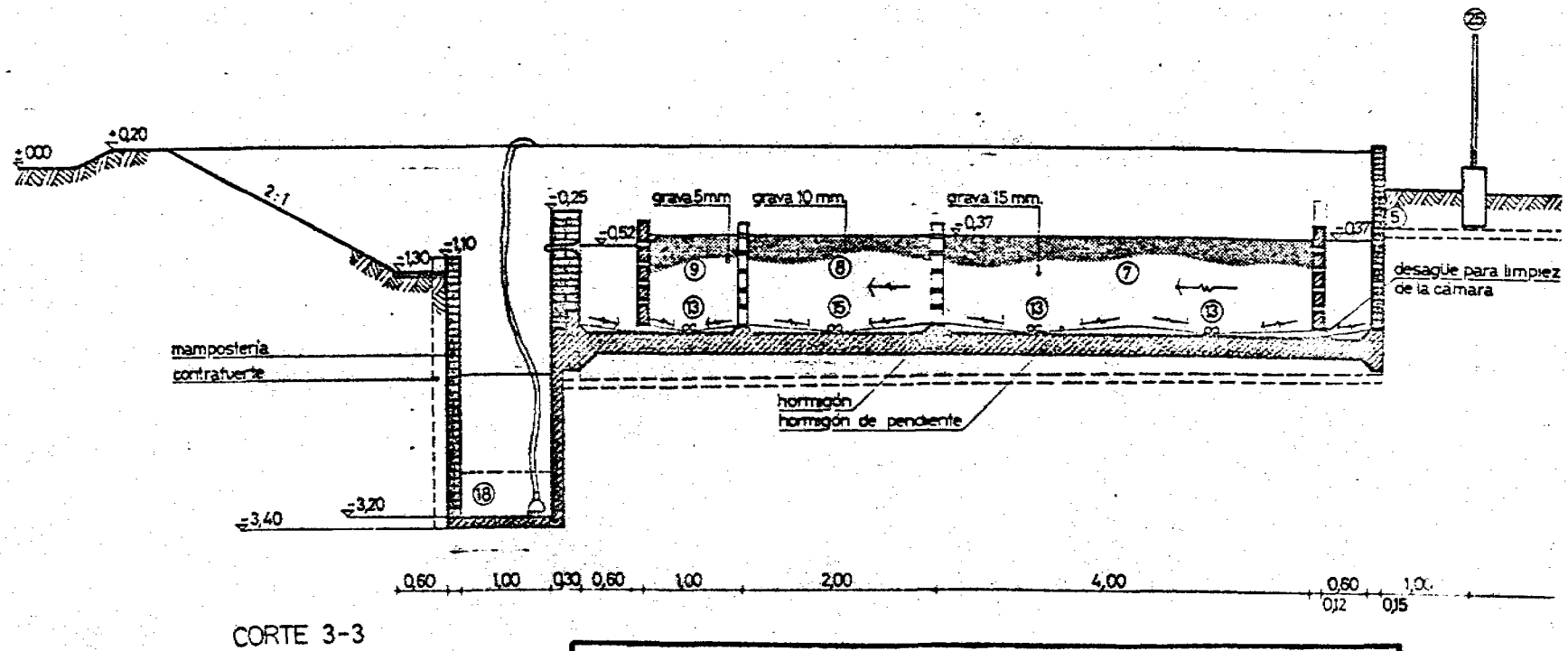
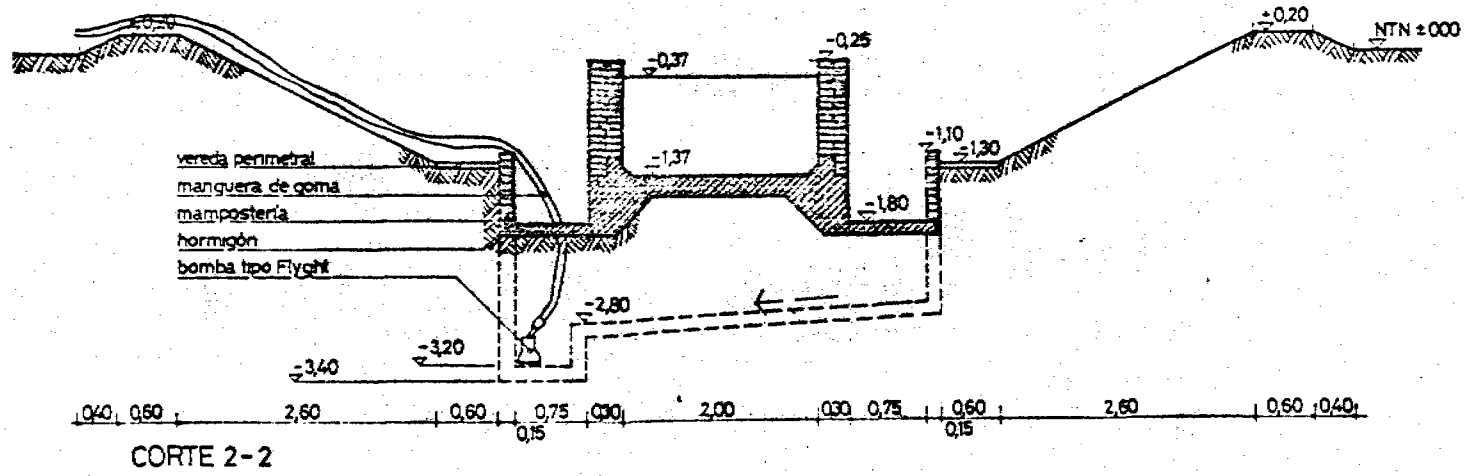
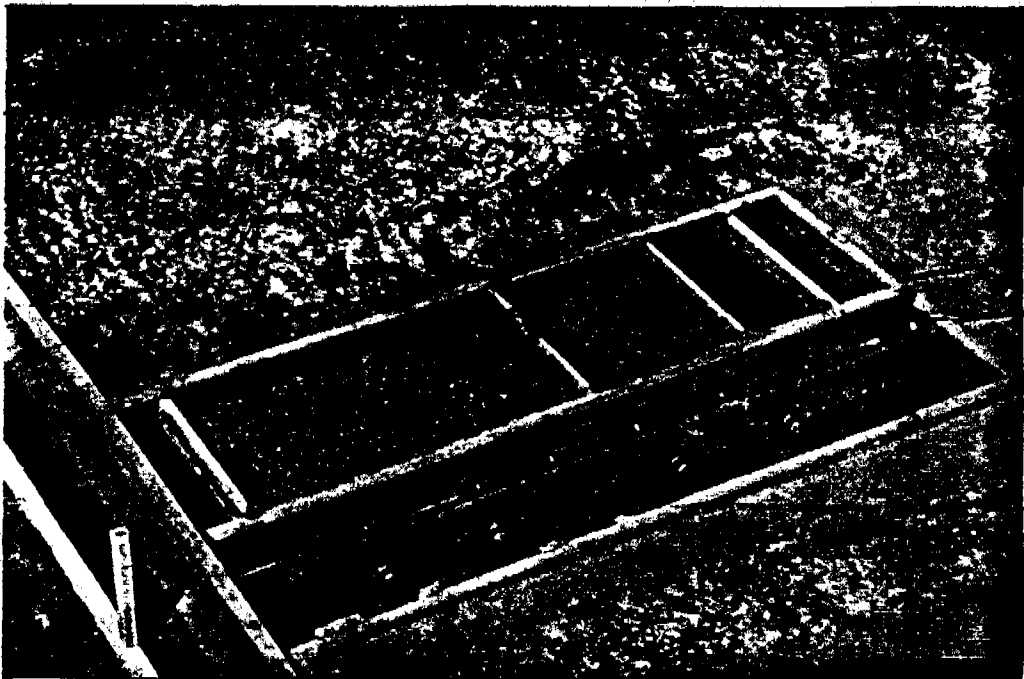


FIG.14b: Filtro Grueso Horizontal de Catitas Viejas- Corte

FOTO 5: Filtro grueso horizontal de Cafitas Viejas- Pcia de Mendoza

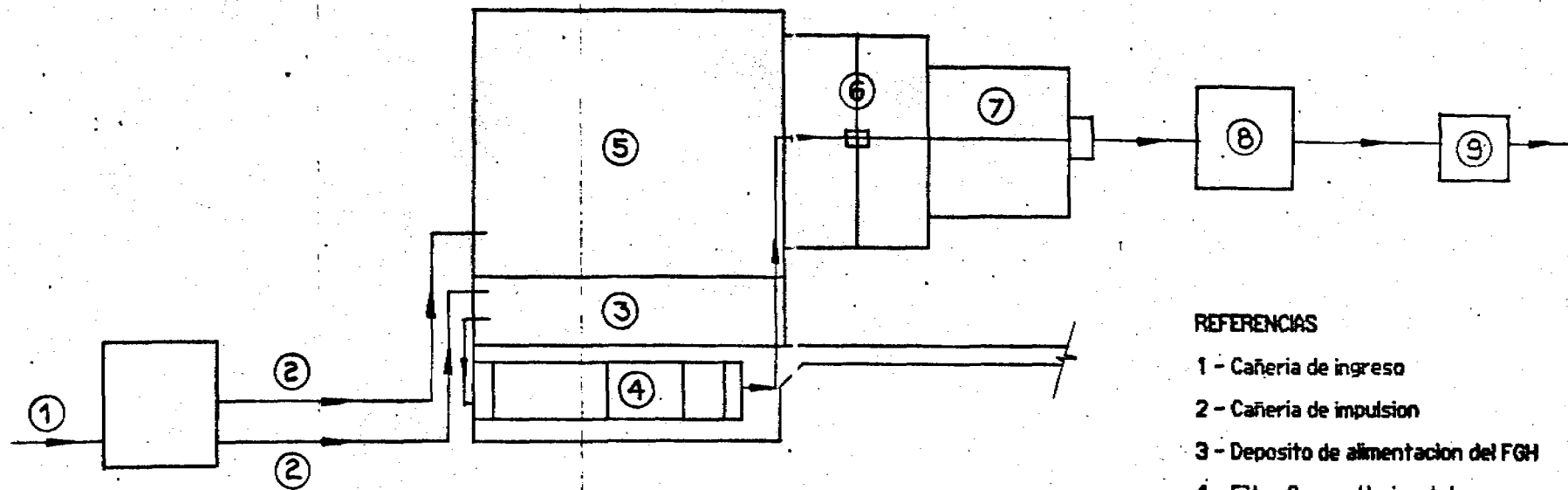


**TABLA 5
VALORES DE TURBIEDAD Y FILTRABILIDAD DE LA PLANTA DE POTABILIZACION DE
CATITAS VIEJAS**

MES	TURBIEDAD (UNT) promedio/desviacion estandar				FILTRABILIDAD (ml) promedio/desviacion estandar			
	agua cruda	agua sedimen- tada	agua efluente filtro grueso	agua filtrada	agua cruda	agua sedimen- tada	agua efluente filtro grueso	agua filtrada
Marzo	41 25,9	23 10,2	18 7,5	<5	255 85,6	247 58,5	345 97,1	394 65,8
Abril	22 9,1	23 6,0	15 7,5	<5	277 47,8	266 47,7	338 66,2	425 52,2
Mayo	28 6,1	16 6,1	9 2,9	<5	219 46,7	254 35,5	348 33,7	470 26,8
Agosto	20 8,4	20 8,7	19 11,8	<5	192 24,2	212 31,4	296 50,9	409 41,4
Setiembre	20 7,6	16 6,9	10 6,0	<5	181 45,8	204 47,8	281 54,7	384 46,7

TABLA 6
RESULTADOS DEL MUESTREO REALIZADO POR EL LABORATORIO DE OBRAS
SANITARIAS MENDOZA EN LA PLANTA DE POTABILIZACION DE CATITAS
VIEJAS

FECHA	TURBIEDAD (UNT)				BACTERIAS COLIFORMES (NMP/100ml)				ESCHERICHIA COLI (NMP/100ml)			
	agua cruda	efl. sedim.	efl. FGH	efl. filtro lento	agua cruda	efl. sedim.	efl. FGH	efl. filtro lento	agua cruda	efl. sedim.	efl. FGH	efl. filtro lento
8-3-91	6,0	2,5	0,9	1,2	>34000	700	180	15	>17000	350	90	3,75
26-8-91	2,6	2,3	0,7	0,6		<2		<2				0
21-8-91	2,3	2,3	1,2	1,0		<2		34				17
7-8-91	2,1	1,4	2,7	0,6		<2		34				34
11-9-91	2,3	2,2	1,6	1,4		>34		17	>17			8,5
25-9-91	2,5	2,0	0,7	0,7	>34	34	8,1	<2	0	0		0
8-10-91	3,7	2,9	3,0	0,9	>34	>34	17	<2				
17-10-91	6,0	3,0	0,8	0,6	23	38	<2	240				



REFERENCIAS

- 1 - Cañería de ingreso
- 2 - Cañería de impulsión
- 3 - Deposito de alimentacion del FGH
- 4 - Filtro Grueso Horizontal
- 5 - Sedimentador
- 6 - Filtros Lentos
- 7 - Cisterna
- 8 - Bombo
- 9 - Tanque elevado

FIG. 15: Esquema de planta de potabilizacion de Herradura- Pcia de Formosa

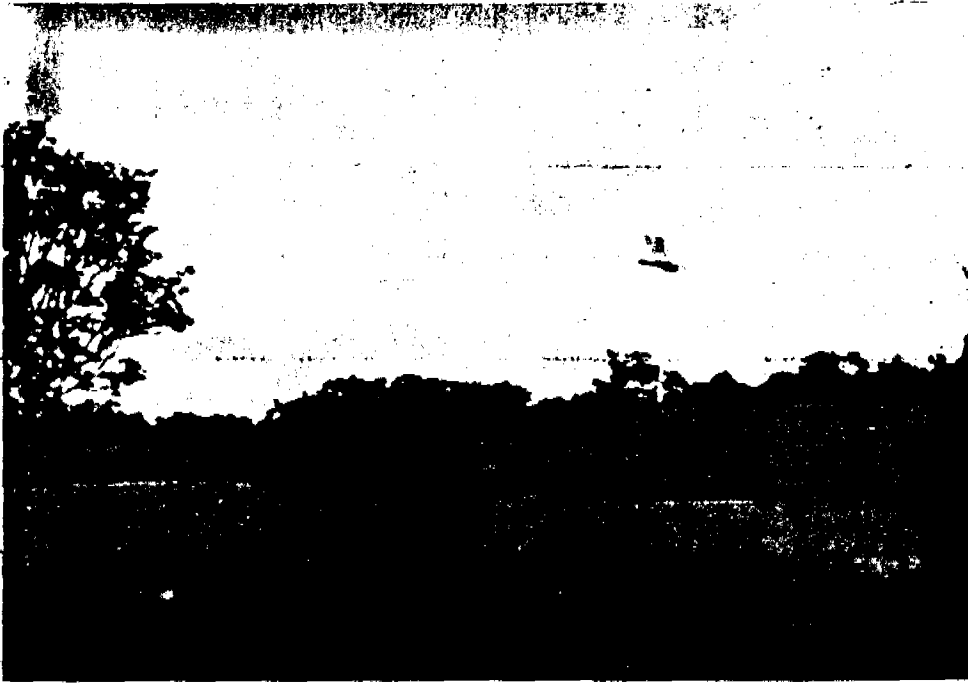


FOTO 6: Laguna de Herradura- Pcia. de Formosa

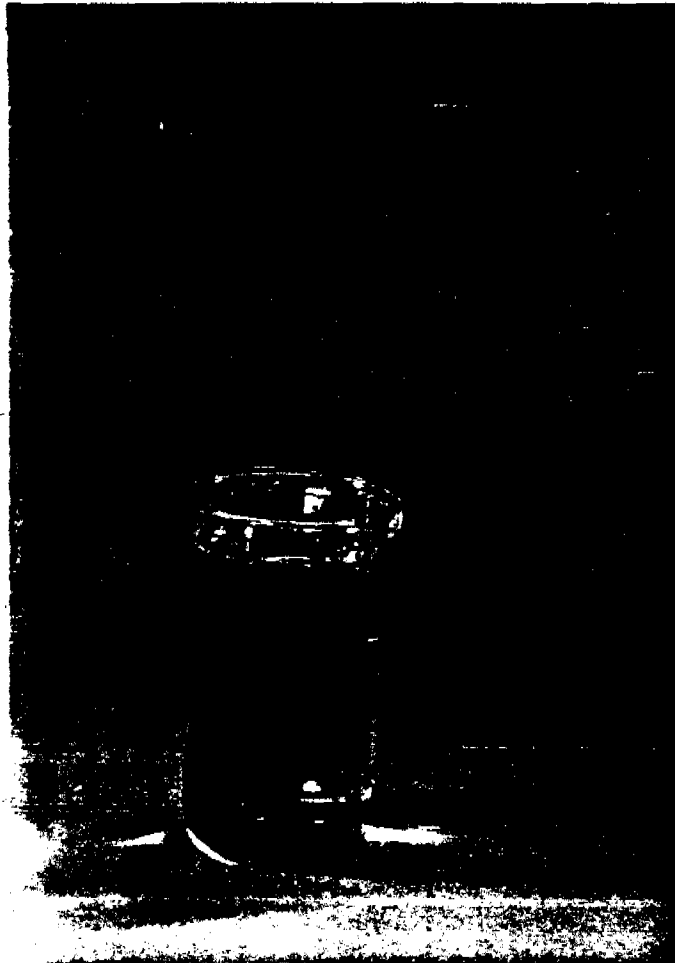
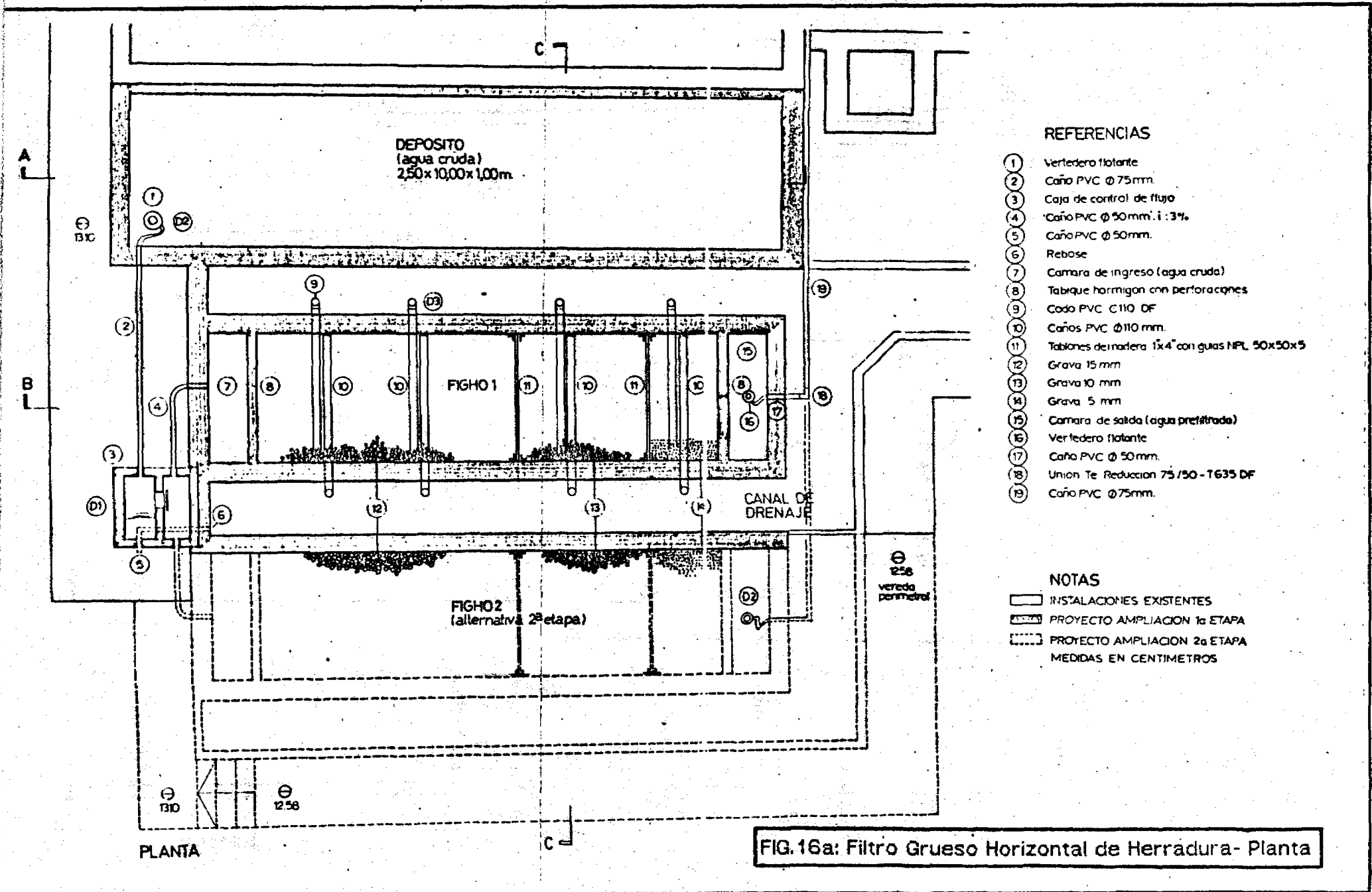


FOTO 7: Agua de la Laguna Herradura



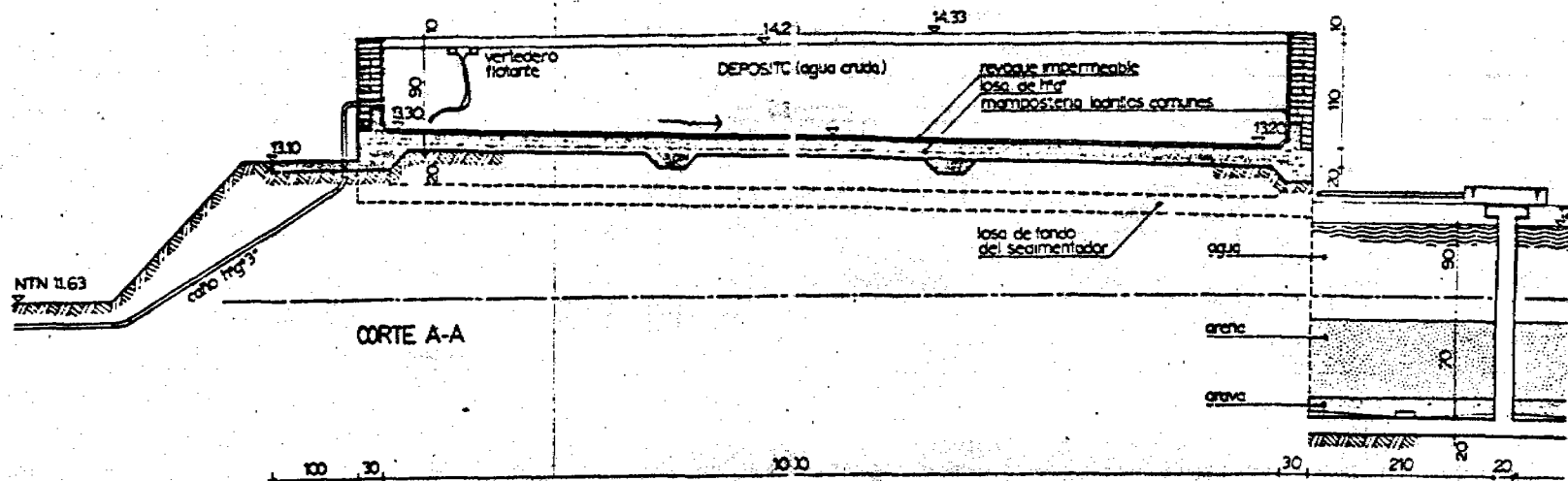
REFERENCIAS

- 1 Vertedero flotante
- 2 Caño PVC Ø 75mm.
- 3 Caja de control de flujo
- 4 Caño PVC Ø 50mm. i : 3%.
- 5 Caño PVC Ø 50mm.
- 6 Reboso
- 7 Cámara de ingreso (agua cruda)
- 8 Tabique hormigon con perforaciones
- 9 Codo PVC C110 DF
- 10 Caños PVC Ø110 mm.
- 11 Tablones de madera 1x4" con guías NPL 50x50x5
- 12 Grava 15 mm
- 13 Grava 10 mm
- 14 Grava 5 mm
- 15 Cámara de salida (agua prefiltrada)
- 16 Vertedero flotante
- 17 Caño PVC Ø 50mm.
- 18 Union Te Reduccion 75/50-T635 DF
- 19 Caño PVC Ø75mm.

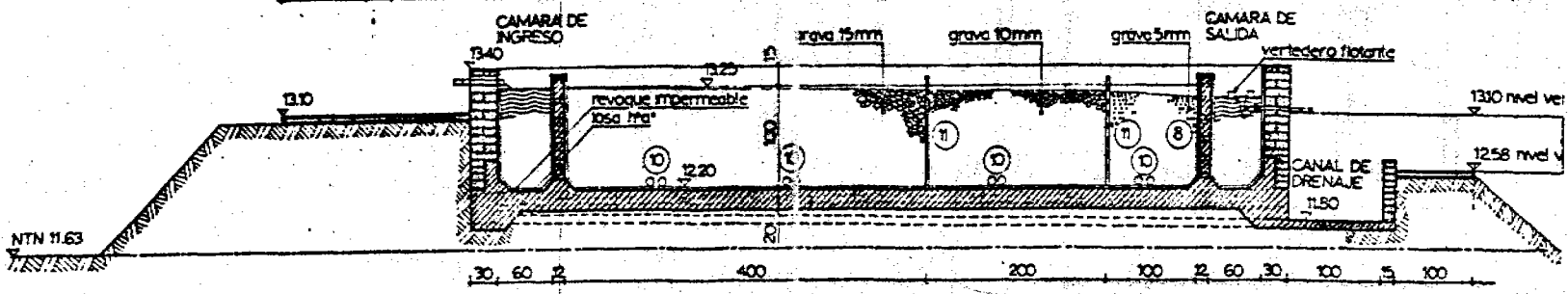
NOTAS

- INSTALACIONES EXISTENTES
 - PROYECTO AMPLIACION 1a ETAPA
 - PROYECTO AMPLIACION 2a ETAPA
- MEDIDAS EN CENTIMETROS

FIG.16a: Filtro Grueso Horizontal de Herradura- Planta

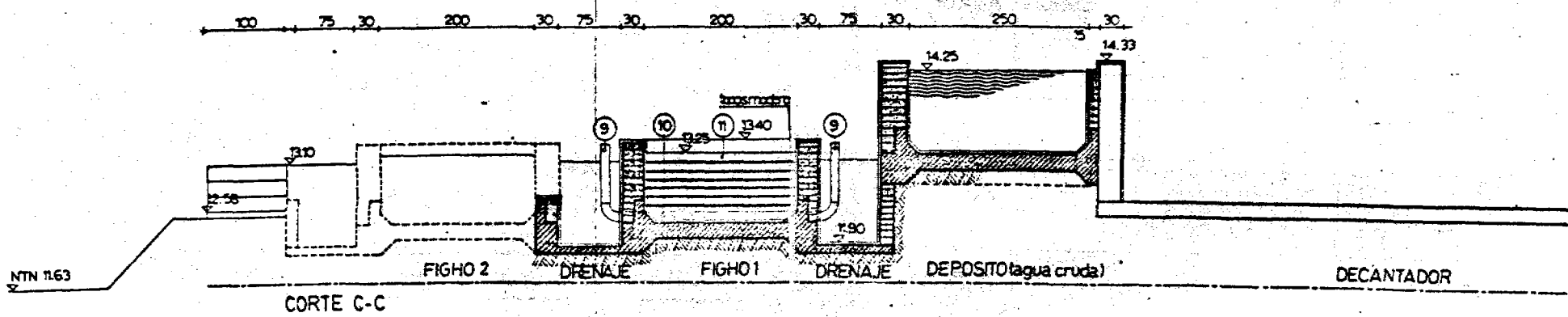


CORTE A-A



CORTE B-B

FIG. 16b: Filtro Grueso Horizontal de Herradura- Corte



CORTE C-C

FOTO 8 : Filtro Grueso Horizontal de Herradura -Pcia. de Formosa

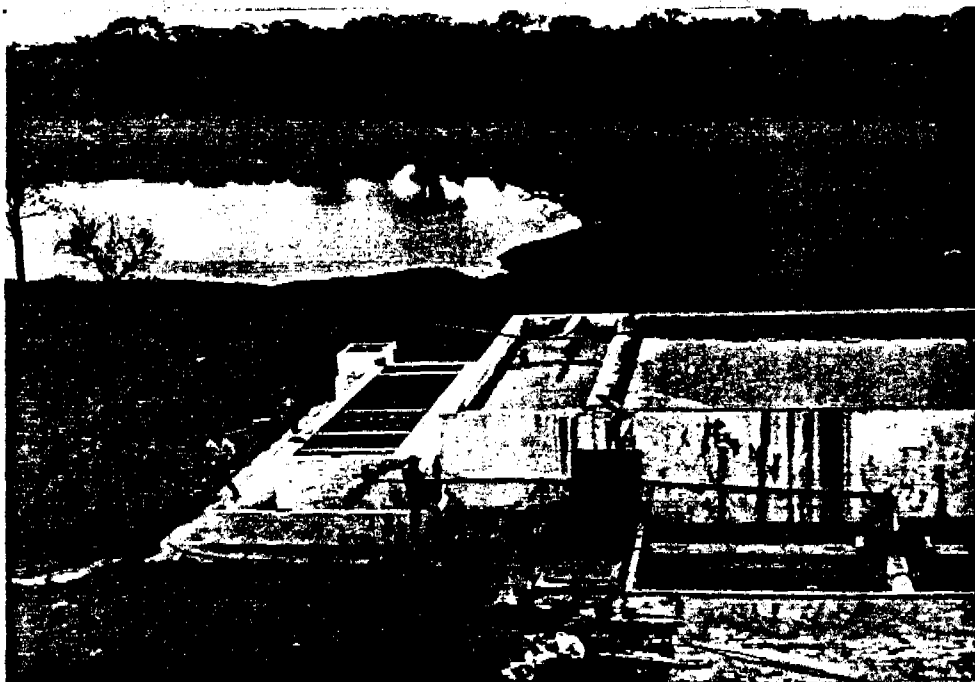


TABLA 7
RESULTADOS DEL MUESTREO "IN SITU" DEL FILTRO GRUESO HORIZONTAL
DE HERRADURA

MES	TURBIEDAD(UNT)		FILTRABILIDAD(ml)		COLOR(UC)	
	promedio	desvio estandar	promedio	desvio estandar		
	agua cruda ingresante	agua efluente del FGH	agua cruda ingresante	agua efluente del FGH	agua cruda ingresante	agua efluente del FGH
Junio	14 9,0	<5	75 17	183 47	200	180
Julio	6 2,0	<5	100 10	210 40	180	150
Agosto	8 2,0	<5	94 13	216 20	200	150

MUESTREO REALIZADO POR LABORATORIO DE AGOSF
LA TURBIEDAD SE DETERMINO CON UN TURBIDIMETRO HACH 2100

FECHA	TURBIEDAD(UNT)		COLOR(UC)	
	agua cruda ingresante	agua efluente del FGH	agua cruda ingresante	agua efluente del FGH
14-6-91	4,6	1,2	150	150
4-7-91	2,1	1,1	150	100
31-7-91	3,1	1,1	150	150
20-8-91	2,5	1,3	150	100

TABLA 8
RESULTADOS DEL ANALISIS BACTERIOLOGICO REALIZADO POR EL
LABORATORIO DE LA ADMINISTRACION GENERAL DE OBRAS SANITARIAS
DE FORMOSA EN LA PLANTA DE POTABILIZACION DE HERRADURA

FECHA	BACTERIAS COLIFORMES (NMP/100ml)				ESCHERICHIA COLI (NMP/100ml)			
	agua cruda	efl. sedim.	efl. FGH	efl. filtro lento	agua cruda	efl. sedim.	efl. FGH	efl. filtro lento
14-6-91	1500		15	15	750		2	4
4-7-91	1500	240	240	33	750	0	0	16
31-7-91	1500	5	38	38	136	0	0	2
20-8-91	230	8,8	2,2	38	0	0	1,1	0

TABLA 9
RESULTADOS DEL MONITOREO DEL FILTRO GRUESO HORIZONTAL DE
HERRADURA TRABAJANDO CON EL AGREGADO DE (SO₄)₃AI₂

FECHA	TURBIEDAD (UNT)				FILTRABILIDAD (ml)			COLOR (UC)				
	agua cruda de la laguna	entrada FGH	efl. FGH	efl. filtro lento	entrada FGH	efl. FGH	efl. sedim.	agua cruda de la laguna	entrada FGH	efl. FGH	efl. sedim.	efl. filtro lento
5-9-91	15	7,5	<5	<5	160	230	80	200	20	15	15	5
6-9-91	10	30	<5	<5	180	180	40	190	50	15	15	5
7-9-91	15	7,5	<5	<5	180	140	80	200	20	15	15	5
9-9-91	15	7,5	<5	<5	150	170	80	200	10	5	15	5
10-9-91	20	5	<5	<5	160	220	60	200	10	5	20	5
11-9-91	20	20	<5	<5	160	160	60	200	15	5	15	5
12-9-91	15	20	<5	<5	170	190	60	200	160	50		5
13-9-91	15	5	<5	<5	160	180	80	190	50	20	50	10
16-9-91	18	10	<5	<5	150	150	60	180	50	20	50	10
17-9-91	20	6	<5	<5	110	210	60	200	15	5	15	5
25-9-91	15	15	<5	<5	160	240	60	200	50	5	15	5
26-9-91	15	7,5	<5	<5	100	200	60	200	50	5	20	5
1-10-91	20	7,5	<5	<5	80	200	80	200	20	5	15	5
2-10-91	15	6	<5	<5	150	200	80	200	10	5	15	5
3-10-91	20	20	<5	<5	100	210	80	200	100	5	20	5
4-10-91	20	15	<5	<5	90	140	80	200	50	5	60	10
7-10-91	20	20	<5	<5	110	140	80	200	50	20	15	5
*LAUADO FGH												
10-10-91	15	5	<5	<5			80	200	20	7	15	
16-10-91	30	10	<5	<5			79	200	60	20	15	
17-10-91	30	10	<5	<5			59	200	60	20	15	

Horizontal-flow Roughing Filtration

M. Wegelin - International Reference Centre for Waste Disposal (IRCWD)
Swiss Federal Institute for Water Resources and Water Pollution Control (EAWAG)
Ueberlandstr. 133, CH-8600 Duebendorf, Switzerland

Paper presented at the International Seminar on the Improvement of Treatment Systems for Drinking Water with Pre-Treatment Alternatives, organized by CINARA and held in Cali/Colombia, 4-8 November 1991

1. Introduction

Slow sand filtration was introduced last century as a treatment process in public water supply systems. The surface water treatment process proved to be efficient against water-borne diseases and could, in combination with other sanitation improvements, eradicate water-related epidemics in Europe. Numerous water supplies in industrialized countries are still using slow sand filtration as part of their water purification system. Since it is a simple and reliable treatment process, slow sand filtration, which is also considered an appropriate technology for developing countries, has been widely applied in these countries. However, many treatment plants are now facing considerable operational problems or are even out of operation. This is often due to one or a combination of the following reasons:

- inappropriate raw water quality with respect to turbidity and suspended solids concentration
- faulty design and operation of the slow sand filters
- absence of adequate support regarding local operation, maintenance and administration in slow sand filter schemes.

The use of efficient and simple pretreatment processes will solve the first problem; good documentation, proper training and adequate supervision are necessary to avoid failures identified as second problem, whereas reinforcement of the institutional structures are required to solve the third problem area. In this paper, which focuses only on the first problem, the horizontal roughing filter technology is mainly presented as one of various appropriate pretreatment processes.

Sedimentation, possibly preceded by chemical flocculation, is applied for the reduction of turbidity and for the removal of solid matter. Suspended solids separation through plain sedimentation is

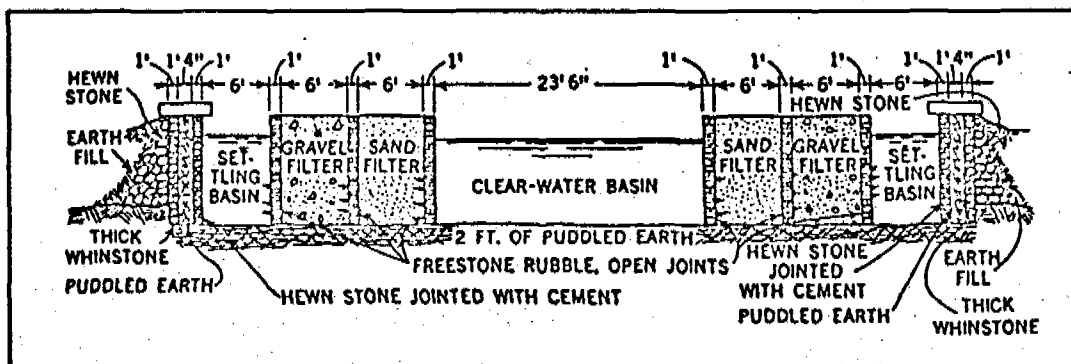
often not sufficient to enable adequate slow sand filter operation. Therefore, chemicals are often used to enhance the sedimentation process. However, chemical flocculation is a rather sensitive and unstable treatment process. Difficulties with chemical dosage as well as uncontrollable hydraulic problems, such as short-circuiting and boiling effects caused by temperature gradients, can significantly reduce the solid removal efficiency of flocculators and sedimentation tanks. Such adverse but often experienced operational conditions allow flocs to escape from the pretreatment step and rapidly clog the subsequent slow sand filters. The use of chemical flocculation and sedimentation as pretreatment process greatly endanger the operation of slow sand filters and should, therefore, not precede these filters without any other intermediate pretreatment step.

Prefiltration is an alternative but efficient pretreatment process for the removal of solid matter. Due to the large filter surface area available in prefilters for sedimentation, adsorption, chemical and biological activities, the treatment process is very effective. Coarse (rough) gravel is generally used as filter material in the prefilters, most commonly called roughing filters. Roughing filters do not require sophisticated mechanical equipment and are operated at low filtration rates without the addition of coagulants. They are thus an adequate pretreatment technology well adapted to slow sand filtration.

2. Historical background of horizontal-flow roughing filtration

The first coarse gravel filter operated in horizontal-flow direction and used in a public water supply system was constructed by John Gibb at Paisley, Scotland in 1804¹. 3 concentric rings were arranged around a central clear water tank. The outer empty ring was used as sedimentation tank, whereas the inner rings, divided into filter compartments, were filled with gravel and sand, respectively as shown in Fig. 1. The raw water drawn from the polluted River Cart flowed radially from the periphery to the centre of the installation and ran through the sedimentation, roughing and sand filter unit. In the past century, many other treatment plants in England adopted Gibb's treatment concept by using coarse gravel filtration in combination with slow sand filtration.

Fig. 1 Water treatment plant constructed by J. Gibb at Paisley in 1804¹



At the end of the last century and the beginning of this century, coarse gravel filtration was extensively used also in Europe. However, since the roughing filters were virtually converted into rapid or mechanical filters, the practical technological know-how was lost. The water works of Dortmund, Germany, revitalized the horizontal-flow roughing process in the early '60s. An artificial groundwater recharge plant consisting of prefilters of 50-70 m length, cascades and slow sand filter basins was constructed in order to recharge the shallow aquifer with raw water drawn from the River Ruhr². The treatment plant layout is presented in Fig. 2. Other water supplies in Switzerland and Austria followed the German example but used slightly modified designs. High filtration rates of 5-15 m/h are applied to all these plants treating river water of low turbidity.

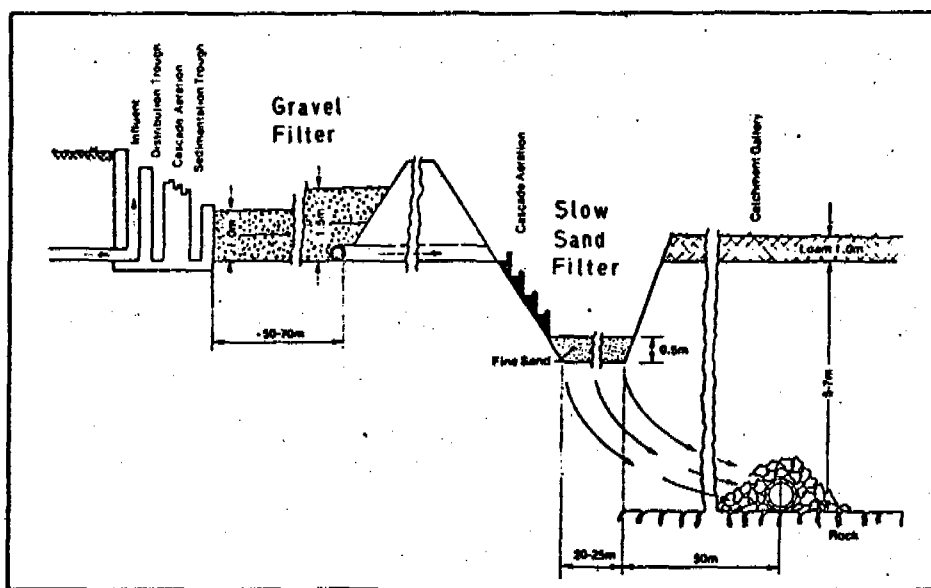


Fig. 2 Layout of the artificial groundwater recharge plant of Dortmund²

Over the past 15 years, horizontal-flow roughing filtration has been tested and adopted by numerous institutions in developing countries. In order to develop a pretreatment process capable of coping with highly turbid surface water, the technology was submitted to laboratory investigations and field tests. In 1977, the Asian Institute of Technology (AIT), Thailand, ran laboratory and pilot scale filtration tests with horizontal-flow roughing filters and slow sand filters³. The AIT adopted a very particular roughing filter design comprising 7 gravel layers installed in a 5-m long filter bed. The gravel fractions ranged from 10-25 mm to 2.5-6 mm in size. The finest fraction was installed in the centre of the filter. However, there is no valid argument in favour of the installation of the smallest gravel fraction in the centre of the filter. Nevertheless, while operating at 0.6 m/h filtration rate, the filter reduced the turbidity by approx. 60-70 % of its initial value which varied between 30 and 140 Nephelometric Turbidity Units (NTU). 3 full-scale demonstration schemes were then constructed and their performance monitored for approx. half a year. The available data⁴ reveal that the prefilters enabled slow sand filter runs of several months.

The University of Dar es Salaam (UDSM), Tanzania started its investigations on roughing filters in 1980. Initially, single media downflow roughing filters were operated between 0.5 and 8 m/h filtration rates. These preliminary tests show that a high solid removal efficiency can only be reached under laminar flow conditions; e.g. at filtration rates of less than 2 m/h. On account of the small silt storage capacity of downflow roughing filters, the filter runs are considerably reduced when treating highly turbid water. Therefore, the investigations focused on horizontal-flow roughing filtration. Its distinctive flow pattern results in a larger silt storage capacity and potentially longer filter runs. Furthermore, structural constraints do not limit the filter length of horizontal-flow roughing filters like vertical-flow roughing filters which are restricted to an approx. 1-3 m filter bed length. A 15-m long filter channel filled with 3 gravel fractions and operated at filtration rates of 0.5 and 1 m/h displayed a turbidity reduction of at least 85 %⁵. Horizontal-flow roughing filters in combination with slow sand filters were thereafter field tested at different sites in Tanzania. Slow sand filter running times of 2-3 months could easily be achieved with this treatment combination. The potential of the applied treatment scheme was also confirmed by field studies⁶.

The International Reference Centre for Waste Disposal (IRCWD) embarked on extensive filtration tests in 1982. Research on the filter mechanisms taking place in horizontal-flow roughing filters were carried out in the laboratory with a kaolin model suspension. The filtration tests revealed two main observations. On the one hand that the solid removal efficiency of roughing filters does not depend on the surface characteristics of the filter medium and, on the other that filter efficiency can be restored by filter drainage. The laboratory results were published⁷ along with a developed semi-empirical filtration model. These results also served as a base for the manual⁸ on preliminary design guidelines for horizontal-flow roughing filters. Financially supported by the Swiss Development Cooperation (SDC), IRCWD started to promote world-wide the horizontal-flow roughing filter technology in 1986. Dissemination of the technology, development of local expertise and collection of additional practical experience with horizontal-flow roughing filters were the main objectives of this promotional project. Already in 1985, formal cooperation agreements were signed in Latin America with DelAgua/CEPIS, Peru, with CINARA/Universidad del Valle, Colombia, in 1987, and with the Universidad Nacional de Rosario, Argentina, in 1989. The different phases of IRCWD's filter project are presented in Fig. 3. Meanwhile, other institutions have embarked on research work in horizontal-flow roughing filtration and thereby contribute to the promotion of the technology.

CINARA, IRCWD's cooperation partner in Colombia, set up 3 full-scale demonstration plants in collaboration with different local institutions. A first treatment plant with a capacity of 60 m³/d was constructed by the Comité de Cafeteros del Valle at the Centro Integrado de Desarrollo Rural (CIDER) at Restrepo. A second plant of 275 m³/d capacity was installed for the community of

Buitrera in cooperation with the Servicio Seccional de Salud del Valle. Finally, the Universidad Javeriana in Cali set up a third plant with a capacity of 260 m³/d. In addition to these plants and in order to carry out a comprehensive comparative study of different pretreatment processes, CINARA constructed at its research centre in Puerto Mallarino a horizontal-flow roughing filter pilot unit operated in parallel with other pretreatment units.

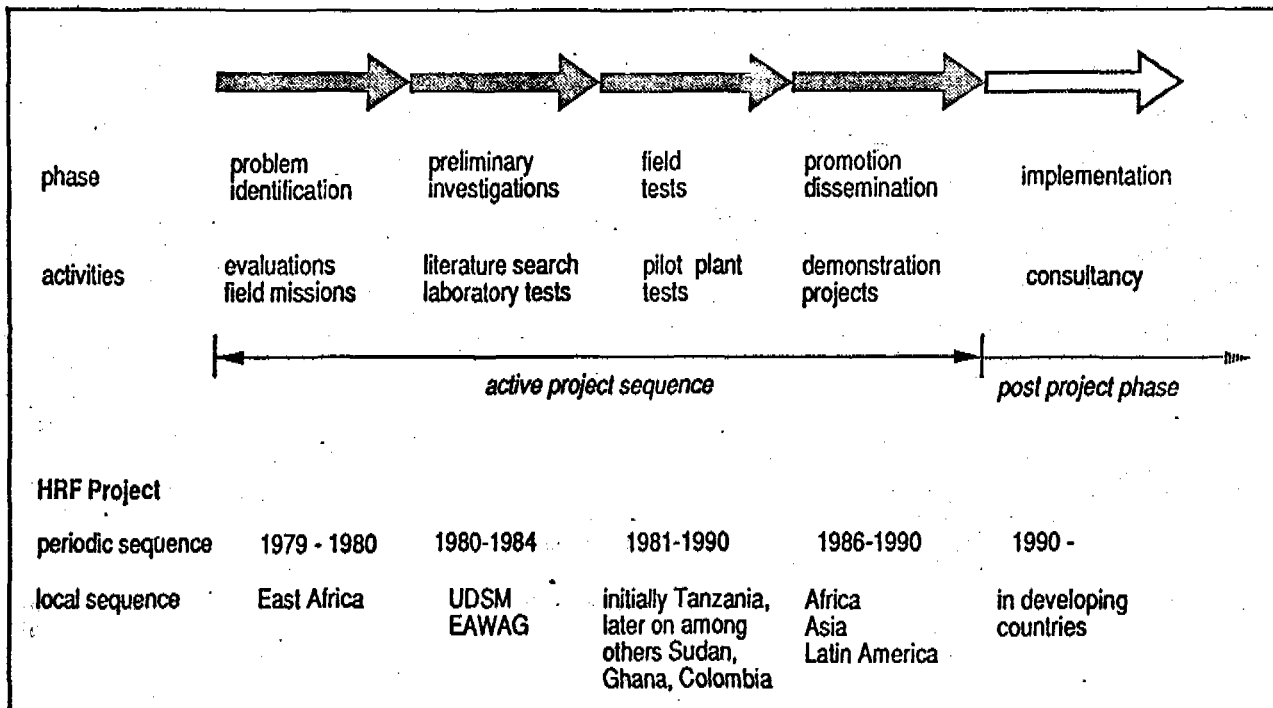


Fig. 3 Phases of IRCWD's project on horizontal-flow roughing filtration

3. Main features of horizontal-flow roughing filters

A horizontal-flow roughing filter basically consists of a box filled with gravel of different sizes. Compartments at the inlet and outlet site of the filter box ensure an even flow distribution over the full filter cross-section. The horizontal water flow through the filter is adjusted at the entrance of the inlet and the water level in the filter is controlled by an outlet weir. The size of the graded filter medium varies from approx. 20 mm to 4 mm by a sequence of coarse, medium and fine fractions. Filter structures with a total filter length of 9 to 12 m were originally designed to provide a large silt storage volume to accommodate the separated solids. The filter height is limited to 1.5 m to enable easy cleaning, and the width of the filter box varies according to the capacity of the filter but generally ranges between 2 and 5 m. The filter is equipped with a drainage system used for hydraulic filter cleaning. The main features of a horizontal-flow roughing filter are illustrated in Fig. 4.

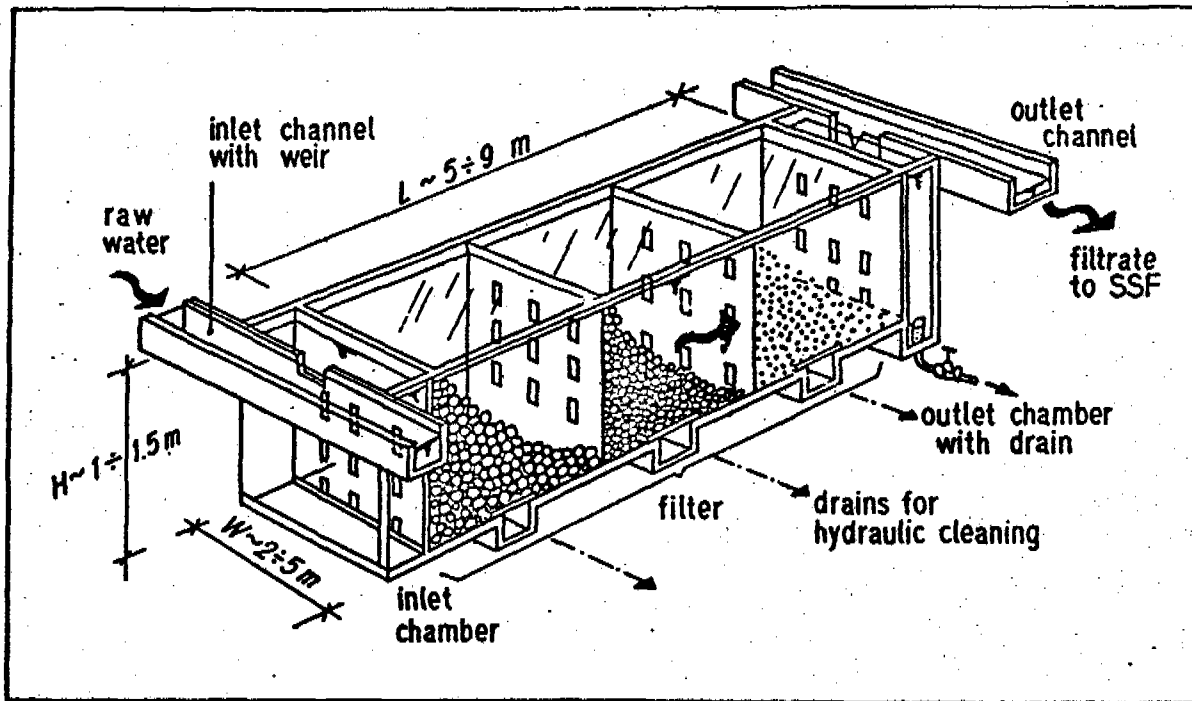


Fig. 4 Main features of a horizontal-flow roughing filter

4. Operation of horizontal-flow roughing filters

Sedimentation is the main process responsible for the separation of solid matter in roughing filters. The horizontal-flow roughing filter acts as a multi-store sedimentation basin, thus providing a large surface area for the accumulation of settleable solids. Depending on the organic characteristics of the raw water, other processes such as biological oxidation of dissolved organic matter or adsorption of solid matter at the slimy filter surface will also occur.

Since high solid removal efficiencies can only be achieved under laminar flow conditions, roughing filters are, therefore, operated at low filtration rates; i.e., in the order of 0.3-1.5 m/h. The solids settle in quiescent zones of the filter, accumulate on the top surface of the filter material and grow into dome-shaped, loosely arranged aggregates with advanced filtration time. These continuously growing small heaps drift as tiny packages towards the filter bottom once the accumulated aggregates reach instability. This drift regenerates filter efficiency of the upper gravel layers and enables accumulation of a considerable amount of separated solid matter. In vertical roughing filters, this drift of accumulated aggregates would certainly break through the filter. Compared to vertical-flow roughing filters, horizontal-flow roughing filters are therefore capable of accommodating higher filter loads.

The natural self-regeneration capacity of horizontal-flow roughing filters can be enhanced by filter drainage. The fragile conglomerates collapse and are flushed down to the filter bottom when the water table in the filter is suddenly lowered. Hence, the accumulated mass of solids can be washed out of the filter through a hydraulically efficient drainage system consisting of perforated pipes as well as fast opening and closing valves or gates. The roughing filters are preferably drained at high velocities; i.e., in the range of 60 - 90 m/h. High drainage rates will support the removal of sludge accumulated at the filter bottom.

Filter cleaning can also be carried out manually by excavating the filter material, washing and refilling it into the filter box. The frequency of manual filter cleaning depends on the solid matter characteristics of the raw water as well as on the hydraulic cleaning efficiency. Frequent and efficient filter drainages delay the need for manual cleaning which is, nevertheless, necessary after some years of operation.

5. Recent developments of horizontal-flow roughing filtration

5.1 Filter length

The horizontal-flow roughing filter was originally designed to provide a large silt storage volume. Relatively large filter lengths of 9 to 12 m were the result of this initial design approach. This would enable, even during periods of high raw water turbidity, filter runs of several months similar to those of well operated slow sand filters. However, prolonged filter operation results in high filter loads. The accumulation of solids, however, is not evenly distributed over the full filter length. Highest filter loads are recorded at the entrance zone of each gravel fraction, however, the front of the accumulated silt will gradually penetrate into the filter with progressing filter operation.

On the other hand, filter efficiency will rapidly decrease with increased filter load. Laboratory tests with a kaolin suspension showed that filter efficiency is reduced by a factor of 10 or more once a filter load of 10 g/l is exceeded⁷. In other words, an 0.5 m long, relatively clean filter area will have the same efficiency as the 5 m filter material of a silt-loaded filter. Hence, silted filter zones hardly contribute to a further reduction of suspended solids. Furthermore, manual filter cleaning was initially given priority. However, the importance and the benefits of hydraulic filter cleaning were, in the meantime, recognized. Since regular hydraulic cleaning prevents the development of excessive filter loads and regenerates filter efficiency, filter lengths can be reduced provided the filters are flushed regularly. A new design practice thus tends to reduce filter lengths to 4-7 m and to provide efficient hydraulic cleaning facilities which result in considerably lower construction costs at the expenses of maybe slightly higher operational costs.

5.2 Size of filter material

The filter material size and the number of layers were modified during the development of horizontal-flow roughing filters. A single layer of large filter material size (e.g. 30-70 mm in Dortmund, 50-80 mm in Aesch and 16-32 mm in Gratz) is used at the artificial groundwater recharge plants in Europe. The AIT design proposes the use of 7 layers of material ranging between 25 and 2.5 mm in size, whereas the IRCWD layout originally proposed 3-4 layers of filter material graded between 20 and 5 mm. Since finer filter material provides a greater filter efficiency, one tends to reduce the size of the filter material. However, due to the unavailability of large volumes of fine material, engineers and contractors are forced to use larger filter material. To facilitate hydraulic filter cleaning, the filter material should not be too small (minimum size approx. 4 mm), nor too coarse (maximum size between 20-25 mm) in order to avoid excessively large filter lengths. Horizontal-flow roughing filters comprising 3 gravel fractions are now the standard design practice. The use of at least 2 or generally 3 different filter material sizes provide an economic filter design and adequate filter operation. Fig. 5 illustrates the overall correlation between filter material size, filter length and filter efficiency.

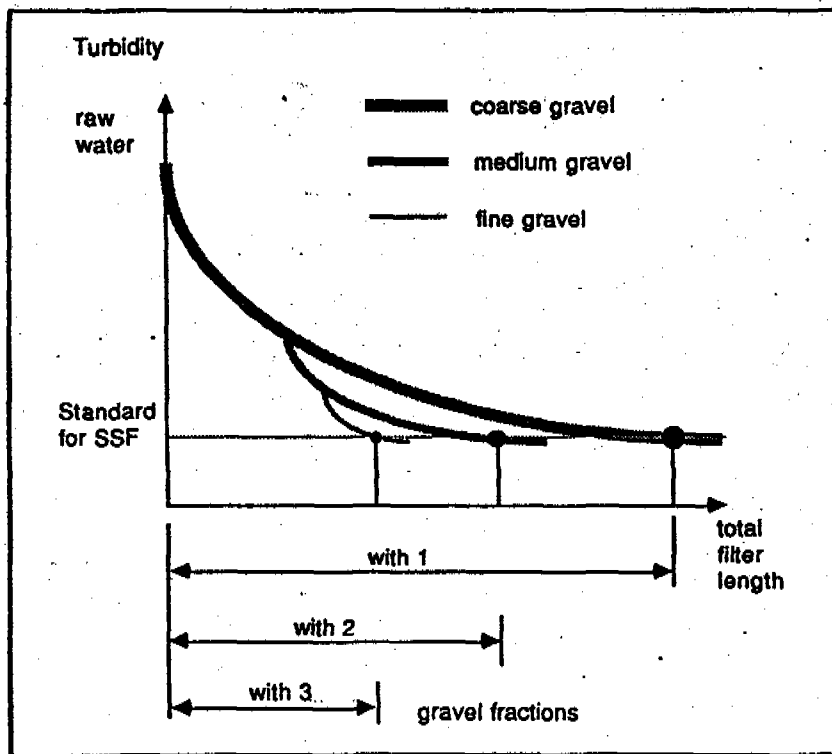


Fig. 5 Turbidity reduction in horizontal-flow roughing filters
in correlation to filter length and different gravel fractions

In order to enhance the reduction of colour, CINARA installed a sand layer within the finest gravel layer of horizontal-flow roughing filters. However, the field tests carried out with pilot units as well as with full-scale filters revealed that no significant improvement was achieved with such a filter configuration⁹. On the contrary, the turbidity of the water passing through the sand layer even increased occasionally. The washout of fine material from the sand bed, which is not supported by adequate gravel fractions, might probably be the reason for this water quality deterioration. The installation of a sand layer will, however, also pose operational problems. The sand fraction acts as surface filter and develops a significant filter resistance with progressive filter running time. This headloss development might also reduce the hydraulic capacity of the filter with advanced filter operation time. Furthermore, hydraulic filter flushes are hardly able to clean the sand layer adequately and may even wash the sand layer out of the filter. Based on this practical experience and on the described operational problems, the filter material of roughing and slow sand filters should not be mixed in a single installation.

5.3 Filter drainage

Easy and efficient filter cleaning is an important criterion which will guaranty a long-term filter use. Emphasis must be given to the development of an effective hydraulic cleaning installation and procedure since manual cleaning involves a cumbersome and tedious work. With respect to the removal of accumulated solids in the filter, hydraulic cleaning can be divided into 3 transportation steps; i.e., into a flush down of the solids to the filter bottom, into a drag of the sludge to the drainage system and finally, into a wash out of the deposit through the drainage system. The most difficult part is the transportation of the sludge into the drainage system. Semi-covered troughs, prefabricated culverts and perforated pipes were originally proposed as drainage facilities for horizontal-flow roughing filters. Field experiences revealed that a well distributed drainage collector system is the most favourable drainage configuration as sludge removal is improved by reduced horizontal transport distances. A well distributed drainage system is best achieved by the installation of perforated pipes as commonly used nowadays in horizontal-flow roughing filters. Variation of the suspended solids concentration in the washwater and correlation between hydraulic cleaning efficiency and drainage rate have also been assessed and reported^{10,11}. During a hydraulic filter flush, the suspended solids concentration has a distinct pattern of 3 phases as shown in Fig. 6; i.e., a short peak at the beginning of the filter flush, a significant drop with progressing flushing time, followed by a small peak towards the end of the filter flush. The suspended solids concentration in the washwater of the subsequent filter flushes is considerably smaller compared to that in the first filter flush. With such clear-cut washwater characteristics, interruption of the hydraulic procedure halfway through may be considered in order to save washwater and reduce water refilling time. Easily operated drainage gates and valves have to be installed for this purpose. With such equipment, drainage rates can also vary and induce alternating

flow conditions in the filter media. However, shock flushing and especially a rapid closing of the valves do not significantly increase the hydraulic cleaning efficiency but may rather expose the hydraulic installations to dangerous water hammer conditions.

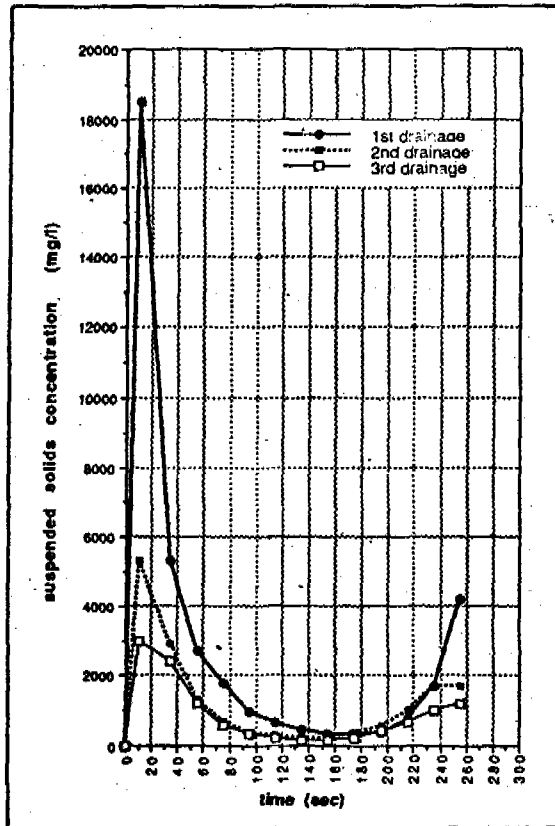


Fig. 6 Suspended solids concentration of 3 subsequent filter drainage cycles in the washwater of a horizontal-flow roughing filter equipped with drainage pipes¹¹

6. Experiences with roughing filters in Aesch, Switzerland

6.1 The existing treatment plant

In the early '70s, an artificial groundwater recharge plant was designed for Aesch to supply the extensively used aquifer in the Birs valley near Basel. The plant, which started operation in 1976, consists of a raw water pumping station, a lagoon, 9 horizontal-flow roughing filters, 5 cascades, a slow sand filter basin, and 10 recharge wells. The plant, which has a minimum capacity of 17,300 m³/d, is interrupted during periods of poor river water quality. The suspended solids concentration fed to the prefilters is therefore limited to maximum 30 mg/l. During the first years of

operation the plant did not pose any operational problems and the 6,500 m² large slow sand filter basin had to be cleaned only annually or biannually. These long filter runs were only possible on account of an unexpected water short circuit through the embankment of the recharge basin. Partly treated water with an average suspended solids concentration of 2.1 mg/l was supplied to the recharge wells which gradually clogged up and endangered the long-term use of the plant. The embankment was lined with a geotextile to stop short-circuiting. This, however, doubles the hydraulic load on the sand filter and, therefore, requires more frequent cleaning. Since the running time of the sand filter also depends on the solids load, field tests were carried out to study possibilities of improving the solid matter removal efficiency of the existing horizontal-flow roughing filters. These 15-m long and 16.8-m wide old filters are filled with a uniform gravel fraction of 50-80 mm and operated at filtration rates ranging between 5 and 8 m/h. Since the filters are not equipped with a drainage system to allow hydraulic filter cleaning, the filter material has to be exchanged every 6 years. The particular filter design and way of operation of the existing roughing filters are responsible for the insufficient reduction of the suspended solids concentration; i.e., on an average from 8 to 4 mg/l.

6.2 The pilot plant and efficiency of different roughing filters

In 1988, a pilot plant consisting of 2 horizontal-flow and 3 upflow roughing filters was constructed at the site. All filters were filled with 3 different gravel fractions of 16-24, 8-16 and 4-8 mm. The new 6.6-m long horizontal-flow roughing filters were operated at 2.3 and 4.6 m/h filtration rates in order to meet the boundary conditions which require the plant to maintain or even double its capacity within the existing structures. The 20 m² large and 1 m high upflow filters were operated at 0.4 and 0.8 m/h filtration rates. The suspended solids removal efficiency of the pilot filters was at least two times higher than that of the old prefilters as shown in Fig. 7.

6.3 Hydraulic cleaning tests

The hydraulic cleaning efficiency of the pilot filters equipped with different underdrain systems has also been investigated. Well screen tubes 200 mm in diameter were installed as underdrain system in 1 upflow and the 2 horizontal-flow roughing filter units. The 2 other upflow roughing filters were equipped with a false filter bottom consisting of concrete slabs 25x50 cm in size and installed with open joints of approx. 2 mm width. Common concrete blocks of 25 cm height were used to support the concrete slabs. The hydraulic cleaning efficiency is correlated to the applied drainage rate as shown in Fig. 8. A distinct correlation has been observed with the false bottom upflow roughing filters, while in the filters equipped with well screen tubes this interdependency is less pronounced. The cleaning efficiency in the filters equipped with drainage pipes was higher than that of the false bottom filters with drainage rates lower than 20 m/h. The sludge which

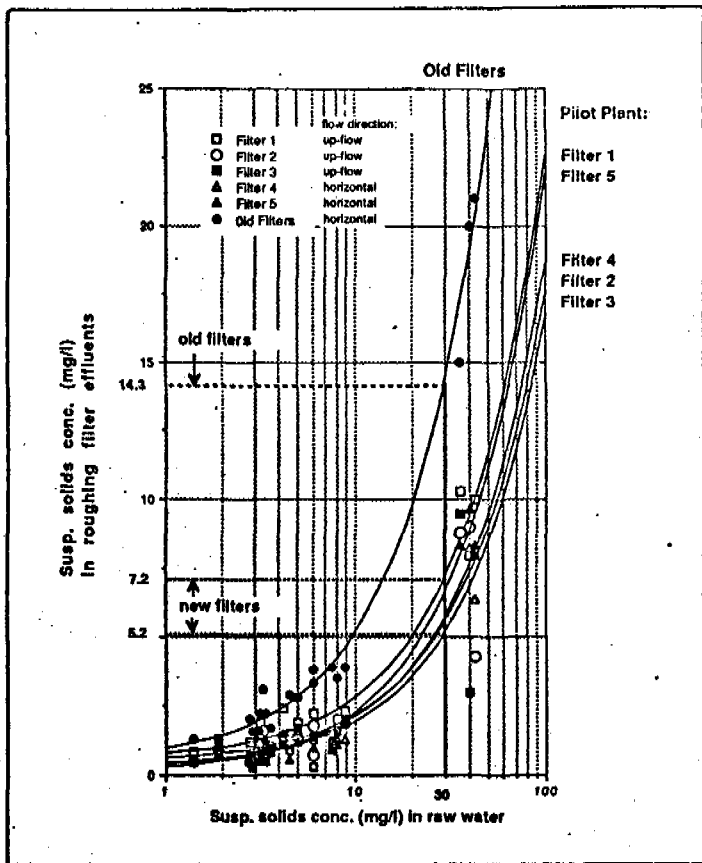
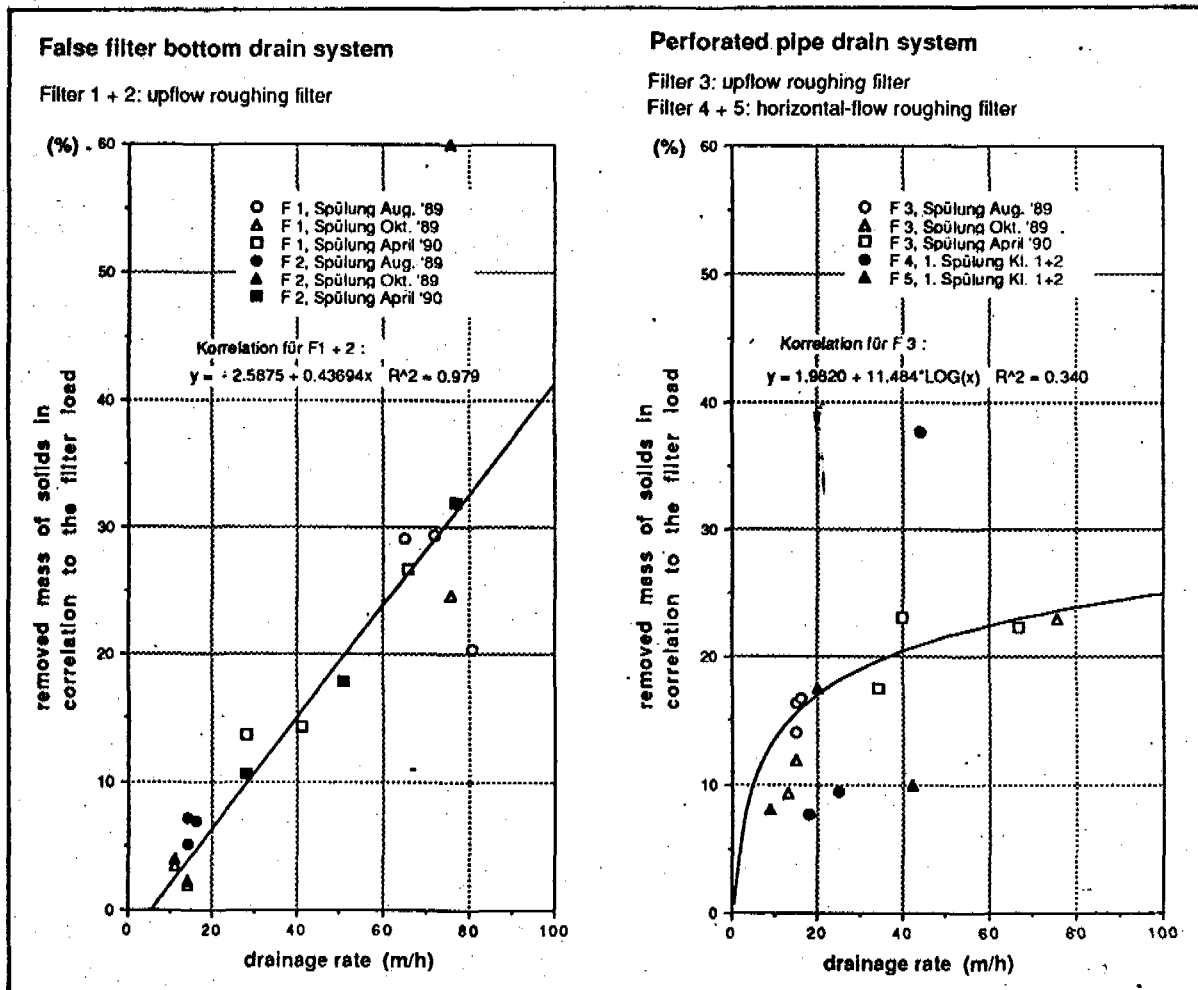


Fig. 7 Suspended solids reduction by different roughing filters¹¹

Fig. 8 First filter flush efficiency for roughing filters with different drainage systems¹¹



accumulates at the filter bottom and in the vicinity of the drainage pipes is apparently more easily dragged into the drains than the sludge lying on top of the false filter bottom and which probably acts as barrier, particularly with low drainage rates. Therefore, a series of holes of 4 mm in diameter in the concrete slabs are likely to enhance a more regular flow distribution through the false filter bottom and increase cleaning efficiency, especially at low drainage rates.

Besides solid removal, hydraulic cleaning also restores filter resistance. Fig. 9 presents the regeneration of headloss in the pilot filters with 3 subsequent drainage cycles. Compared to the upflow roughing filters, the horizontal-flow roughing filters operated at high filtration rates exhibited higher headlosses prior to hydraulic filter cleaning. Headloss regeneration was incomplete in these filters due to lower hydraulic cleaning efficiencies. The built-up headloss in the upflow roughing filters was already almost fully recovered after the first drainage cycle. Hence, hydraulic cleaning is obviously easier with upflow roughing filters than with horizontal-flow roughing filters.

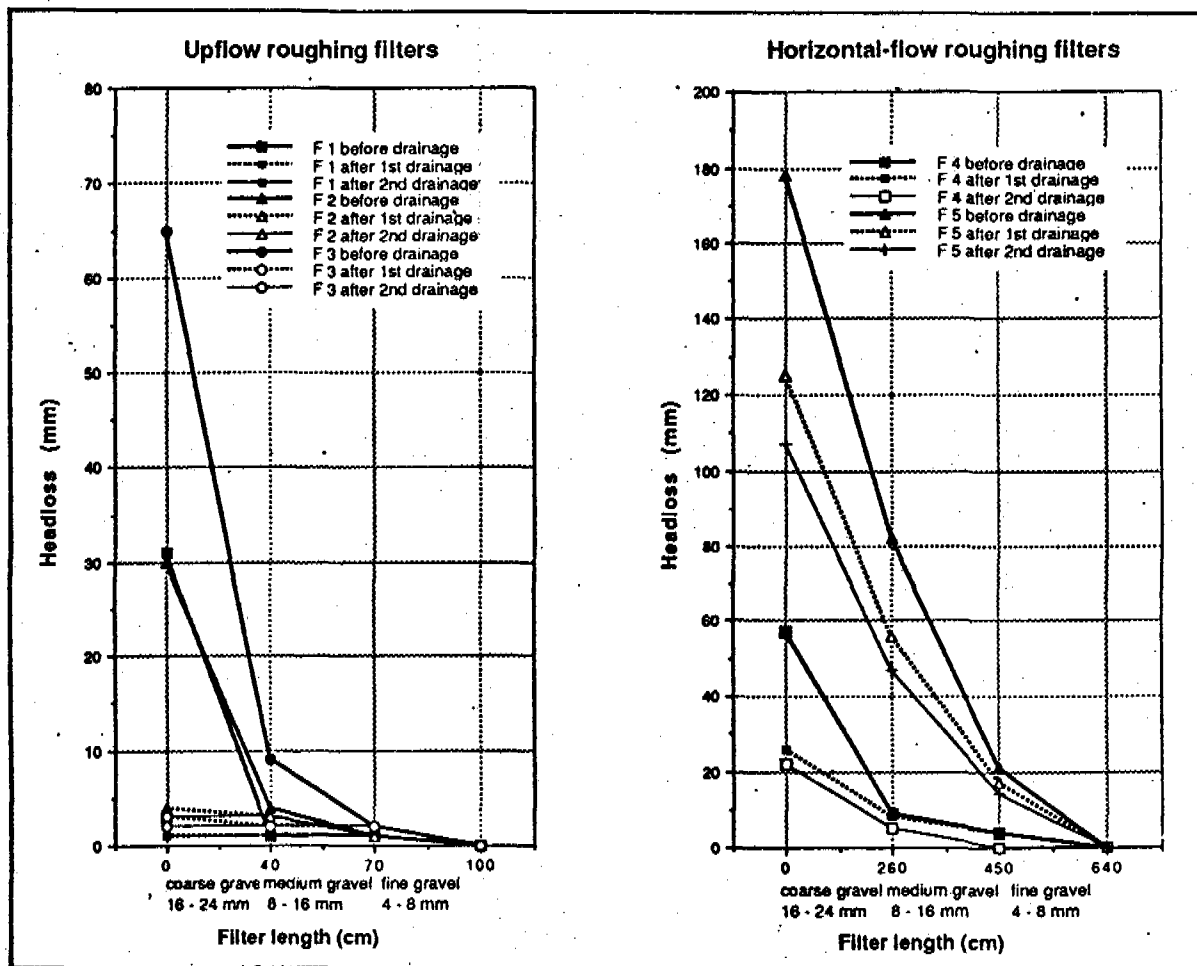


Fig. 9 Headloss regeneration by hydraulic cleaning in roughing filters¹¹

6.4 Design modifications of upflow roughing filters

The level of the water table in horizontal-flow roughing filters is controlled by the effluent weir and covered by the filter medium. Upflow roughing filters, however, have normally a supernatant water volume located on top of the filter bed. This filtered water is exposed to air-borne pollution and to solar radiation which enhances the growth of algae. Washed out algae, however, affect the operation of the subsequent slow sand filters. Therefore, prevention of algal growth in pretreatment units must be observed. Each open water surface volume represents a potential reactor for algal production. Effluent compartments and supernatant water volumes of roughing filters must therefore be covered by roof constructions or dark plastic sheets. The installation of a large stone gravel layer is an alternative option which has been successfully tested with the pilot filters in Aesch. Algal growth did not occur in the supernatant covered by 50-100 mm large stones. The latter hardly influenced the even flow distribution in the filter. These large stones also hindered the installation of a piped drain system normally placed in the supernatant of upflow roughing filters. The filtered water was, therefore, discharged over a lateral weir located on a side-wall of the filter box. This design enabled a sufficiently even abstraction of the filtered water. The leaching of zinc from a galvanized pipe system, installed in the filter bed to test alternative cleaning methods, hindered the growth of algae on those parts of the gravel bed located right on top of the pipe. Even flow distribution over the entire filter bed area was thereby proven.

6.5 Dual media slow sand filters

Slow sand filters are known to act as surface filters on account of the small filter size (recommended¹² sand with an effective diameter $d_{10} = 0.15-0.30$ mm). Since coarser solids are separated by the pretreatment units, only small solid matter will normally reach the slow sand filter. This fine solid matter is retained on top of the slow sand filter bed and develops, with progressive running time, a skin of low permeability; i.e., the so called "Schmutzdecke". This layer of accumulated fine solid matter is mainly responsible for the headloss development in a slow sand filter. The densely compacted solids are able to build up filter resistances of over 1 m within a few cm of the sand bed. In recent years, investigations have been carried out to study possibilities of prolonging the running time of slow sand filters. A porous matrix installed on top of the sand bed will obviously expand the zone in which the fine solids accumulate and probably prevent the formation of the fine impervious skin. Non-woven synthetic fabric mats, tested in the laboratory^{13,14} and now used in full-scale treatment plants^{15,16}, could provide such a matrix. On account of the difficulty in obtaining sometimes synthetic fabric mats which meet the required specifications¹⁴, these can be replaced by ordinary fine gravel. The installation of a 5 to 10 cm thick layer of gravel of approx. 3 to 8 mm size converts the conventional slow sand filter into a dual media slow sand filter.

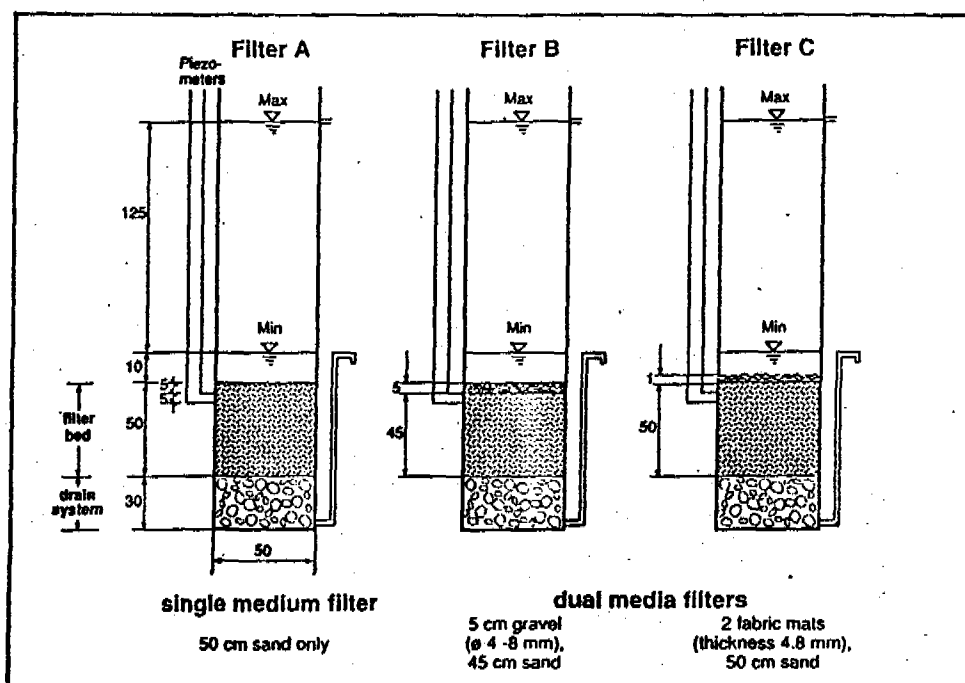
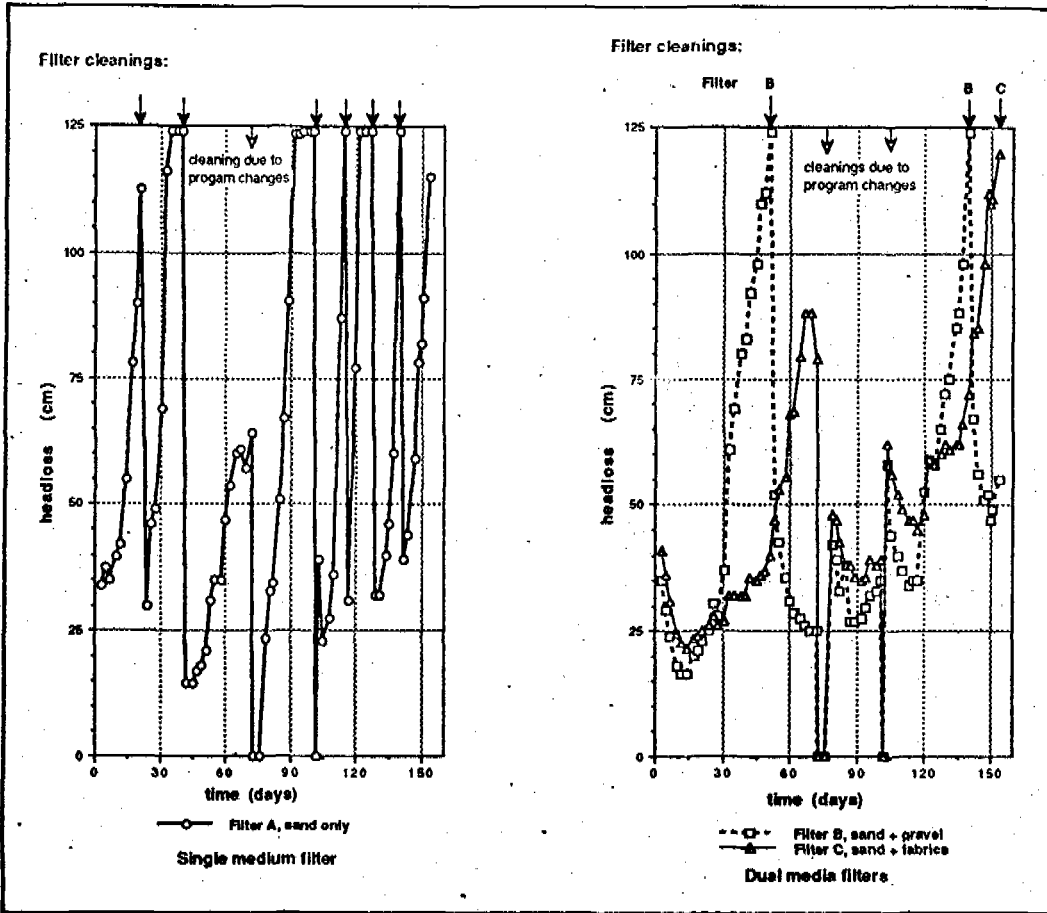
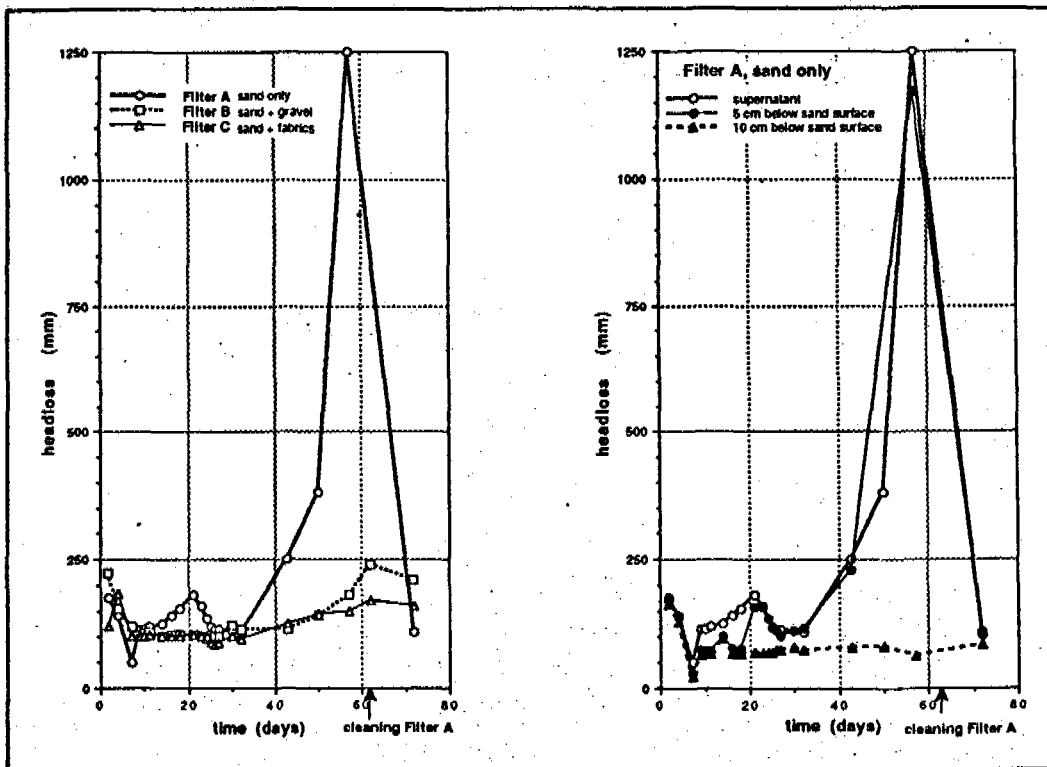


Fig. 10 Layout of slow sand filter columns used in Aesch

Comparative filtration tests with 3 columns each 500 mm in diameter were carried out at the treatment plant in Aesch in 1989/90 and the results presented in an internal report¹¹. The 3 filter columns were either filled with sand only (Filter A), with sand and a 5-cm thick layer of gravel 4-8 mm in size (Filter B) or with sand protected by 2 layers of a 4.8-mm thick fabric mat (specified as Fabric Lab. No. 28 in¹⁴; Filter C) as shown in Fig. 10. In 1989, the test columns were operated at 0.2 m/h filtration rate for a total period of 165 days. During the first 102 days the filters were supplied with filtrate of the existing roughing filters and, thereafter, water from the supernatant of the slow sand filter basin was pumped to the filters for the remaining period of 63 days. The headloss development is presented in Fig. 11. The maximum permissible headloss of 125 cm was attained 6 times by the single medium slow sand filter. The dual media slow sand filters had 2-3 times longer filter runs. In 1990, the test columns were operated at 0.1 m/h filtration rate with supernatant water from the slow sand filter basin. The headloss development for this filtration test is shown in Fig. 12. The single medium slow sand filter had to be cleaned after 57 days of filter operation whereas filter resistance in the dual media filters hardly increased during the 72 days test period. The right graph in Fig. 12 documents the typical characteristics of a surface filter where filter resistance is built up in the top 5 cm of a sand bed. Hence, the gravel and the fabric mats in dual media slow sand filters expand the solid accumulation zone and therefore significantly prolong the filter runs of conventional slow sand filters.



Figs. 11, 12 Headloss development of single and dual media slow sand filters (filtration rates: Fig.11 $v_F = 0.2$ m/h, Fig.12 $v_F = 0.1$ m/h)¹¹



So far, fabric mats have been used in relatively small slow sand filters of less than 30 m² surface area. Cleaning of a dual media filter installed in Aesch's 6,500 m² large sand filter basin might pose practical problems. Therefore, dual media slow sand filters are now tested over two areas of 100 m² each in order to study the cleaning aspects prior to full-scale application. The waterworks of Zurich, Switzerland, have been using already for several years dual media slow sand filters on a large-scale at the artificial groundwater recharge plant¹⁷. Infiltrated water from the river Limmat is pumped from groundwater wells to three recharge basins of 4,000 m² filter area each. The sand filter beds are operated under unsaturated conditions and were covered with a 7.5 cm thick layer of activated carbon. This layer was protected by a 1.2 mm thick fabric mat in order to prevent the carbon from being blown away. During the first 10 years of operation, the waterworks usually replaced the fabric mats every 2-3 years due to the headloss development in the fleece. The weather-beaten costly activated carbon disintegrated and was instead replaced by a 7.5-cm thick layer of inexpensive gravel 3-6 mm in size. On this occasion, a 7.5-cm layer of soiled top sand was also exchanged for clean sand. A hydraulic injector system was used for the transportation of the sand and the gravel into the basins. To prevent the growth of algae on the gravel, the same fabric mat was used to cover the dual media slow sand filters. The waterworks of Zurich expect to achieve running times of 5-6 years with this dual media slow sand filters operated at 0.2 m/h filtration rate and supplied with groundwater virtually free of solid matter.

7. Final remark

The historical background on the development of the horizontal-flow roughing filter technology has been briefly presented in this paper. Furthermore, field experiences with this and other filter types gathered at the treatment plant in Aesch, Switzerland, have been described. Some of these results might contribute to improve and simplify the roughing filter technology. Additional research on different pretreatment techniques is carried out by numerous institutions like CINARA, which is directing a comprehensive comparative study on various pretreatment processes at its research centre Puerto Mallarino. All this work will certainly further develop, promote and consolidate the roughing filter technology.

However, the term "appropriate technology" means more than just dealing with technical and economic issues. These two aspects are insufficient for the implementation of reliable and sustainable water treatment installations. The success of a project is based on a multidisciplinary approach which includes various types of inputs, as illustrated in Fig. 13. Sociocultural, institutional, and natural conditions must be considered along with financial and technical aspects. Only the sum of all these considerations will contribute to an appropriate solution.

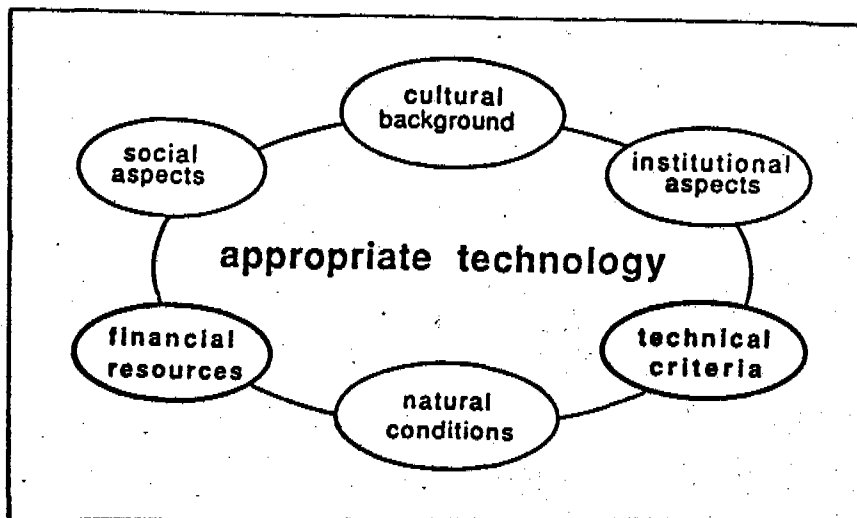


Fig. 13 Multidisciplinary components for an appropriate technology

The development of human resources requires special attention. Water supply facilities are often designed and constructed with external assistance within a short time. Thereafter, the installations are handed over to local institutions which run the facilities without or with only limited external support. The local caretaker is quite often not properly trained for the job, weak institutions are not interested or able to support the work he is requested to carry out, and adequate facilities for the operation and maintenance of the treatment plant are not provided. Such situations will definitely lead to a malfunctioning or even abandoning of the treatment structures. All three problem areas mentioned in the introduction of this paper, therefore, require further development and attention. In this context, hardware problems are generally easier to solve than the software aspects. Nevertheless, substantial efforts are required to improve the training, supervision and support of caretakers, and to develop administratively simple and economically viable institutional structures. Nowhere in the world will a water treatment plant run by itself, a human input will always be necessary to achieve a sufficient and reliable water treatment.

References

1. Baker, M.N., The Quest for Pure Water, Volume I, AWWA, 1981
2. Kuntschik, O., Optimization of Surface Water Treatment by a Special Filtration Technique, AWWA Journal, Vol. 68, No 10, pp 546-551 (1976)
3. Thanh, N.C., Horizontal-flow Coarse-Material Prefiltration, Research Report No. 70, AIT, 1977

4. Monitoring and Evaluation of Village Demonstration Plants, Technical Report, Project Managing Committee and AIT, October 1981
5. Wegelin, M. and Mbwette, T.S.A., SSF Research Report No 2, University of Dar es Salaam, 1980
6. Wegelin, M. and Mbwette, T.S.A., SSF Research Report No. 3, University of Dar es Salaam, 1982
7. Wegelin, M., Boller, M. and Schertenleib, R., Particle Removal by Horizontal-flow Roughing Filtration, AQUA, 2/1987
8. Wegelin, M. Horizontal-flow Roughing Filtration: A Design, Construction and Operation Manual, IRCWD Report No. 6/1986
9. CINARA, Final Report on Horizontal-flow Roughing Filtration (in preparation)
10. IRC, Pre-Treatment Methods for Community Water Supply, February 1989
11. EAWAG, Field Tests in Aesch, Internal Report, August 1990
12. Visscher, J.T. et al, Slow Sand Filtration for Community Water Supply, IRC, Technical Paper Series No. 24, June 1987
13. Pardon, M., Wheeler, D. and Lloyd, B., Process Aids for Slow Sand Filtration, Waterlines, 2, October 1983
14. Mbwette, T.S.A. and Graham, N.J.D., Pilot Evaluation of Fabric-Protected Slow Sand Filters; in Slow Sand Filtration, recent developments in water treatment technology, pp. 305-329, John Wiley & Sons, 1988
15. Pardon M., Treatment of Turbid Surface Water for Small Community Supplies, Ph.D. Thesis, University of Surrey, November 1989
16. Graham, N.J.G. and Hartung, H., Performance of Slow Sand Filters in Refugee Water Supplies in Somalia, Waterlines, 6, January 1988
17. Schalekamp, M., Langsamfilter bei der Grundwasseranreicherung, Gas Wasser Abwasser, August 1991



CENTRO INTER-REGIONAL DE
ABASTECIMIENTO Y REMOCION DE AGUA
Cali, Colombia

IRCWD

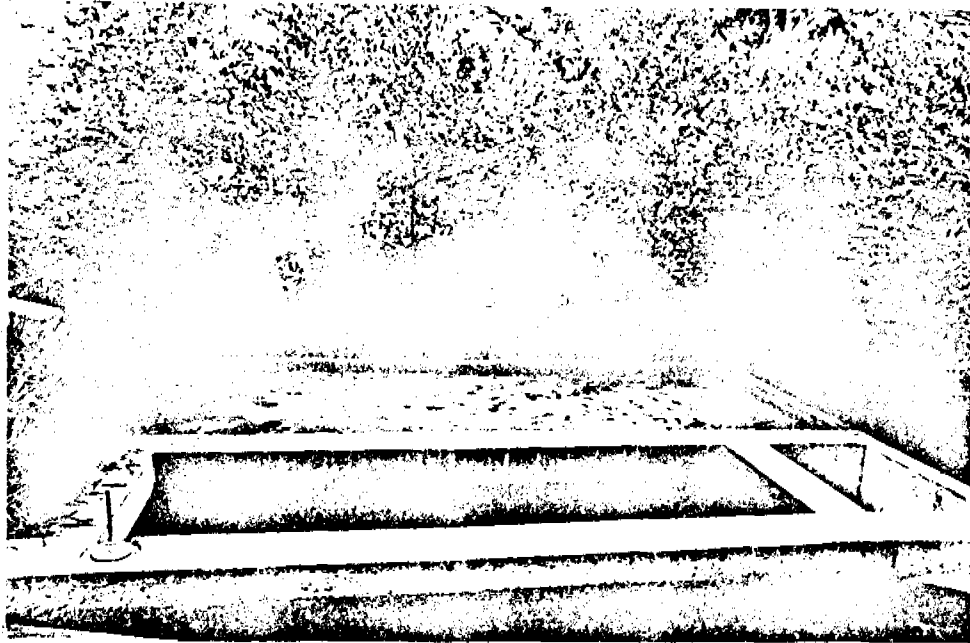
International Reference Centre for
Waste Disposal, Duebendorf,
Switzerland.

ETH

Swiss Federal Institutes
of Technology, Zurich

MANUAL DE DISEÑO, OPERACION Y MANTENIMIENTO DE FILTROS GRUESOS DINAMICOS

VERSION PRELIMINAR



Universidad
del Valle



EMCALI



Ministerio de Salud
de Colombia

Proyectos de Estudio, Desarrollo y
Transferencia Integral de Tecnología
Aplicada al Abastecimiento de Agua.

**MANUAL DE DISEÑO, OPERACION Y MANTENIMIENTO
DE FILTROS GRUESOS DINAMICOS**

VERSION PRELIMINAR

Documento preparado en CINARA, en el marco de los convenios de Cooperación Académica e Investigativa con el Ministerio de Salud de Colombia, La Universidad del Valle y las Empresas Municipales de Cali, EMCALI, por los ingenieros:

**GERADO GALVIS C.
Y
JAVIER E. FERNANDEZ M.**

Con base en la evaluación de experiencias aprovechando la tecnología de Filtros Gruesos Dinámicos. Esta evaluación se inició con la asistencia de:

**IRCWD, International Reference Centre For Wastes Disposal
ETH, Swiss Federal Institutes of Technology**

y continua ahora con el apoyo del Gobierno de Holanda a través del IRC, International Water and Sanitation Centre y la colaboración de las siguientes instituciones.

**DNP, Departamento Nacional de Planeación de Colombia
Ministerio de salud de Colombia
Servicio Seccional de Salud del Cauca
Servicio Seccional de Salud del Valle del Cauca
Comité Departamental de Cafeteros del Cauca
Comité Departamental de Cafeteros del Valle**

Cali, Colombia, Octubre de 1991

CONTENIDO

	Pág.
RECONOCIMIENTOS	
1 INTRODUCCION	1
2 ANTECEDENTES	3
3 CONSIDERACIONES SOBRE LA TECNOLOGIA CON BASE EN EL ESTADO ACTUAL DEL DESARROLLO	6
3.1 DESCRIPCION GENERAL	6
3.2 ESQUEMA GENERAL DE APROVECHAMIENTO DENTRO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA	6
3.2.1 Dentro de la Fuente	8
3.2.2 Próximo a la Fuente	8
3.2.2 Retirado de la Fuente	9
3.3 PAPEL DE LOS FGD ₁ Y CRITERIOS PRELIMINARES DE DISEÑO	9
3.4 COMPONENTES DEL FILTRO GRUESO DINAMICO	10
3.4.1 Estructura de Entrada	11
3.4.2 Compartimiento Principal	12
3.4.3 Estructura de Excesos y Desagüe	14
3.4.4 Estructura de Salida	14
4 CONSIDERACIONES SOBRE EL DIMENSIONAMIENTO	15
4.1 CAUDAL A FILTRAR	15
4.2 VELOCIDAD DE FILTRACION	15
4.3 VELOCIDAD SUPERFICIAL DE LAVADO	16
4.4 DIMENSIONAMIENTO DEL COMPARTIMIENTO PRINCIPAL	16

4.5	PERDIDAS DE CARGA EN EL FGD ₁	17
5	OPERACION Y MANTENIMIENTO	19
5.1	CONTROL DE LA VELOCIDAD SUPERFICIAL	19
5.2	CONTROL DEL CAUDAL FILTRADO	20
5.3	LIMPIEZA DEL LECHO FILTRANTE	20
6	VISION GLOBAL SOBRE LA EVALUACION DE LAS PRIMERAS EXPERIENCIAS CON LA TECNOLOGIA EN COLOMBIA	22
6.1	EVALUACION PRELIMINAR OPERANDO A ESCALA REAL	22
6.2	EVALUACION DE UNIDADES A ESCALA PILOTO	22
6.3	EVALUACION DE UNIDADES A ESCALA REAL	24
6.3.1	Caso 1. Derivación A del río Pance	24
6.3.2	Caso 2. Derivación B del río Pance	26
6.3.3	Caso 3. Derivación C del río Pance	28
8	COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES PRELIMINARES	32
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	34
	ANEXOS	

INDICE DE ANEXOS

1. ELEMENTOS SENCILLOS UTILIZADOS EN LOS FILTROS GRUESOS DINAMICOS
2. EJEMPLO DE CALCULO DE UN FILTRO GRUESO DINAMICO
3. RESUMEN FOTOGRAFICO
4. DERIVACION DE LA ECUACION PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL COMPARTIMIENTO PRINCIPAL DE UN FILTRO GRUESO DINAMICO.

RECONOCIMIENTOS

Este documento es consecuencia preliminar de un proyecto en ejecución en el Centro Inter-Regional de Abastecimiento y Remoción de Agua, CINARA, orientado al desarrollo, la evaluación y la optimización de la tecnología de Filtros Gruesos Dinámicos, FGD₁, para sistemas de abastecimiento de agua.

El Proyecto se adelanta como parte del conjunto de acciones orientadas al estudio y promoción de tecnologías confiables y de bajo costo en el sector de agua, en el marco del convenio de cooperación suscrito entre el Ministerio de Salud de Colombia, La Universidad del Valle y CINARA.

La realización del Proyecto se facilitó gracias a la colaboración de la Dirección de Saneamiento Ambiental del Servicio de Salud del Cauca, de la unidad de ingeniería del Comité Departamental de Cafeteros del Cauca y a las juntas administradoras de las siguientes localidades en el área sub-urbana de la ciudad de Cali: Parcelación Chorro de Plata, Colegio Colombo Británico y Universidad Javeriana. Gracias a su interés fué posible construir, operar e iniciar la evaluación de varias unidades a escala real proyectadas por CINARA.

La evaluación preliminar de estas unidades contó con la asistencia técnica y financiera del International Reference Centre for Wastes Disposal (IRCWD) y del Swiss Federal Institute of Technology (ETH) con sede en Suiza, a través del Ingeniero Martin Wegelin y del profesor Dr. Ernst Trueb, respectivamente.

CINARA continúa el estudio de esta alternativa, tanto a nivel de proyectos de demostración a escala real como en la Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología construida en Puerto Mallarino, en predios de las Empresas Municipales de Cali, EMCALI. Esta nueva etapa de estudio cuenta con la colaboración de varias instituciones entre ellas el Servicio Seccional de Salud del Valle, el Comité Departamental de Cafeteros del Valle y del gobierno de Holanda a través del IRC, International Water and Sanitation Centre, con sede en Holanda.

El Proyecto fué dirigido en Colombia por el Ingeniero Gerardo Galvis y coordina sus actividades el Ingeniero Javier Fernández, con la colaboración de la Bióloga Neyla Benítez y el Tecnólogo Químico Noel Muñoz.

1 INTRODUCCION

El desarrollo de los asentamientos humanos siempre ha sido influenciado significativamente por las características de sus fuentes de agua y por su capacidad de generar las alternativas tecnológicas que les permitan aprovecharlas de manera confiable y económica para su bienestar.

Ahora esta búsqueda se hace cada vez más apremiante, especialmente en los países menos desarrollados, donde una importante fracción de sus habitantes adolecen de un buen suministro de agua y cuyas fuentes superficiales se deterioran día a día por el uso inadecuado de sus cuencas, con problemas de deforestación y erosión que en las épocas de lluvia aportan altos valores de sólidos suspendidos. La presencia de estos sólidos hace más vulnerables los sistemas de abastecimiento de agua y encarece el valor de los procesos de tratamiento.

El uso de los Filtros Gruesos Dinámicos esta ayudando a superar parte de las limitaciones anteriores. En este documento se ilustra su utilidad operando con diferentes modalidades de pretratamiento mediante filtración en medios gruesos, para posibilitar un mejor aprovechamiento de la tecnología de Filtración Lenta en Arena (FLA), alternativa de tratamiento sensible a los valores altos de sólidos suspendidos en el agua a tratar.

Efectivamente, la tecnología de FLA es actualmente reconocida como una excelente alternativa para la potabilización de agua tanto en los países desarrollados, como en los países en vía de desarrollo (Wegelin, 1986, Galvis y Visscher, 1987). Sin embargo, su vulnerabilidad a aguas con turbiedades superiores a las 10 o 20 UNT, ha impulsado el estudio y desarrollo de diferentes métodos de pretratamiento con filtración gruesa (Wegelin, 1986, Galvis y Visscher, 1987, Lloyd et al, 1988, Pardon, 1989). La experiencia de CINARA en el Valle geográfico del río Cauca ha permitido presentar resultados muy promisorios en el mejoramiento de la calidad físico-química y bacteriológica del agua (Galvis et al, 1991).

A pesar de contar con estas alternativas tecnológicas, las grandes cantidades de sólidos transportados durante el periodo lluvioso, generan problemas de operación y mantenimiento en los procesos de tratamiento, inclusive en las unidades de filtración gruesa. Esto motivó la búsqueda de sistemas de protección que disminuyeran estos problemas, y es así como CINARA inicia su participación en el desarrollo de la tecnología de los Filtros Gruesos Dinámicos a comienzos de la década de los 80.

Este documento constituye una versión preliminar del manual sobre esta tecnología. Ella debe enriquecerse con base en las recomendaciones y observaciones críticas que decidan hacer sus lectores y en los resultados del Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Diferentes Alternativas de Pretratamiento, actualmente en desarrollo, tanto con unidades a escala piloto, en la Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología de CINARA en Puerto Mallarino, como con unidades a escala real operadas por miembros de la comunidad beneficiadas en diferentes regiones, en el marco del Programa de Transferencia de Tecnología. Este proyecto lo adelanta CINARA en coordinación con el IRC y con el colaboran otras instituciones como el IRCWD de Suiza, el IDRC de Canada, el Robens Institute de Inglaterra y diferentes Instituciones de Colombia.

2 ANTECEDENTES

El primer desarrollo y aplicación de la tecnología de Filtros Gruesos Dinámicos (FGD₁), según se concibe en este manual, se originó en la revisión de las experiencias en Argentina con los filtros Dinámicos (Arboleda, 1973), y en Colombia con las Captaciones de Lecho Filtrante (Salazar, 1980).

Básicamente el diseño utilizado en Argentina, consiste en un canal de alrededor de 1.0 m de profundidad en el cual se coloca un lecho de arena similar al de los filtros lentos. El agua fluye por la superficie de este lecho formando una lámina líquida delgada y se vierte por un vertedero final en un pozo de desagüe, mientras que parte del flujo, aproximadamente el 10% se extrae por el fondo y se lleva a un tanque de almacenamiento.

El agua corre por encima del lecho filtrante con una velocidad de 0.25 a 0.35 m/s; la máxima velocidad superficial permisible, es función del tamaño y peso específico de los granos de arena. Una velocidad demasiado alta puede producir arrastre del medio filtrante y una muy baja no crea el efecto de "limpieza permanente" en la capa superior del lecho. El lavado se realiza rastrillando las capas superiores del lecho y sólo ocasionalmente es necesario hacer un raspado del medio filtrante.

La principal limitación de este sistema está en que es necesario contar con una fuente de abastecimiento, que tenga un caudal por lo menos 10 veces mayor que el caudal a derivar. Además, a pesar de su semejanza con los filtros lentos su eficiencia en el mejoramiento de la calidad del agua parece ser inferior (Arboleda, 1973).

En Colombia, una primera aproximación a los FGD₁ la constituye la experiencia de la Dirección de Saneamiento Ambiental del Servicio de Salud del Cauca (Salazar, 1980). Esta experiencia surgió como respuesta a la necesidad de controlar el desperdicio en la demanda de agua mediante medidores, para lo cual era necesario eliminar las partículas que podían causar obstrucción en ellos. Esta experiencia correspondió a comunidades rurales menores de 2.500 habitantes.

El sistema consiste en un filtro construido en el lecho de los ríos. Su diseño se hacía pensando en aprovechar la velocidad de la corriente para auto lavarse superficialmente y procurando además recargar su material filtrante con el arrastrado por la propia fuente en época de crecientes.

Este sistema de captación está compuesto de los siguientes elementos, ver Figura 2.1.

- Dique o presa transversal a la corriente
- Muros o aletas laterales de protección
- Tubería perforada como elemento recolector
- Empaque de grava
- Compuerta o válvula de lavado

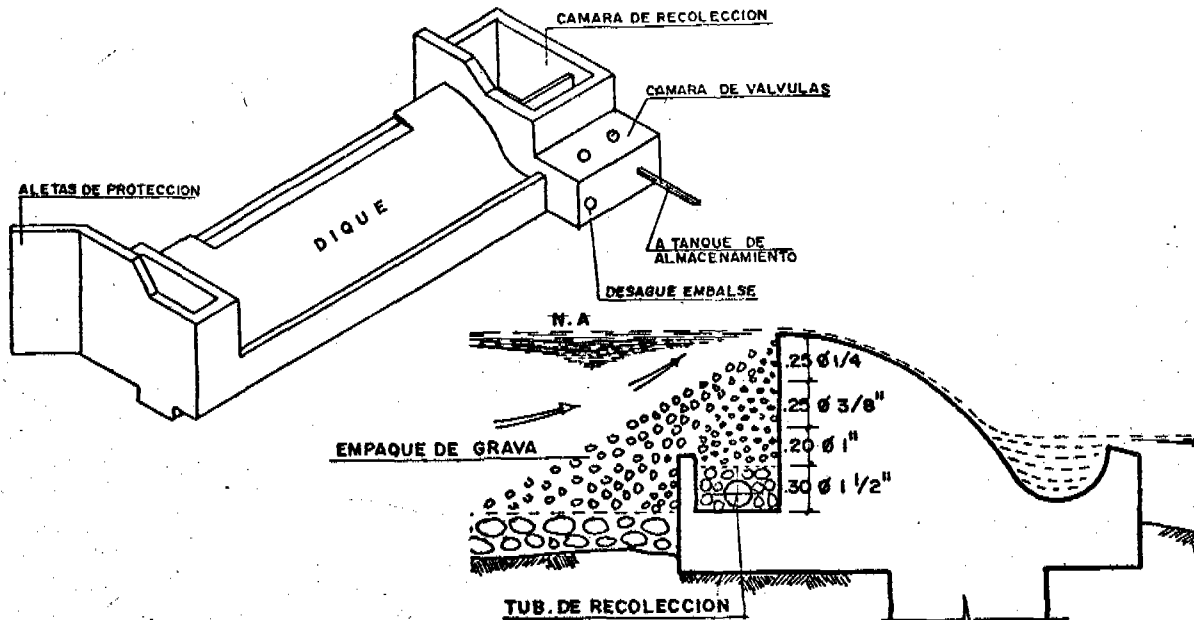


FIGURA 2.1 Captación de Lecho Filtrante. Experiencia Servicio de Salud del Cauca (Salazar, 1981)

Su operación se inicia tan pronto como se cierra la válvula de lavado. Su mantenimiento consiste básicamente en el cierre de la válvula de salida hacia el tanque de almacenamiento; posteriormente, con un rastrillo se afloja la capa superior del empaque de grava, de tal manera que facilite la mezcla de esta capa con una pala, resuspendiendo el lodo retenido, que a su vez es arrastrado y evacuado del sistema. La compuerta o válvula de lavado es abierta, como complemento, para la limpieza de las capas inferiores de grava.

En la actualidad existen más de 80 de estos sistemas construidos en la zona rural del Departamento del Cauca en Colombia. Una evaluación reciente de estos sistemas adelantada con la colaboración del Servicio Seccional de Salud del Cauca mostró limitaciones de operación y mantenimiento de este tipo de unidades (CINARA, IRCWD, 1989)

Estas dos experiencias motivaron el diseño y la construcción de una nueva versión de la tecnología de Filtros Gruesos Dinámicos, la cual fué utilizada como sistema de pretratamiento para dos unidades de filtración lenta en arena (Galvis, 1983). La nueva versión, ver Figura 2.2, es construida sobre el lecho de un canal de derivación de un río.

Los valores máximos de flujo y consecuentemente de velocidad en este canal están controlados por su capacidad. El caudal requerido para el abastecimiento (5 l/s) percola a través del medio filtrante, mientras que el restante (10 l/s) de la fuente, barre continuamente la superficie del lecho.

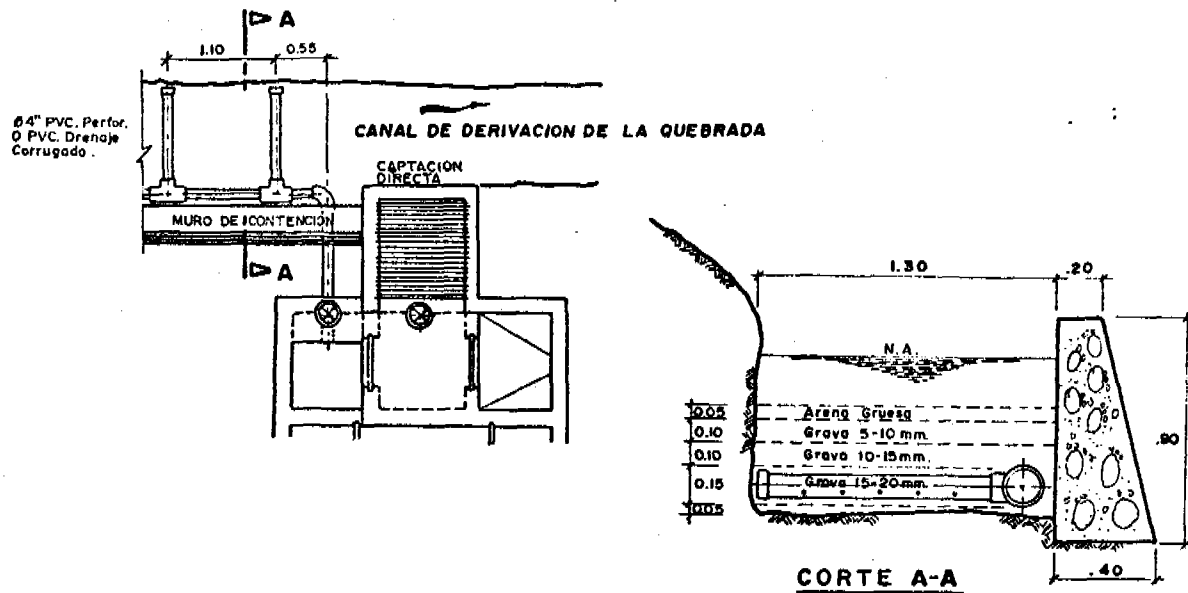


FIGURA 2.2 Filtro Grueso Dinámico. Primera Experiencia (Galvis, 1983).

Esta reestructura no sólo se concibió para proteger el sistema de abastecimiento de agua de los valores altos de sólidos suspendidos que transporta la fuente durante corto tiempo en época de lluvias, si no también como una primera barrera de mejoramiento de calidad de agua en un sistema de tratamiento. Durante los "picos" de turbiedad, el lodo se va acumulando rápidamente en la capa superior hasta imposibilitar eventualmente el paso del agua por el lecho filtrante.

Su mantenimiento, al igual que en las anteriores experiencias, se realiza rastrillando la superficie del lecho y resuspendiendo los sólidos retenidos en la superficie para que sean arrastrados por el flujo superficial.

Retomando las anteriores experiencias CINARA ha continuado con el desarrollo de esta tecnología para identificar sus posibilidades y limitaciones que permitan su adecuada transferencia a las instituciones del sector de abastecimiento de agua y saneamiento ambiental, en coordinación con sus organismos cooperantes en Colombia y en el exterior. En los capítulos siguientes se presenta el resumen de esta nueva experiencia.

3 CONSIDERACIONES SOBRE LA TECNOLOGIA CON BASE EN EL ESTADO ACTUAL DE DESARROLLO

3.1 DESCRIPCION GENERAL

En la Figura 3.1 se presenta una visión global de un Filtro Grueso Dinámico (FGD₁). En esta unidad el caudal captado (Q_c) sale normalmente distribuido en dos caudales afluentes. Uno de ellos (Q_+) alimenta el sistema de abastecimiento después de ser acondicionado en el lecho filtrante, el otro (Q_E) constituye el caudal captado en exceso y sale de la unidad después de "barrer" la superficie del lecho filtrante.

Es importante observar que el lecho filtrante está gradado de fino en la capa superior a grueso en el fondo, en contacto con la tubería de drenaje. De esta manera, los FGD₁ son diseñados para acumular sólidos principalmente en su superficie y facilitar así su limpieza, según se describe en el aparte 5.

La diferencia de niveles de agua en la superficie del lecho y en el punto de entrega de Q_+ no varía significativamente (energía disponible constante); si la válvula que controla el caudal Q_+ no se manipula durante una carrera del filtro, el caudal acondicionado va declinando a medida que el lecho filtrante se va colmatando y eventualmente, dependiendo de la capacidad de transporte de sólidos de la fuente, todo el caudal captado puede regresar a la fuente evitando así problemas mayores de operación en el sistema de abastecimiento. Esta capacidad de declinar más o menos bruscamente el caudal acondicionado, es lo que ha dado origen al calificativo de Dinámico en el nombre de esta tecnología.

3.2 ESQUEMA GENERAL DE APROVECHAMIENTO DENTRO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Dado que su función consiste en proteger el sistema de abastecimiento, su ubicación dentro del mismo debe permitir la protección del mayor número de estructuras posibles, por lo cual se prefiere tenerla lo más cercana posible a la estructura de toma. Sin embargo, deben tenerse en cuenta variables de control y mantenimiento como la distancia que debe recorrer el operador del sistema, la frecuencia de lavado y el control de caudales de operación, que influyen en su ubicación.

Con base en consideraciones como las anteriores, el FGD₁ puede estar ubicado en una de las siguientes formas :

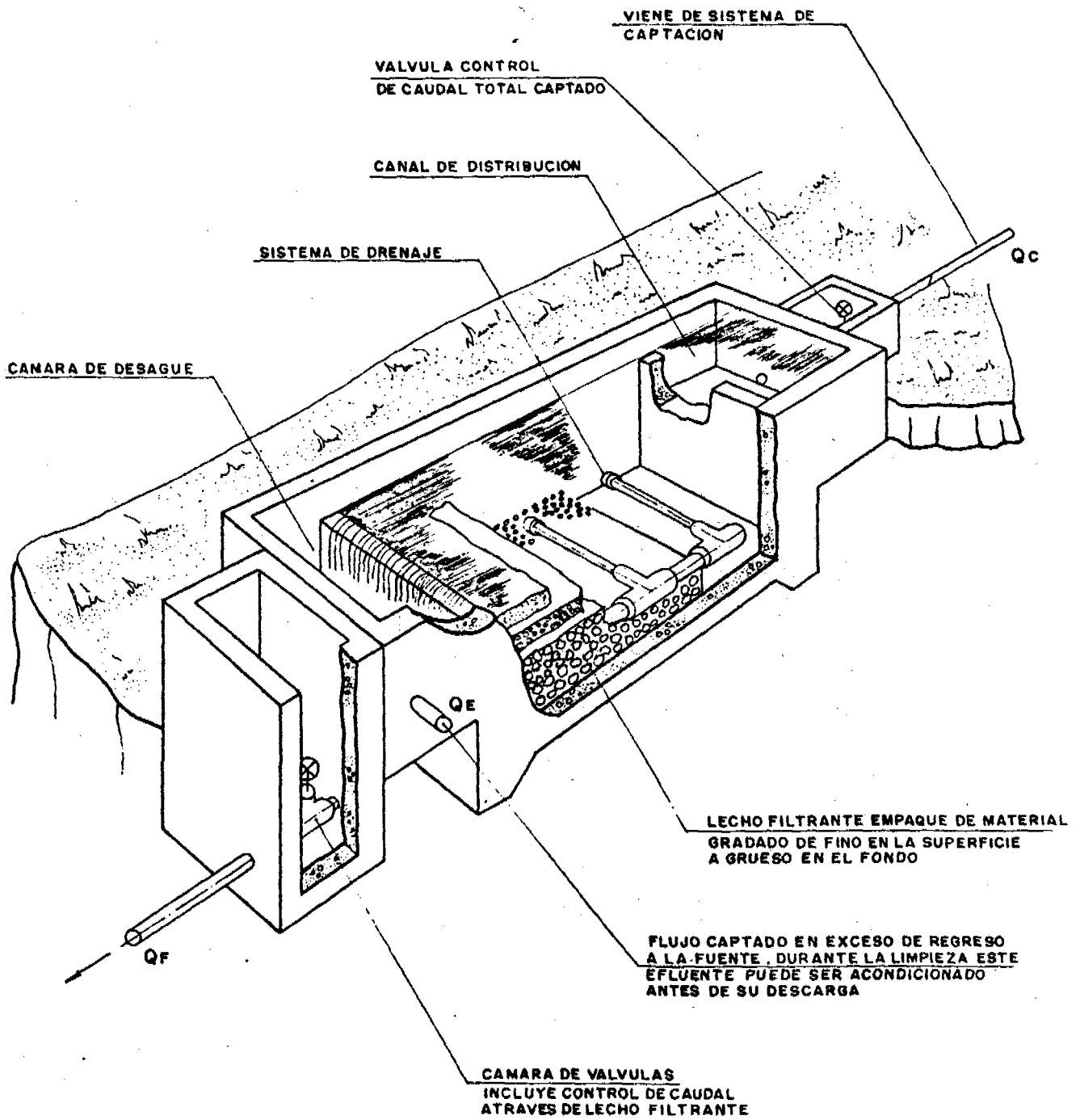


FIGURA 3.1 Esquema general de un Filtro Grueso Dinámico

3.2.1 Dentro de la Fuente.

En este caso, (ver Figura 3.2) la fuente debe presentar el flujo regulado ya que si hubiese la posibilidad de crecientes se presentaría arrastre del material filtrante. Es importante destacar que para adoptar esta ubicación debe considerarse también la frecuencia de lavado del FGD₁, así como la facilidad de acceso a la estructura, ya que si el acceso es difícil y los lavados frecuentes (más de una vez por semana) la labor de mantenimiento se tornaría engorrosa para quien la ejecute poniendo en peligro la función de la estructura.

Una alternativa, cuando el difícil acceso se deba a lo retirado del resto del sistema, consiste en capacitar y controlar a una persona que resida cerca de la estructura para que realice las labores de operación y mantenimiento del FGD₁. Experiencias en este sentido fueron presentadas por los participantes en el taller sobre FGD₁. (Ver observación en pie de página 11).

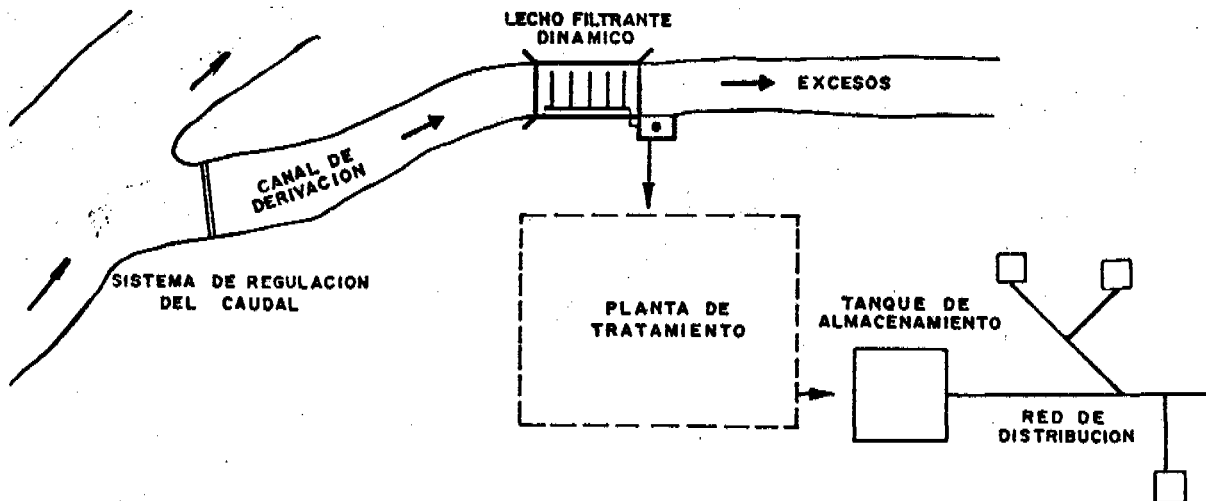


FIGURA 3.2 Filtro Grueso Dinámico ubicado sobre la derivación regulada de una fuente superficial principal.

3.2.2 Próximo a la Fuente

Cuando la fuente de abastecimiento no presente su caudal regulado, pero si cuente con gran facilidad de acceso al sitio de toma, el FGD₁ puede ubicarse próximo a la fuente de suministro como se indica en la Figura 3.3. En este caso se requeriría de una bocatoma para derivar el caudal necesario para el funcionamiento de la estructura.

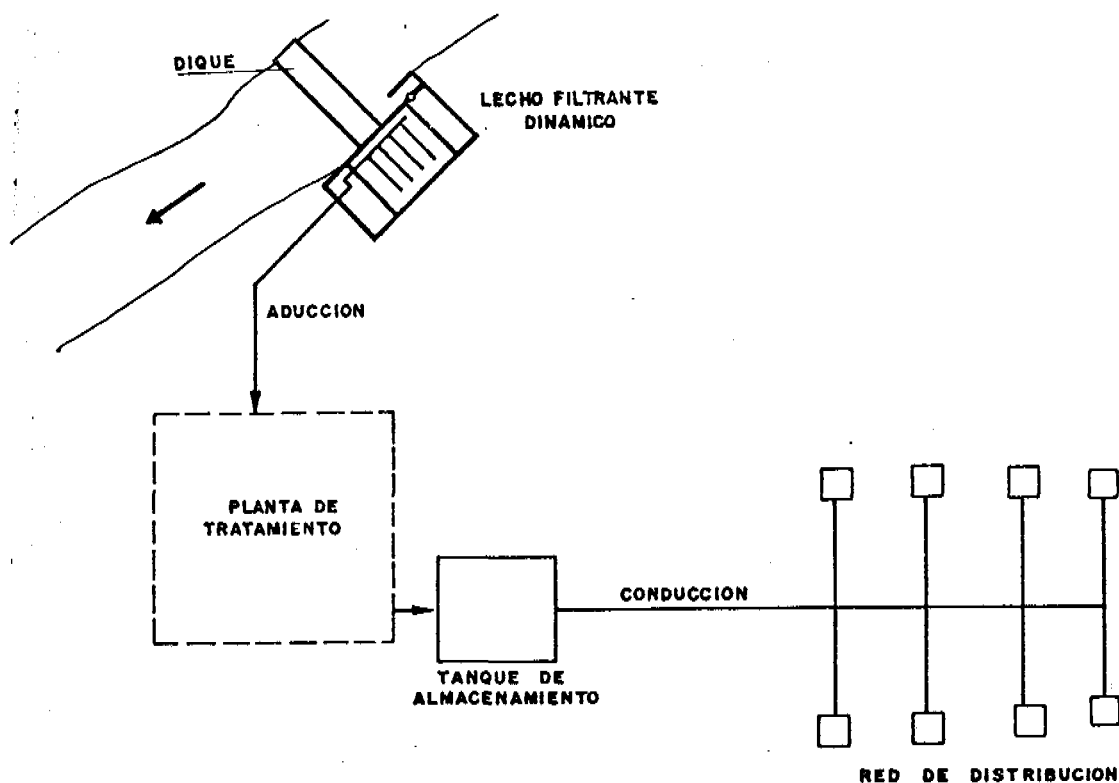


FIGURA 3.3 Filtro Grueso Dinámico ubicado en la margen de la fuente de suministro.

3.2.3 Retirado de la Fuente

Si el acceso a la fuente presenta gran dificultad haciendo difícil la labor del fontanero, el FGD₁ puede ser ubicado en un sitio de más fácil acceso, cerca de otras estructuras, como por ejemplo, la planta de tratamiento o el tanque de almacenamiento, ver Figura 3.4. En este caso la conducción hasta la estructura debe tener una mayor capacidad para transportar el caudal requerido para el lavado o mejor, el FGD₁ puede tener más de un compartimiento para posibilitar su mantenimiento, según se explica en el aparte 5.3.

3.3 PAPEL DE LOS FGD₁ Y CRITERIOS PRELIMINARES DE DISEÑO

Dependiendo del tipo de fuente superficial y de la forma con que se diseñe el FGD₁, éste puede cumplir su papel con énfasis en una de las dos siguientes funciones principales:

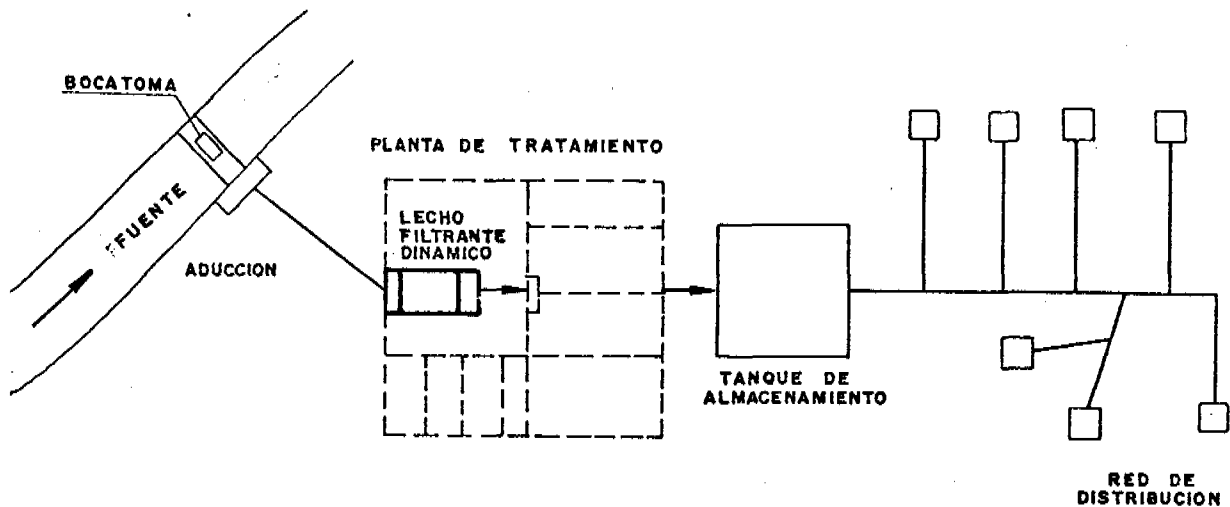


FIGURA 3.4 Filtro Grueso Dinámico ubicado en la Planta de Tratamiento.

Una primera clase la componen aquellos que protegen el sistema de abastecimiento, reduciendo principalmente la cantidad de sólidos suspendidos presentes en el agua cruda, evitando que éstos ocasionen problemas de operación y mantenimiento en las siguientes estructuras de tratamiento. Aunque la reducción más importante se presenta en los sólidos, esta clase de FGD₁ logra también remociones que varían entre el 40 y el 60% en parámetros como, turbiedad y coliformes fecales, demostrando que también pueden ser una primera barrera dentro de un sistema de tratamiento.

Una segunda clase de FGD₁ se utiliza en ríos que regularmente transportan pocos sólidos pero que presentan picos pronunciados de corta duración, en este caso la estructura es diseñada para que presente una rápida colmatación del lecho filtrante en el período de lluvia. Por esta razón, este tipo de FGD₁ se puede considerar como una válvula "automática" o "tapón", la cual se cierra parcial o totalmente cuando detecta aguas con altas cantidades de sólidos.

En la Tabla 3.1 se presenta una primera aproximación a los criterios de diseño, dependiendo del papel principal que se espera de las unidades de FGD₁.

3.4 COMPONENTES DEL FILTRO GRUESO DINAMICO

El Filtro Grueso Dinámico cuenta con los siguientes componentes. Ver Figura 3.1.

TABLA 3.1 Criterios Preliminares de diseño de los FGD₁ según su papel principal en relación con el resto del sistema de abastecimiento ¹

PARAMETRO	PAPEL PRINCIPAL	
	PRIMERA BARRERA PARA MEJORA CALIDAD DE AGUA	AMORTIGUAR O ELIMINAR PICOS DE SOLIDOS
Velocidad de Filtración (m/h)	0.5 - 2	> 5
Rango tamaño de grava en la capa superior (mm)	3 - 5	< 3
Velocidad superficial de operación (m/s)	0.05 - 0.15	< 0.05
Velocidad superficial de lavado (m/s)	0.2 - 0.4	0.1 - 0.3
Profundidad del lecho (m)	0.6	0.4

- Estructura de entrada.
- Compartimiento principal, compuesto por el lecho filtrante y el sistema de drenaje.
- Estructura de excesos y desagüe.
- Estructura de salida.

3.4.1 Estructura de Entrada

Cumple con la función de distribuir uniformemente el flujo sobre el lecho filtrante. Está compuesta por un canal donde el agua debe ser uniformizada. Se debe contar con una válvula que permita controlar el caudal derivado de la fuente ya que un exceso de éste podría producir arrastre del material filtrante.

^{1/} Esta primera aproximación es producto de consideraciones de los autores con el Ing. M. Wegelin y con los participantes de los Departamentos del Cauca, Córdoba, Nariño y Norte de Santander en un taller sobre FGD₁, desarrollado en la sede de CINARA en la Universidad del Valle el 2 y 3 de mayo de 1991. La investigación actualmente en desarrollo y las experiencias metódicas y críticas de futuros usuarios de la tecnología probablemente motivarán una mejor aproximación.

En aquellos casos en los que el FGD, sea colocado en el margen del río (ver Figura 3.3), la derivación puede realizarse utilizando un orificio sumergido el cual debe contar con un elemento que permita el control del caudal derivado de la fuente. En el Anexo 2 se presentan alternativas de bajo costo que permiten este control.

3.4.2 Compartimiento Principal

En este compartimiento se realiza el acondicionamiento del agua captada. Consta de las siguientes partes:

- Lecho Filtrante. Es el elemento más importante. Su disposición en el compartimiento requiere especial atención ya que de ello depende el buen desempeño de la estructura.

El lecho filtrante está compuesto por diferentes capas de grava, las cuales están ubicadas de gruesa en el fondo, a fina en la superficie. Esta forma de gradación difiere de lo que se presenta regularmente en otras tecnologías de filtración gruesa donde el espesor del lecho filtrante disminuye de tamaño con el sentido del flujo. Aunque las especificaciones del lecho se encuentran en estudio en la Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología de CINARA, se recomienda de manera preliminar, la utilización del lecho filtrante como se muestra en la Tabla 3.2.

TABLA 3.2 Especificaciones del material filtrante

Posición en el Lecho	Papel Principal			
	Primera Barrera Para Mejorar Calidad		Amortiguar o Eliminar Picos de Sólidos	
	Espesor de capa (m)	Diámetro (mm)	Espesor de capa (m)	Diámetro (mm)
Superior	0.2	3.0 - 5.0	0.20	1.5 - 3.0
Intermedia	0.2	5.0 - 15.0	0.10	3.0 - 5.0
Inferior	0.2	15.0 - 25.0	0.10	5.0 - 15.0

- Sistema de Drenaje. Se encuentra ubicado debajo del lecho filtrante, cumpliendo la función de coleccionar uniformemente el agua filtrada a través de toda el área del lecho.

CINARA, en desarrollo de esta tecnología utiliza como sistema de drenaje tuberías perforadas conocidas hidráulicamente como "manifolds" o múltiples, por la eficiencia que éstos presentan en la recolección uniforme del flujo (Castilla y Galvis, 1985), la facilidad de operación y el bajo costo de construcción.

Los múltiples consisten en tuberías con perforaciones distribuidas uniformemente a lo largo de ellas. Los orificios están regularmente colocados hacia abajo en dos filas separadas formando un ángulo de 90°.

Existen varias opciones para acomodar este sistema de drenaje dentro del lecho filtrante. En la Figura 3.5 la opción (a) presenta una alternativa donde el FGD₁ tiene un área superficial de gran tamaño y en este caso es necesario colocar varios múltiples, llamados laterales o secundarios, los cuales a su vez descargan a uno principal que drenará hacia la estructura de salida. La separación máxima recomendada entre los múltiples secundarios es de 0.80 m.

La opción (b) de la Figura 3.5 contiene dos múltiples colocados en sentido del flujo. Esta opción se ha utilizado en donde el FGD₁ presente un ancho en el rango de 0.8 a 1.5 m.

La opción (c) se recomienda en los casos en donde el ancho del FGD₁ sea menor de 0.8 m.

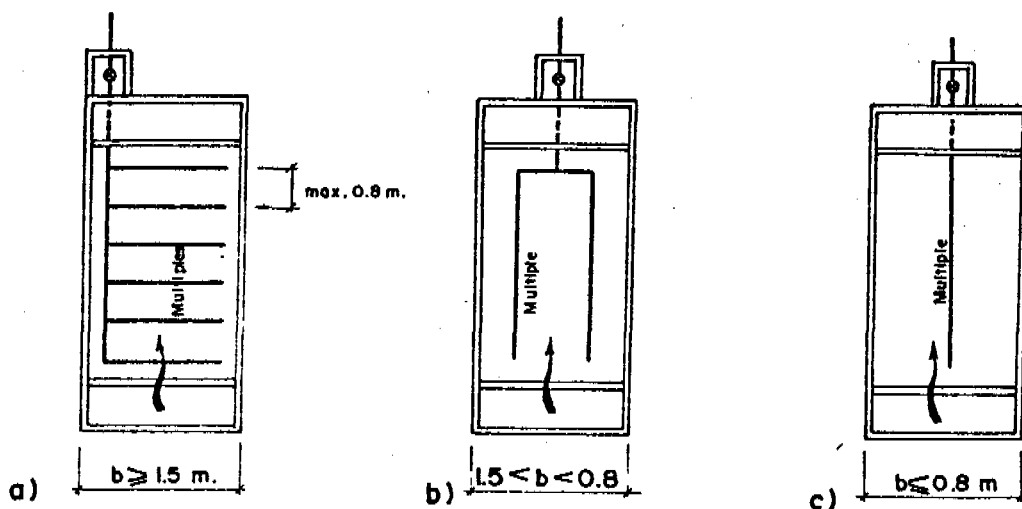


FIGURA 3.5 Alternativas para colocar el sistema de drenaje en los FGD₁.

3.3.3 Estructura de Excesos y Desagüe

Su función está relacionada con la recolección del agua de barrido superficial durante la operación normal o durante las operaciones de limpieza. Se compone básicamente de un canal que recoge y transporta estos caudales hasta el desagüe. La pared interna del canal además sirve como vertimiento en caída libre que ayuda a la distribución uniforme del flujo, Q_e , a lo ancho del lecho filtrante. El desagüe, así como las dimensiones del canal, no deben producir represamiento, particularmente durante la operación de lavado.

3.3.4 Estructura de Salida

Tiene por finalidad la medición y el control del caudal filtrado, Q_f . Su construcción independiente, al lado del FGD₁, sólo será necesaria en los casos ilustrados en las Figuras 3.2 y 3.3 y sólo cuando la separación entre el FGD₁ y la planta de tratamiento sea significativa. De otra manera debería integrarse con la estructura de medición y control de excesos a la entrada de la planta de tratamiento.

La estructura de salida la componen tres cámaras:

- Cámara de Válvulas. Aquí se encuentra ubicada la válvula de control del agua filtrada. Es importante que esta cámara sea instalada cerca al FGD₁ para permitir reparaciones en la línea de conducción del agua filtrada.
- Cámara de Medición del Caudal. En ella se realiza la medición del caudal filtrado. Debe contar con un método simple de aforo, (ver Anexo 2) que pueda ser verificando fácilmente desde la cámara de válvulas, para realizar el respectivo control de caudal.
- Cámara de Carga. Esta estructura cumple la función de enviar el caudal filtrado hacia otras estructuras del sistema de abastecimiento, como el tanque de almacenamiento o la planta de tratamiento. Esta cámara debe diseñarse procurando evitar el ingreso de aire en la tubería de conducción.
- Cámara de Excesos. Esta cámara se requiere para eliminar el caudal filtrado en exceso como se indica en el aparte 5.2.

4 CONSIDERACIONES SOBRE EL DIMENSIONAMIENTO

Con base en la presente experiencia en el diseño de los filtros gruesos dinámicos, es de especial importancia considerar aspectos tales como el caudal a filtrar, la velocidad de filtración y la velocidad superficial de lavado; ya que estas variables influyen en el dimensionamiento de las unidades.

4.1 CAUDAL A FILTRAR

El FGD₁ debe suministrar por lo menos la cantidad de agua requerida en el sistema de tratamiento o en el tanque de almacenamiento; por tal motivo, debe considerarse el caudal máximo diario como el caudal de diseño al final de la carrera de filtración, si se tiene en cuenta que el caudal filtrado, Q_f , puede declinar más o menos rápidamente dependiendo del papel principal para el cual se proyecta la unidad.

4.2 VELOCIDAD DE FILTRACION

La velocidad de filtración es una variable cuyo valor ha de establecerse en la etapa de planeación y diseño de las unidades, tomando en cuenta aspectos como el grado de protección que se requiere del sistema así como las características particulares locales, tales como calidad del agua cruda, facilidad de operación y mantenimiento y costos de inversión inicial.

Una velocidad de filtración baja (0.5 - 2.0 m/h) debe ser utilizada cuando el FGD₁ sirve como primera barrera en el mejoramiento de la calidad del agua en los ríos que regularmente transportan cantidades significativas de sólidos suspendidos o que requieren empezar a mejorar su calidad microbiológica desde esta primera barrera. Los FGD₁ que utilizan velocidades de filtración alta, regularmente mayor de 5 m/h, se recomiendan para aguas regularmente claras y que presentan riesgo sanitario moderado o bajo por su contenido de microorganismos indicadores de calidad microbiológica.

Con base en la evaluación iniciada con el apoyo de Suiza (CINARA/IRCWD, 1988/89) y con la investigación actualmente en desarrollo (CINARA/IRC, 1990/91) se están sentando las bases para precisar estas recomendaciones. A manera de ilustración se incluye parte de esta información en el Aparte 6.

4.3 VELOCIDAD SUPERFICIAL DE LAVADO

Durante el lavado esta velocidad debe permitir el arrastre de los sólidos retenidos en la superficie. Con esta velocidad se debe tener un especial cuidado, ya que la velocidad seleccionada no puede ser tan alta que arrastre el material filtrante de la superficie, ni tan baja que no permita el arrastre de los sólidos durante el lavado.

CINARA ha venido utilizando velocidades entre 0.20 m/s - 0.40 m/s, con buen éxito, sin embargo, en la medida en que ahora se propone evaluar tamaños más pequeños de grava pueden surgir algunas limitaciones que deberían ser tomadas en cuenta.

4.4 DIMENSIONAMIENTO DEL COMPARTIMIENTO PRINCIPAL

Las dimensiones de este compartimiento dependen fundamentalmente de la velocidad superficial del lavado y del caudal disponible en la fuente para el lavado superficial. Si se considera la estructura de control funcionando libremente, como un vertedero frontal de pared gruesa, es posible derivar una relación matemática, que relacione el lado corto con el caudal y la velocidad de lavado.

$$b = C * \frac{Q_L}{V_s^3} \quad (1)$$

Donde: (Ver Figura 4.1)

- b = Lado corto (m)
- Q_L = Caudal de lavado (m^3/s)
- V_s = Velocidad de lavado (m/s)
- C = Coeficiente de descarga para vertedero frontal de descarga libre.

El coeficiente C, a pesar de que varía principalmente con la altura sobre el vertedero, el espesor de la cresta, y temperatura del agua, para este caso particular de los FGD₁ donde el espesor de la cresta es aproximadamente de 0.15 m y la altura sobre el vertedero regularmente no sobrepasa los 0.05 m, puede considerarse como 1.54 (King, 1962).

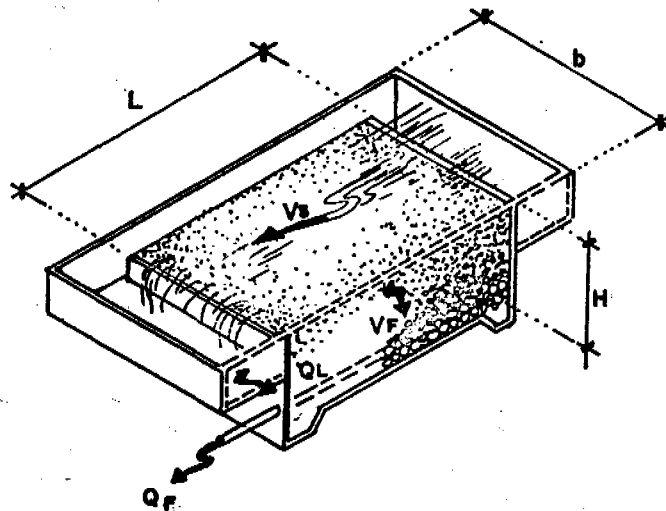


FIGURA 4.1 Descripción de las Dimensiones del Compartimento Principal de FGD₁.

Cuando el caudal disponible para el lavado es bajo, se debe calcular la dimensión del lado corto con la expresión (1), pero cuando se dispone de agua suficiente para el lavado, la expresión (1) se utiliza para chequear que la velocidad superficial no sea elevada.

La dimensión larga (l) de la estructura principal se encuentra una vez conocido el lado corto y el área de filtración, aplicando la ecuación de continuidad como se presenta en la siguiente expresión:

$$l = \frac{A_r}{b} \quad (2)$$

Donde:

- l = Longitud larga (m)
- A_r = Área de filtración (m²)
- b = Longitud corta (m)

4.5 PERDIDAS DE CARGA EN EL FGD₁

Las pérdidas de carga en el FGD₁ están constituidas principalmente por las presentadas en el lecho filtrante. Aunque la pérdida de carga inicial es baja, generalmente no supera los 0.05 m, se debe considerar que ésta se incrementa

con el tiempo y su velocidad de variación depende del contenido de sólidos en la fuente. En caso de que no se desee dejar declinar el caudal durante una carrera de filtración se recomienda prever unos 0.30 m de energía adicional, los cuales pueden disiparse inicialmente en la válvula que controla el caudal filtrado Q_f y el operador la puede ir abriendo después gradualmente. Con esta pérdida de carga, y con aguas de bajo contenido de sólidos (del orden de 15 mg/l) los periodos de limpieza pueden ser superiores a una vez por semana y para contenidos mayores de sólidos (del orden de 200 mg/l) de una vez cada cinco días aproximadamente. En la práctica el operador de la unidad, en coordinación con la junta administradora puede establecer periodos más o menos fijos que faciliten el mantenimiento global del sistema de abastecimiento de agua.

5 OPERACION Y MANTENIMIENTO

La operación y mantenimiento de los FGD₁ es el principal aspecto a tener en cuenta para el buen funcionamiento de estos sistemas. Los procedimientos que se han venido evaluando son simples y no requieren de elementos sofisticados ni de personal especializado para su ejecución. Sin embargo, es importante subrayar que este personal de baja escolaridad requiere un mínimo de entrenamiento y un ambiente de trabajo respetuoso y en lo posible estimulante, como en cualquier otra actividad que deba realizar un ser humano.

5.1 CONTROL DE LA VELOCIDAD SUPERFICIAL

La velocidad superficial debe ser controlada para evitar que velocidades muy altas arrastren el medio filtrante de la superficie. Según la experiencia preliminar, se recomienda que esta velocidad esté entre 0.05 y 0.15 m/s cuando el FGD₁ se diseñe principalmente para mejorar calidad de agua, y por debajo de 0.05 m/s cuando se utiliza como válvula "automática" o "tapón". En el segundo caso se busca que el efecto de sedimentación sobre el lecho ayude a que la colmatación de la superficie se realice más rápidamente.

Una velocidad superficial baja puede ser garantizada elevando el nivel del agua sobre el lecho filtrante, colocando una estructura móvil sobre el muro que sirve como estructura de control al final del lecho filtrante. Esta debe ser retirada durante la operación de lavado superficial del lecho para aumentar la velocidad, y facilitar la labor de limpieza. En la Figura 5.1 se presenta la ubicación de este control.

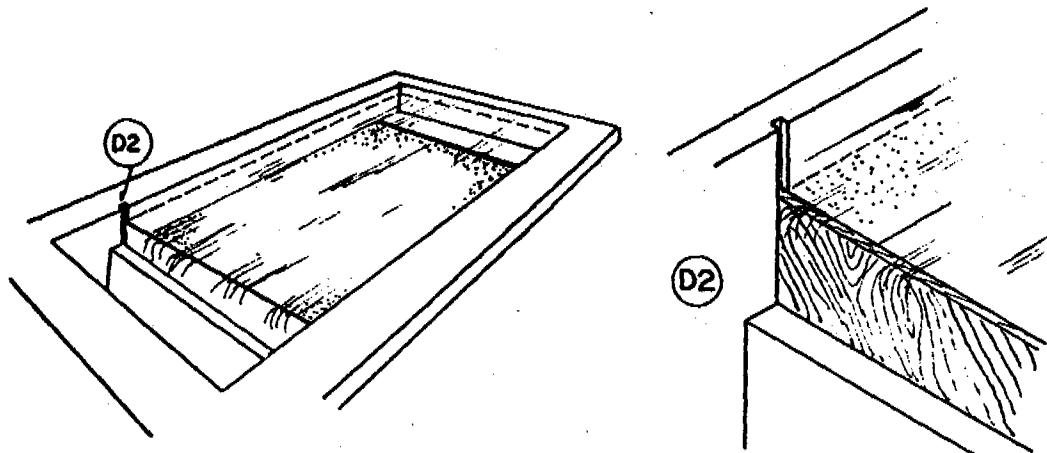


FIGURA 5.1 Control para la Velocidad superficial. Con base en una estructura móvil a la salida que permita regular la profundidad del agua sobre el lecho filtrante.

5.2 CONTROL DEL CAUDAL FILTRADO

Durante una carrera de filtración, el caudal filtrado disminuye con el tiempo. Esta reducción alcanza entre el 20 y el 40% después de una semana de funcionamiento, por esta razón el caudal filtrado inicial debe ser como mínimo 1.2 veces más que el requerido en el sistema de abastecimiento. El control se realiza en la estructura de salida, utilizando un sistema de medición de flujo como el vertedero triangular, ver Anexo 2. También debe acondicionarse una válvula, la cual permite compensar la pérdida de carga y facilitar la regulación del caudal filtrado.

5.3 LIMPIEZA DEL LECHO FILTRANTE

La parte superior del lecho filtrante, por ser la más fina, presenta una mayor colmatación y por consiguiente se hace necesario realizar una limpieza periódica.

Esta operación se realiza cuando el caudal requerido en la planta se disminuye por la obstrucción del medio filtrante causada por los sólidos retenidos. De acuerdo con las evaluaciones de los diferentes prototipos construidos, es recomendable realizar la limpieza superficial una vez por semana durante el período seco. Durante la época de lluvias la frecuencia puede aumentar a dos o tres veces por semana, dependiendo de las características de la fuente.

Los instrumentos con los cuales se lleva a cabo esta labor son de fácil consecución local y consisten en un rastrillo de jardinería y una pala.

La Figura 5.2 ilustra la labor de limpieza del lecho filtrante, siguiendo en general los pasos que a continuación se describen:

- (i) Cerrar la válvula que controla el caudal filtrado, Q_2 .
- (ii) Abrir la válvula de control de agua captada, Q_c , al valor previamente establecido para producir el caudal de lavado, Q_1 .
- (iii) Barrer con el rastrillo, siguiendo el sentido contrario a la corriente del agua, la superficie del lecho filtrante hasta resuspender objetos que se hayan sedimentado durante la operación normal.
- (iv) Mezclar con una pala la capa superior (primeros 0.20 m) resuspendiendo los sólidos retenidos.
- (v) Suspender el caudal de entrada
- (vi) Nivelar la superficie del lecho

(vii) Ajuste del caudal captado de la fuente, Q_c , y el filtrado Q_f

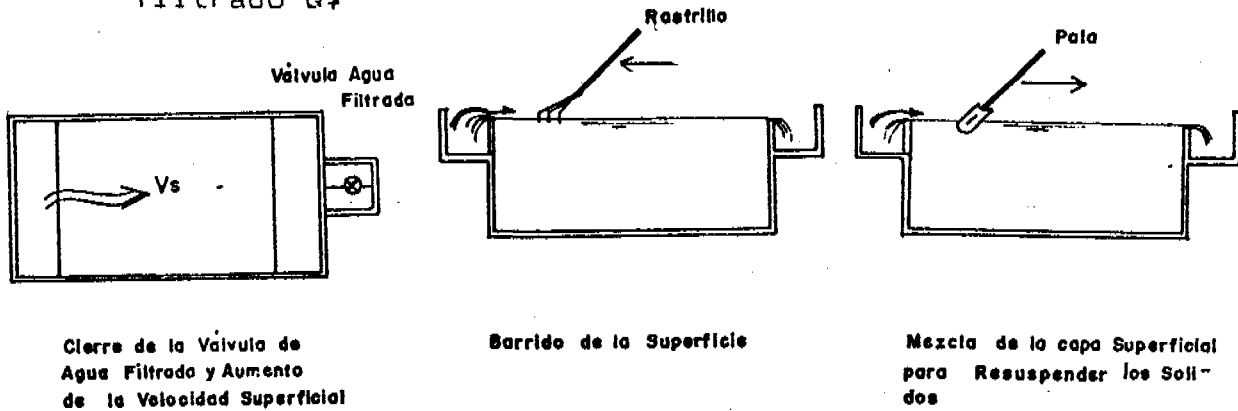


FIGURA 5.2 Lavado del Filtro Grueso Dinámico.

Este método de lavado aunque restablece la capacidad filtrante del lecho, no permite la limpieza de las capas inferiores. Con el tiempo, regularmente después de un año de operación, la acumulación de lodo en esta zona aumenta la restricción al paso del agua disminuyendo el caudal filtrado; en este caso se debe realizar el lavado de las capas inferiores del medio filtrante. El lavado de éstas se realiza manualmente, sin embargo, CINARA está desarrollando investigaciones con el objetivo de complementar el lavado superficial con lavados de fondo, utilizando para ello la experiencia en el lavado de los filtros gruesos ascendentes. Aunque esta fase del estudio es incipiente, los resultados preliminares indican que los lavados manuales del medio filtrante pueden ser reducidos de esta manera (CINARA/IRC, 1990/91).

Cuando no se pueda garantizar el caudal necesario para el lavado, como por ejemplo en los sistemas de abastecimiento que utilicen bombeo antes del FGD₁ o cuando la conducción hasta la estructura presente poca energía disponible para transportar económicamente caudales en exceso, el FGD₁ puede ser construido por compartimientos como se presenta en la Figura 5.3. Durante el lavado todo el caudal se introduce por uno de los compartimientos, garantizando un aumento de la velocidad superficial; una vez realizado el lavado de este compartimiento, se realiza la misma operación en el otro.



a) Durante la operación normal

b) Durante el lavado

FIGURA 5.3 Filtro Grueso Dinámico con dos compartimientos.

6 VISION GLOBAL SOBRE LA EVALUACION DE LAS PRIMERAS EXPERIENCIAS CON LA TECNOLOGIA EN COLOMBIA

A continuación se presenta una visión global sobre la evaluación de las primeras experiencias con esta tecnología en Colombia.

6.1 EVALUACION PRELIMINAR OPERANDO A ESCALA REAL

Esta evaluación se realizó en dos etapas. En la primera se seleccionaron seis (6) unidades en el departamento del Cauca, semejantes a las ilustradas en la Figura 2.1 y dos en el departamento del Valle. Esta evaluación permitió identificar limitaciones de diseño, operación y mantenimiento. Estas en general tenían que ver con la imposibilidad de controlar el caudal de entrada a la unidad y, particularmente en el caso de la Figura 2.1, esto se unía a otras circunstancias tales como: la distribución no uniforme del flujo a través del lecho filtrante, pérdida significativa del material en época de crecientes de los ríos, deficiencia en el sistema de recolección drenaje y en algunos casos dificultades de acceso.

En coordinación con el Servicio Seccional de Salud y el Comité de Cafeteros del Cauca, fueron optimizados dos sistemas junto con uno del Valle. Con la colaboración de los operadores locales se completó la evaluación preliminar. En general se encontraron remociones de turbiedad, color y coliformes fecales en el rango de 10 al 50%. Por la frecuencia en los muestreos no se pudo establecer claramente su impacto en los picos de transporte de sólidos (CINARA/IRCWD, 1988 -89).

6.2 EVALUACION DE UNIDADES A ESCALA PILOTO

En el proceso de apropiación de la tecnología de filtración lenta en arena en diferentes países se estableció la importancia de la filtración gruesa como alternativa de pretratamiento para reducir la concentración de sólidos de las fuentes a valores adecuados para su tratamiento (Wegelin 1986, Visscher and Galvis, 1987, Pardon, 1989) y se estableció de manera preliminar el potencial de estas alternativas de pretratamiento para mejorar la calidad bacteriológica del agua (Galvis and Visscher, 1987). Con base en estas experiencias fué posible justificar el proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Diferentes Alternativas de Pretratamiento, sin la aplicación de químicos.

En el marco del proyecto de Pretratamiento se incluyó la tecnología de FGD₁, junto con otras posibles opciones o

alternativas orientadas a acondicionar la calidad del agua cruda buscando hacer más eficiente y menos vulnerable la operación de las unidades de filtración gruesa, para el tipo de agua que transporta el río Cauca a la altura de la Estación de CINARA en Puerto Mallarino y para las condiciones del experimento, la tecnología de FGD₂ resultó ser la más ventajosa (CINARA/IRC, 1990). Ahora están siendo evaluadas 3 unidades piloto en paralelo con diferentes velocidades de operación. Cada unidad está empacada con un lecho de grava de 0.60 m en tres capas que oscilan entre 5 y 20 mm. En la tabla 6.1 se resumen los resultados de algunos de los parámetros que están siendo controlados.

TABLA 6.1 Comportamiento de FGD operando con diferentes velocidades de filtración. Unidades Piloto, Río Cauca (CINARA/IRC, 1991)

PARAMETRO UNIDADES (DATOS)	ESTADISTICAS DESCRIPTIVAS	AGUA CRUDA	VELOCIDAD DE FILTRACION					
			Vf=1.0 m/h		Vf=1.5 m/h		Vf=2.0 m/h	
			EFLUENTE	ZREM.	EFLUENTE	ZREM.	EFLUENTE	ZREM.
Sólidos Suspendidos (43 datos)	Media Desviación Std. Mínimo Máximo	167 193 28 978	38 54 1 279	77 99 1 522	59 99 1 522	64 104 7 625	67 104 7 625	60
Turbiedad (360 datos)	Media Desviación Std. Mínimo Máximo	93 100 20 750	49 58 7 400	47 69 8 460	57 69 8 460	39 66 12 500	59 66 12 500	37
Color Real (43 datos)	Media Desviación Std. Mínimo Máximo	63 57 18 250	52 46 16 240	17 55 15 270	57 55 15 270	10 52 15 240	57 52 15 240	10
Coliformes Fecales (37 datos)	Media Desviación Std. Mínimo Máximo	109181 268147 7727 1650000	31694 44079 1700 180000	71 36117 818 194000	24609 36117 818 194000	77 126399 5600 590000	77349 126399 5600 590000	29
DQO (5 datos)	Media Desviación Std. Mínimo Máximo	11 4 6 17	5 3 1 8	55 3 2 10	8 3 2 10	27 3 7 15	10 3 7 15	9

6.3 EVALUACION DE UNIDADES A ESCALA REAL

En la medida en que se han venido entendiendo mejor las posibilidades y limitaciones de la tecnología, CINARA ha venido promoviendo la optimización de sistemas de abastecimiento de agua con plantas de tratamiento que incluyan unidades de FGD₁. A continuación se resumen los resultados del seguimiento hecho a tres de estas unidades para algunos de los parámetros que están siendo controlados.

Las tres unidades procesan agua de la cuenca del río Pance, ubicado al sur de la ciudad de Cali. De este río se presentan una serie de derivaciones, cuya calidad de agua es afectada por su aprovechamiento antes de llegar a la captación de cada sistema de abastecimiento en evaluación. Para los fines de este documento los tres casos se identifican simplemente como derivaciones A, B y C del río Pance, los cuales se describen en los numerales siguientes y en las Figuras 6.4 a 6.7 así como en la Tabla 6.2, se resumen los resultados de algunos parámetros a través de las diferentes estructuras de las plantas de tratamiento.

6.3.1 Caso 1. Derivación A del río Pance

El sistema de abastecimiento sirve una población de 1.000 personas en un colegio. En este proyecto se reemplazó una planta de tratamiento convencional con deficiencias en el diseño, la operación y el mantenimiento. En la nueva planta se aprovecharon las estructuras de la planta convencional, lo cual explica las limitaciones en la concepción geométrica del diseño y la vulnerabilidad que puede derivarse de tener muros comunes en estructuras conteniendo agua con diferentes grados de tratamiento.

En este caso, el sistema de tratamiento tiene una capacidad de 1 l/s y está constituido por las siguientes estructuras (Ver Figura 6.1):

Filtro Grueso Dinámico. Construido en la margen izquierda de la derivación. Aunque el contenido de sólidos en la fuente hubiera permitido orientar este diseño hacia el papel principal de amortiguador o eliminador picos de sólidos, su dimensionamiento fue más conservador por lo bajo del caudal, por el riesgo sanitario y porque los criterios de diseño apenas iniciaban su desarrollo. La velocidad de filtración considerada en el diseño fue 1.5 m/h, el lecho filtrante no presenta gradación en capas, su diámetro varía entre 25 mm y 10 mm, y su espesor es de 0.6 m.

La estructura de medición de caudales fue instalada en la

entrada al filtro grueso en la planta de tratamiento, separada unos 50 m del FGD₁.

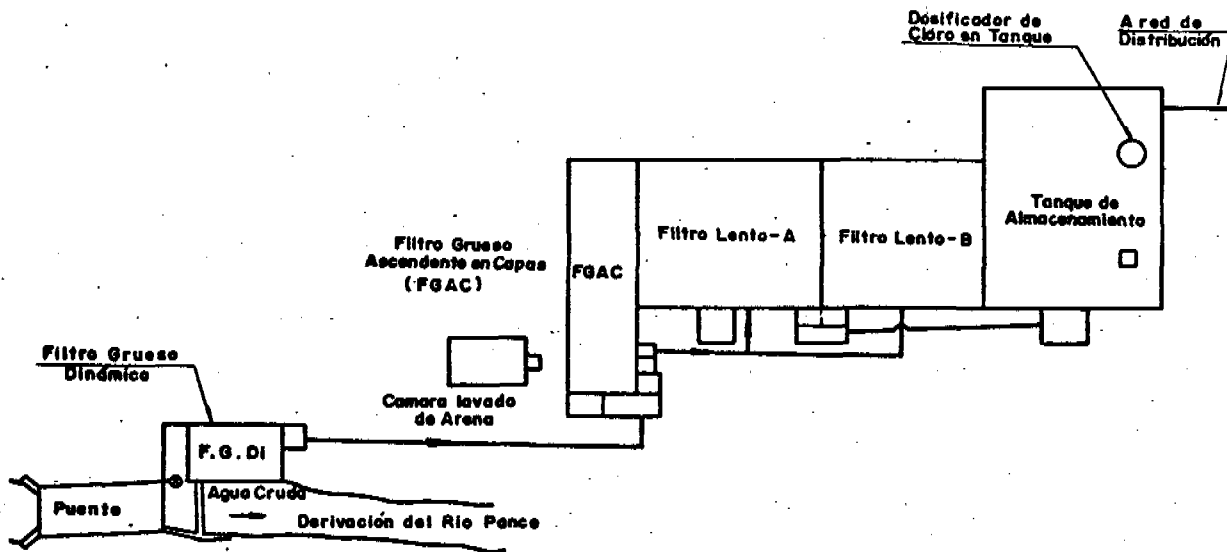


FIGURA 6.1. Planta de tratamiento Derivación A. Rio Pance. (CINARA, 1987)

Filtración Gruesa Ascendente en Capas. Está compuesto por un filtro de flujo vertical ascendente, cuyo lecho filtrante posee cuatro capas de grava de diámetros que varían entre 24 mm en el fondo y 6 mm en la superficie. La velocidad de filtración proyectada es 0.75 m/h.

Filtración Lenta en Arena. Consta de dos unidades trabajando en paralelo, cada una tratando la mitad del caudal de la planta. La velocidad de filtración utilizada es 0.15 m/h y el espesor de medio filtrante de 1.0 m, con un diámetro efectivo, $D_e = 0.25$ mm y un coeficiente de uniformidad, $C_u = 2.3$.

6.3.2 Caso 2. Derivación B del río Pance

En este caso el sistema de abastecimiento fue diseñado para servir una institución de educación superior en una población proyectada de 3200 personas, el sistema incluye una planta de tratamiento de 3 l/s.

La planta cuenta con las siguientes estructuras (Ver Figura 6.2).

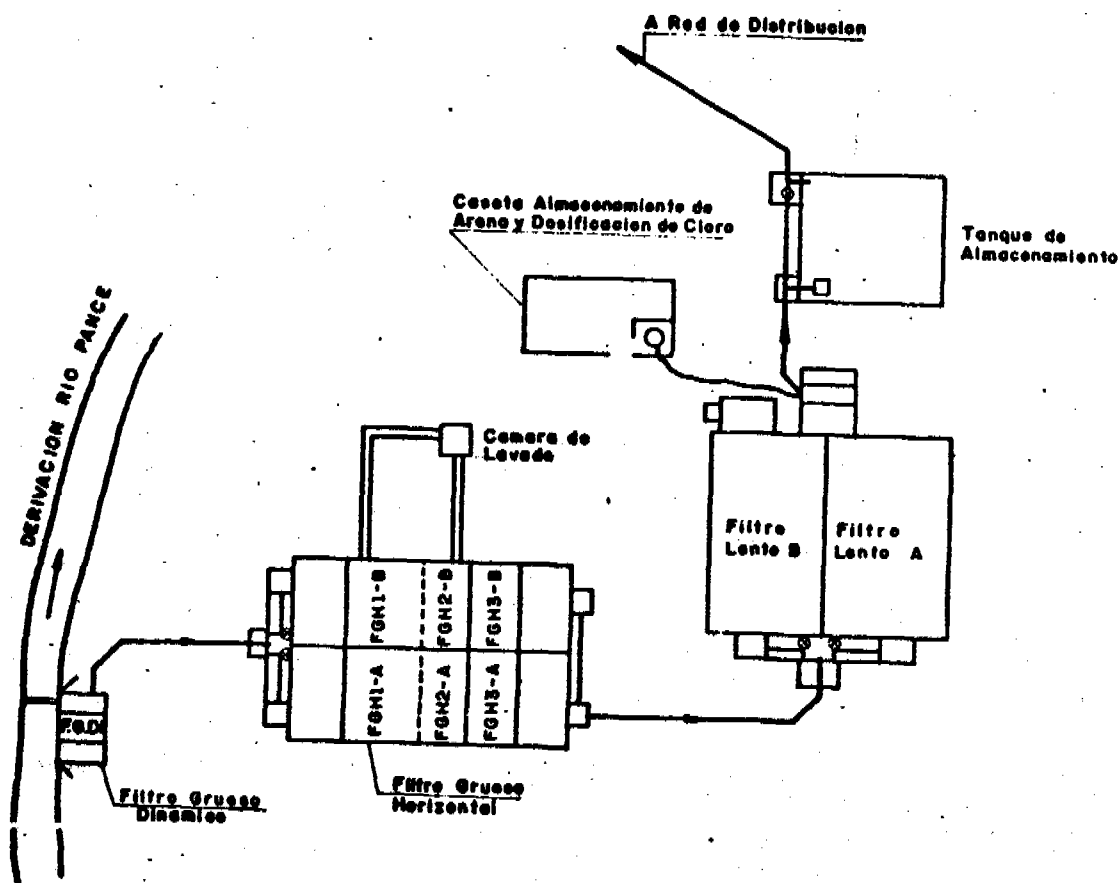


FIGURA 6.2 Planta de Tratamiento Derivación B del Río Pance. (CINARA/IRCWD, 1989).

Filtro Grueso Dinámico. Está construida en la margen derecha de la derivación. De manera semejante a lo indicado para el filtro grueso dinámico del caso anterior, la velocidad de filtración proyectada fué de 1.5 m/h. Su lecho filtrante está gradado con tres capas de 0.20 m cada una, la más gruesa se encuentra en el fondo y presenta diámetros entre 15 mm y 25 mm, en la capa intermedia los diámetros varían entre 10 y 15 mm y la superior entre 5 y 10 mm.

Filtración Gruesa Horizontal. Compuesto por dos unidades operando en paralelo. Cada unidad empacada con gravas que varían desde los 16 mm hasta los 3 mm en el sentido del flujo y operando a una velocidad de 1.2 m/h.

Filtración Lenta en Arena. Proyectado con una velocidad de filtración de 0.16 m/h, cuenta con dos unidades trabajando en paralelo. Con una capa de arena de 1.0 m.

6.3.3 Caso 3. Derivación C del río Pance

El sistema de abastecimiento sirve a una parcelación de 800 habitantes. En este proyecto se optimizó una planta de tratamiento con filtración lenta en arena con problemas de diseño, operación y mantenimiento, por la falta de sistemas de pretratamiento y elevadas velocidades de filtración.

En la Figura 6.3 se presenta un esquema de esta planta.

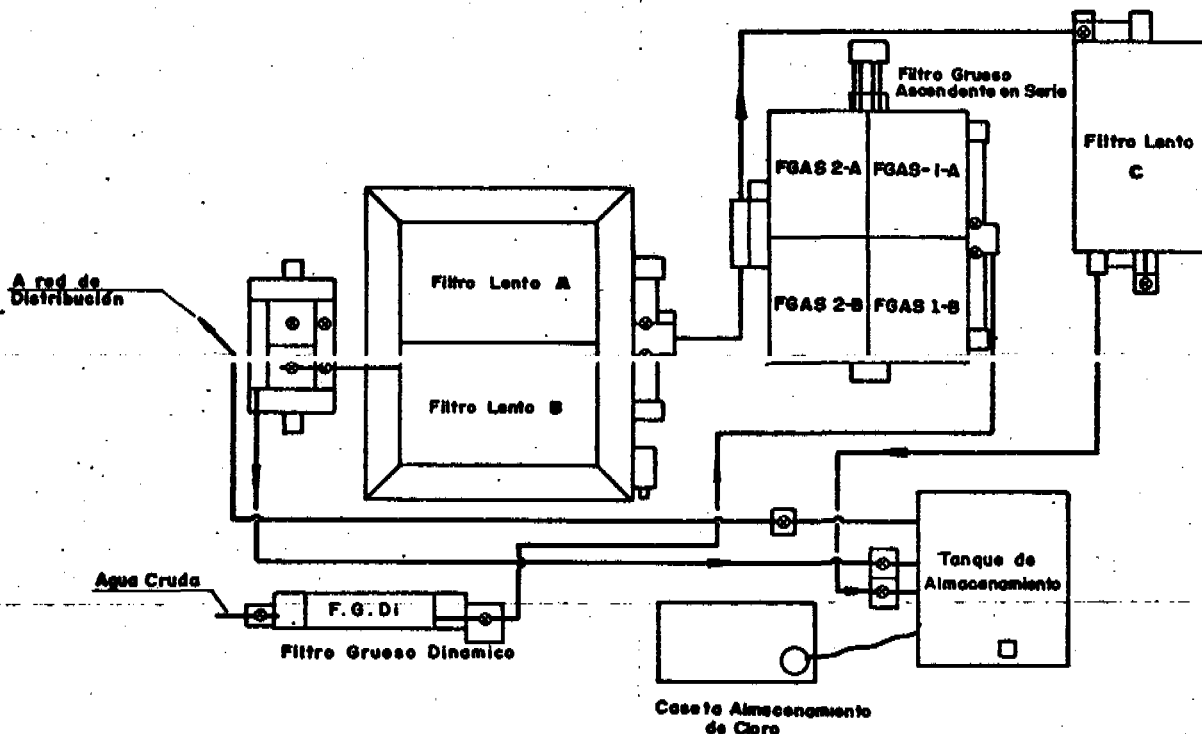


FIGURA 6.3 Planta de Tratamiento Derivación C del Río Pance. (Optimización CINARA 1990).

Filtro Grueso Dinámico. Se encuentra ubicado a unos 100 m de la derivación. Su papel principal es amortiguar ó eliminar los picos de turbiedad, por lo cual se proyectó con una velocidad de filtración de 9.0 m/h. El lecho filtrante se acondicionó con tres capas de grava con tamaños entre 15 y 25 mm en la

capa inferior, 10 y 15 mm en la intermedia y 7 y 10 mm en la superior.

Filtración Gruesa Ascendente en Serie. En este caso la filtración gruesa cuenta con dos unidades en serie, cada una con una velocidad de 0.56 m/h, la primera unidad presenta un espesor de lecho filtrante de 1.2 m. con y diámetros entre 13 y 25 mm. En la segunda unidad el espesor de lecho es 1.0 m y el diámetro varía entre 3 y 13 mm.

Filtración Lenta en Arena. Se proyectaron tres unidades con velocidad de 0.15 m/h y espesor de medio filtrante de 1.0 m, con diámetro efectivo de $D_e = 0.33$ mm y coeficiente de uniformidad $C_u = 2.6$.

TABLA 6.2 Variación de Parámetros Relevantes de Calidad de Agua en Diferentes Puntos de Muestreo en Sistemas de Mejoramiento de Calida de Agua. Periodo Octubre de 1990 a Junio de 1991. (CINARA / IRC', 1991 / 91)

PARAMETRO	ESTADISTICAS DESCRIPTIVAS	CASO 1				CASO 2				CASO 3			
		CRUDA	FSD	FGAC	FLA	CRUDA	FSD	FGH	FLA	CRUDA	FSD	FGAS	FLA
TURBIEDAD (UNT)	Promedio	12.4	6.7	4.8	0.5	19.8	11.0	3.6	0.7	11.1	8.5	4.9	0.7
	Desviación	17.2	9.1	10.0	0.4	16.8	8.8	2.0	0.3	10.5	6.0	4.9	0.4
	Mínimo	2.9	2.4	1.4	0.2	4.9	3.2	1.8	0.3	3.4	2.9	1.9	0.3
	Máximo	100.0	62.0	80.0	2.2	112.0	55.0	14.0	2.1	75.0	33.0	27.0	2.1
	No. Datos	73	73	73	69	72	69	69	57	74	72	70	69
COLOR REAL (UPC)	Promedio	21	17	14	3	22	19	12	3	19	18	15	2
	Desviación	18	15	15	2	14	11	9	2	12	12	12	2
	Mínimo	6	2	1	1	5	6	1	1	6	5	1	1
	Máximo	108	96	104	11	96	67	36	12	51	50	58	8
	No. Datos	73	73	73	69	72	69	71	70	74	73	71	69
SOLIDOS SUSPENDIDOS (mg/l)	Promedio	10.6	3.7	2.0	0.1	16.5	7.3	2.0	0.2	11.2	7.7	3.1	0.1
	Desviación	21.9	7.1	5.5	0.1	23.3	8.8	4.8	0.3	21.6	17.6	8.6	0.3
	Mínimo	0.1	0.0	0.0	0.0	0.5	0.2	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0
	Máximo	108.0	45.0	35.0	0.5	150.0	37.0	27.0	1.5	126.0	105.0	54.0	1.4
	No. Datos	41.0	41.0	41.0	38.0	41	39	40	40	41	39	39	41
COLIFORMES FECALES (UFC/100ml)	Promedio	26779	8320	590	0.6	6602	3503	281	0.3	7142	4666	413	1.2
	Desviación	36891	11545	424	1	9817	3479	334	1	14661	8674	550	3
	Mínimo	1170	210	24	0	310	430	32	0	510	210	14	0
	Máximo	228000	66000	2900	7	65000	18000	1940	3	100000	57000	3350	13
	No. Datos	71	70	67	66	69	67	68	55	71	68	67	65

NOTA :

FSD : Filtro Grueso Dinámico
 FGH : Filtro Grueso Horizontal
 FGAS: Filtro Grueso Ascendente en Serie

FGAC: Filtro Grueso Ascendente en Capas
 FLA: Filtro Lento en Arena

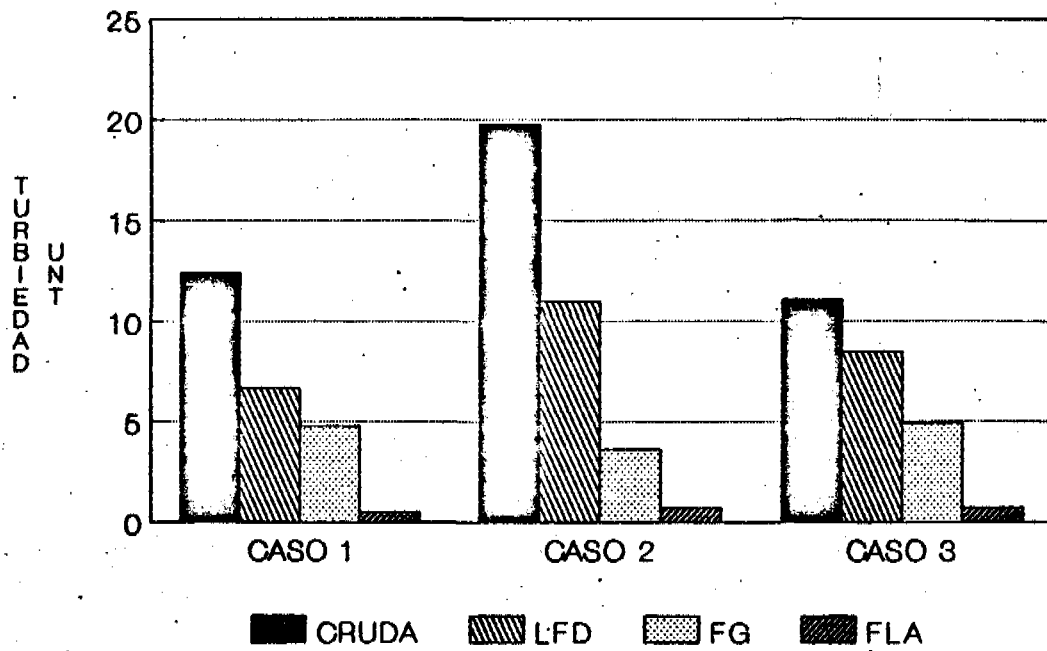


FIGURA 6.4 Turbiedad promedio a Traves de las Estructuras Tratamiento. Periodo Octubre de 1990 a Junio de 1991.

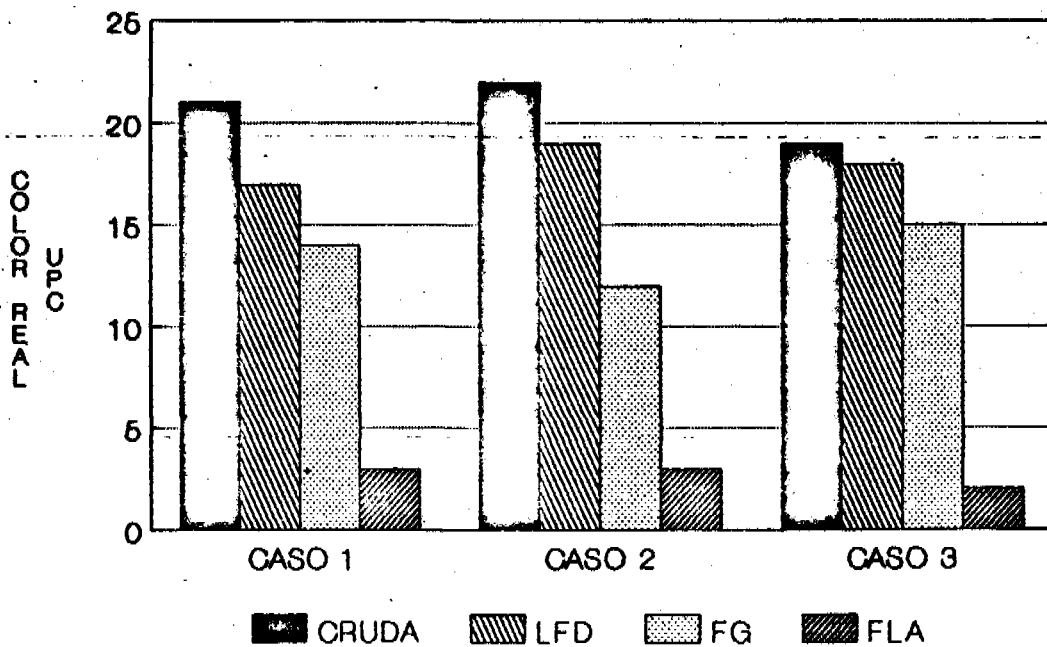


FIGURA 6.5 Color Real Promedio a Traves de las Estructura Tratamiento. Periodo Octubre de 1990 a Junio de 1991.

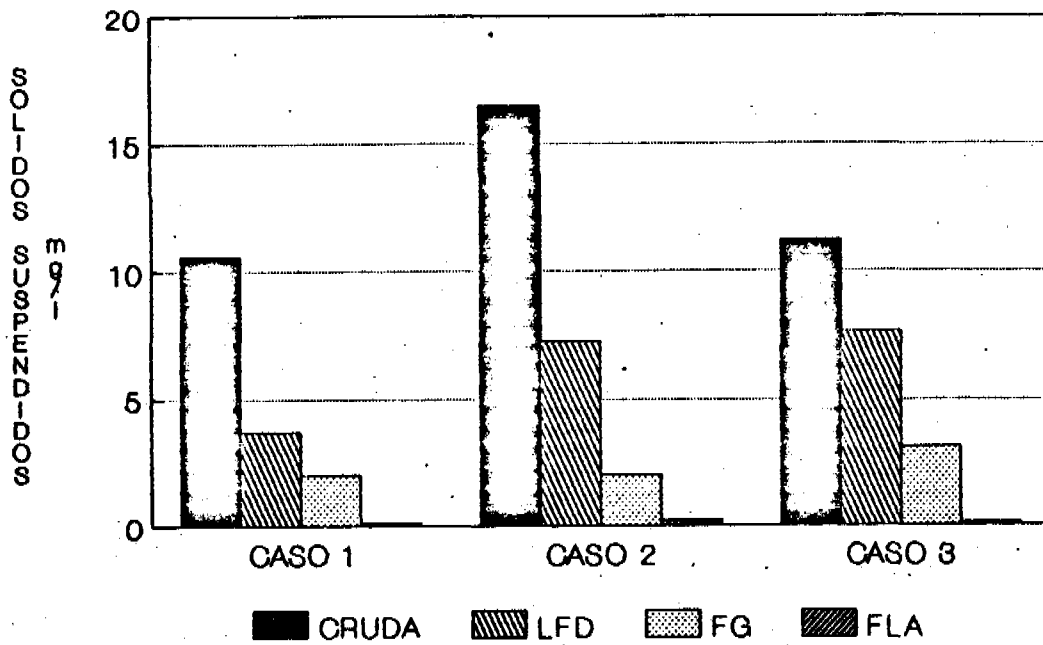


FIGURA 6.6 Solidos Suspendidos Promedio a Traves de las Estructuras de Tratamiento. Periodo Octubre de 1990 a junio de 1991.

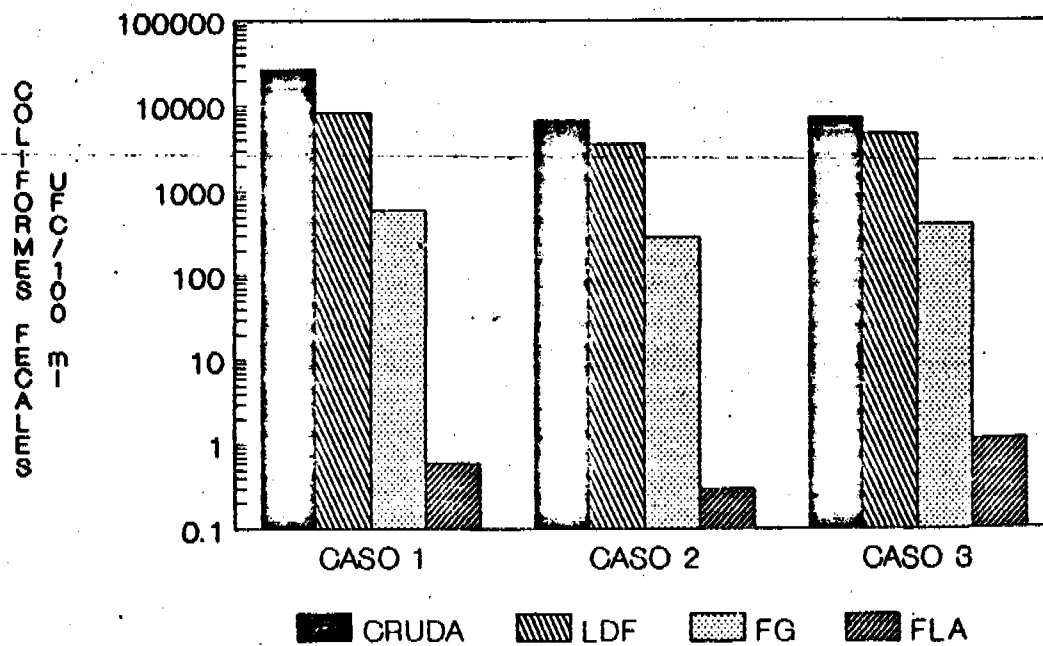


FIGURA 6.7 Coliformes Fecales Promedio a Traves de las Estructuras de Tratamiento. Periodo Octubre de 1990 a junio de 1991.

7 COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES PRELIMINARES

La presente experiencia sustenta el potencial de la tecnología de FGD₁ como una herramienta para amortiguar el impacto de valores extremos de transporte de sólidos en las fuentes superficiales. Este potencial puede tener importantes implicaciones en la eficacia o en los costos de inversión, operación o mantenimiento de otras unidades colocadas aguas abajo en el sistema de abastecimiento.

Además, el potencial de los FGD₁ como una primera barrera en el mejoramiento de la calidad del agua no debe sub-estimarse. La capacidad de remoción de microorganismos indicadores de calidad microbiológica en el sistema de derivación A, operando con una velocidad de filtración de 1.5 m/h es del orden del 70%, mientras que en el sistema de la derivación B, operando con una velocidad de 9.0 m/h, la eficiencia es del orden del 35%. Diferencias proporcionalmente semejantes se observan con otros parámetros. Consecuentemente, el proyectista del sistema debe considerar las características de la fuente, el riesgo asociado a su aprovechamiento, la eficacia y la vulnerabilidad de otras estructuras en el sistema de abastecimiento antes de precisar los criterios de diseño de la unidad.

De otra parte, es claro que sólo después de un detallado análisis de las condiciones locales puede seleccionarse el sitio más adecuado para localizar las unidades de FGD₁. Este análisis debe involucrar la experiencia y las opiniones de la comunidad o de sus organizaciones representativas como pasos importantes tanto para la realización como para el sostenimiento de las obras. En general, su localización debe ser tal que se facilite su operación y mantenimiento.

Facilidades para el control de flujo, tanto a la entrada como a la salida de la unidad se hacen esenciales para posibilitar su adecuada operación y mantenimiento. En algunas fuentes superficiales, como en canales de riego, este control puede estar en la estructura de derivación, pero aún así, los caudales máximo, medio y mínimo en el canal deben ser evaluados cuidadosamente antes de colocar las unidades de FGD₁ en el lecho de la fuente.

Claramente, la tecnología de los FGD₁ está aún en desarrollo y aunque ya se tienen experiencias muy alentadoras tanto a escala piloto como a escala real, la investigación debe continuar para consolidar la información hasta ahora recogida y para precisar o resolver inquietudes tales como: tamaño mínimo de los granos en el lecho, velocidades de operación y limpieza, velocidades de filtración, profundidad del lecho, lecho mezclado o separado en capas, número de capas, elementos de control, mantenimiento en lo posible optimizado y

unificado, información sobre cantidad de obra, etc.

CINARA en el marco de sus convenios de Cooperación Académica, Investigativa y de Transferencia de Tecnología se propone dar continuidad a este proyecto y confía seguir contando en el futuro con el apoyo de instituciones de nivel local, nacional e internacional para cumplir su papel al servicio del sector de agua potable y saneamiento.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. ARBOLEDA V. Jorge. (1973). Teoría, Diseño y Control de los Procesos de Clarificación de Agua. Serie Técnica 13, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del ambiente.
2. CASTILLA, A. y GALVIS, G. (1985). Diseño de Múltiples. Interno: Curso de Abasto para Poblaciones. UNIVALLE, Cali, Colombia.
3. CINARA, CENTRO INTER-REGIONAL DE ABASTECIMIENTO Y REMOCION DE AGUA . (1989). Proyecto Integrado de Investigación y Demostración en Filtración lenta en Arena. Informe Final. Versión resumida. Cali.
4. CINARA, CENTRO INTER-REGIONAL DE ABASTECIMIENTO Y REMOCION DE AGUA . Memorias Técnicas de los Proyectos Colegio Colombo Británico, Universidad Javeriana, Villa del Banco, San Isidro, Venecia, Cañas Gordas y Vista Hermosa.
5. CINARA, CENTRO INTER-REGIONAL DE ABASTECIMIENTO Y REMOCION DE AGUA , IRCWD, INTERNATIONAL REFERENCE CENTRE FOR WASTE DISPOSAL. (1989 - 1991). Proyecto de Evaluación de Sistemas de Captaciones Dinámicas de Lecho Filtrante. Reporte de Progreso.
6. CINARA, CENTRO INTER-REGIONAL DE ABASTECIMIENTO Y REMOCION DE AGUA, IRC, INTERNATIONAL WATER AND SANITATION CENTRE. (1990 - 1991). Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua. Reporte de progreso.
7. GALVIS C, Gerardo. (1983). Memoria Técnica Sistemas de Abastecimiento de Agua Parcelación Chorro de Plata.
8. GALVIS C, G., Visscher, J. T. (1987). Participación y perspectivas de la Universidad del Valle en el desarrollo del Proyecto de Filtración Lenta en Arena. In: Filtración Lenta en Arena y Pretratamiento. Cali, Colombia. UNIVALLE/IRC/MIN. de Salud.
9. GALVIS C, G., Visscher, J. T., Lloyd B. (1991). Overcoming Water Quality Limitation With the Multi-Barrier Concept, A Case Study From Colombia. CINARA/IRC/Robens Institute.

10. KING, Horace Williams. (1962). Manual de Hidráulica. Primera edición en español. Unión Tipográfica Hispano Americana. Mexico.
11. LLOYD, B., PARDON, M., WHELLER, D. (1988). The Performance of Slow Sand Filters in Perú. In: GRAHAM, N.L.D. (ed). Slow Sand Filtration, Recent Developments in Water Treatmente Technology. London.
12. PARDON, Mauricio. (1989). Treatment of Turbid Surface Water for Small Community Supplies, Submitted in Part Fulfilment of the Degree of Doctor of Philosophy. Robens Institute, University of Surrey.
13. SALAZAR, L. Guillermo. (1980). Agua Potable para la Zona rural Colombiana. ACODAL No. 96. Bogotá.
14. SMET, J., QUIROGA, E., WOLTERS, H. (1989). River Bed Filtration. In: Pretreatment Methods for Community Water Supply. An Overview of Techniques and Present Experiences. IRC. The Hague/Universidad del Valle, Colombia. The Hague, The Netherlands.
15. WEGELIN, Martin. (1986). Horizontal Roughing Filtration. A Design, Construction and Operation Manual. IRCWD.
16. WEGELIN, Martin. (1988). Roughing Gravel Filters for Suspended Solids Removal. In: Graham N. (ed). Solw Sand Filtration. Recent Developments in Water Treatment Tecnology. London.
17. WOLTERS, H., SMET, J., GALVIS, G. (1989). Upfolw Roughing Filtration. In: Smet, J. Visscher, J. I. (eds). Pretreatment Methods for Community Water Supply. An Overview of Techniques and Present Experiences. IRC. The Hague/Universidad del Valle, Colombia. The Hague, The Neteherlands.

ANEXO 1 EJEMPLO DE CALCULO DE UN FILTRO GRUESO DINAMICO

El presente ejemplo se presenta como una ilustración del predimensionamiento de cálculo de un FGD₁, contenido dentro de un proyecto de filtración lenta y pretratamiento en medio grueso, sin embargo esto no indica que la tecnología no pueda ser usada en combinación con tecnologías convencionales.

A.1 INFORMACION INICIAL

La fuente de abastecimiento para una comunidad estudiantil de 1000 habitantes, presenta contaminación microbiológica debido a descargas de aguas residuales domésticas, que hacen algunos usuarios del río aguas arriba del sitio de toma. La concentración promedio de coliformes fecales es de 30000 UFC/100 ml, alcanzando valores de hasta 200000 UFC/100 ml en algunas ocasiones. La turbiedad y los sólidos suspendidos presentan un comportamiento similar, valores bajos la mayor parte del año, en promedio 10 UNT y 10 mg/l respectivamente, y concentraciones máximas de 250 UNT y 300 mg/l durante cortos periodos en la temporada invernal.

El sistema de abastecimiento cuenta con una bocatoma de fondo, línea de aducción con una capacidad máxima de 4 l/s, tanque de almacenamiento y redes de distribución. El acceso hacia la bocatoma presenta gran dificultad.

El estudio técnico económico de alternativas de tratamiento recomendó la utilización de la tecnología de filtración lenta en arena con filtración gruesa y ascendente en capas.

A.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

A.2.1 DISCUSION

Las características de la fuente de abastecimiento en cuanto a cantidad de sólidos y turbiedad permiten suponer que el FGD₁ debe diseñarse para amortiguar o eliminar los picos de sólidos (Ver numeral 3.3 del Manual), sin embargo, el elevado contenido de coliformes fecales indica el alto riesgo sanitario que presenta esta fuente, por lo cual es conveniente que este sistema sea utilizado como mejorador de calidad de agua, constituyéndose en una primera barrera de tratamiento, especialmente para la eliminación de la contaminación bacteriológica.

A.2.2 CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de diseño corresponde al caudal máximo diario. Por efectos prácticos del ejemplo, se asume una dotación de 70 l/hab*día y un factor multiplicador de 1.25 entre los caudales medio y máximo diario.

Caudal medio diario (Qmd) = Población * Dotación

$$Qmd = 70 \text{ l/hab*día} * 1000 \text{ hab}$$

$$Qmd = 70000 \text{ l/día} = 0.81 \text{ l/s}$$

Caudal máximo diario (QMD) = F * Qmd

Donde :

F = Factor multiplicador (se asumió 1.25)

$$QMD = 1.25 * 0.81 \text{ l/s} = 1.0 \text{ l/s}$$

A.2.3 VELOCIDAD DE FILTRACION

Considerando que el objetivo de este FGD, es mejorar la calidad del agua, particularmente la calidad bacteriológica, la velocidad de filtración recomendada está entre 0.5 y 2.0 m/h (ver Tabla 3.1 del manual). Adicionalmente, con la experiencia disponible, una velocidad apropiada puede ser 1.5 m/h.

A.2.4 VELOCIDAD DE LAVADO SUPERFICIAL

Por las características de la fuente se espera la deposición de fango o lodo sobre la superficie del lecho filtrante. El arrastre de este tipo de material puede ser realizado con una velocidad superficial de 0.20 m/s.

A.3 DIMENSIONAMIENTO

Haciendo uso de la expresión presentada en el numeral 4.4 del presente manual, se encuentra el ancho (b) de la estructura que produce una velocidad superficial de lavado con el caudal disponible para el lavado. El largo del compartimiento principal se dimensiona teniendo en cuenta el área superficial necesaria para obtener la velocidad de filtración.

El caudal disponible para el lavado en este caso particular presenta restricción en cuanto a cantidad, ya que la conducción desde la bocatoma hasta la unidad posee una capacidad máxima de 4 l/s, por lo cual se considerará este valor como el caudal de lavado superficial y se procederá a calcular el ancho. Otra opción para el dimensionamiento, cuando no existe restricción para el caudal de lavado consiste en adoptar el ancho de la estructura y calcular el caudal requerido para el lavado superficial.

Area Superficial del Filtro (A_s)

$$A_s = \frac{QMD}{V_f}$$

Donde:

A_s = Area superficial (m^2)

QMD = Caudal máximo diario (m^3/s)

V_f = Velocidad de filtración (m/h)

$$A_s = \frac{3.6 \text{ m}^3/h}{1.5 \text{ m/h}} = 2.4 \text{ m}^2$$

Ancho de la Estructura

Se emplea la expresión 1 del manual :

$$b = C^2 \frac{Q_L}{V_s^3}$$

Donde:

b = Ancho o longitud corta (m)

Q_L = Caudal de lavado (m^3/s)

V_s = Velocidad superficial de lavado (m/s)

C = Coeficiente de descarga para vertedero frontal de cresta ancha.

El coeficiente de descarga es variable, dependiendo de la carga de agua que exista sobre él, así como del ancho de la cresta; en el caso de los FGDs, este ancho es de aproximadamente 0.15 m y la carga sobre él no supera los 0.05 m; bajo estas condiciones el coeficiente de descarga es del orden de 1.54. (King, 1962).

$$b = (1.54)^2 * \frac{0.004}{(0.20)^3} = 1.18 \text{ m}$$

Por facilidad de construcción se ajusta a 1.2 m.

Largo de la Estructura

El lado largo del compartimiento principal puede ser calculado fácilmente conociendo el área superficial y el ancho de la estructura.

$$l = \frac{As}{b}$$

Donde:

l = largo (m)

As = Área superficial (m²)

b = ancho (m)

$$l = \frac{2.4}{1.2} = 2.0 \text{ m}$$

Lecho Filtrante

Las características del lecho filtrante de acuerdo con el numeral 3.4.2 del manual, se presentan en la Tabla A.1.1.

TABLA A.1.1 Especificaciones del material filtrante

Posición en el lecho	Espesor de la capa (m)	Rango de Tamaño (mm)
Superior	0.20	3 - 5
Intermedio	0.20	5 - 15
Inferior	0.20	15 - 25

Profundidad de la Estructura

La profundidad de la estructura está comprendida por el espesor de lecho filtrante y el borde libre de la estructura.

El nivel de agua máximo sobre el lecho filtrante generalmente no supera los 0.05 m. Este nivel se puede chequear fácilmente utilizando la ecuación de descarga para vertedero frontal de cresta gruesa.

La ecuación para un vertedero de cresta gruesa es:

$$Q = C * L * h^{3/2}$$

Donde:

Q = Caudal de descarga por el vertedero (m³/s)

C = Coeficiente de descarga

L = Longitud de vertedero (m)

h = Altura sobre el vertedero (m)

El coeficiente C puede considerarse como 1.54 (King, 1962), L corresponde al ancho (b) de la estructura y Q es el caudal que produce la máxima altura sobre el vertedero, el caudal de lavado.

$$h = \left(\frac{Q}{C * L} \right)^{2/3}$$

$$h = \left(\frac{0.004}{1.54 * 1.2} \right)^{(2/3)}$$

$$h = 0.02 \text{ m}$$

Esta altura máxima permite asumir el borde libre en 0.15 m. Con esto, la profundidad total de la estructura es de 0.75 m., desde el fondo hasta la cota superior de los muros.

Sistema de Drenaje

El sistema de drenaje puede ser instalado como se consideró en el caso b de la Figura 3.5 del manual.

Se instalarán dos colectores de 100 mm de diametro, cada uno con dos filas de orificios formando un angulo de 45° con la vertical, los cuales tendrán un diametro de 10 mm. y un espaciamiento entre orificios de 0.25 m

La relación entre el área de la tubería y la sumatoria de las áreas de los orificios de recolección debe ser menor que 0.144 (Castilla y Galvis, 1995) para un adecuado funcionamiento hidráulico.

Para el presente ejemplo esta relación es 0.140.

Canal de Distribución.

El objetivo de este canal es la estabilización del flujo para su posterior distribución uniforme sobre el lecho filtrante. De manera práctica las dimensiones de este canal, como son la profundidad y el ancho (la longitud larga corresponde con el ancho, b, de la estructura), se determinan con un tiempo de retención mínimo de un (1) minuto.

Para el presente ejemplo las dimensiones de este canal son:

Profundidad (sin incluir el borde libre) : 0.60 m
 Ancho : 0.60 m
 largo : 1.20 m

Canal de Recolección de Excesos

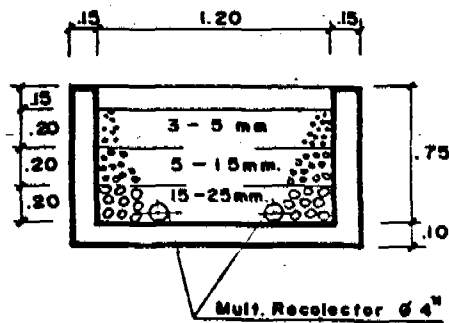
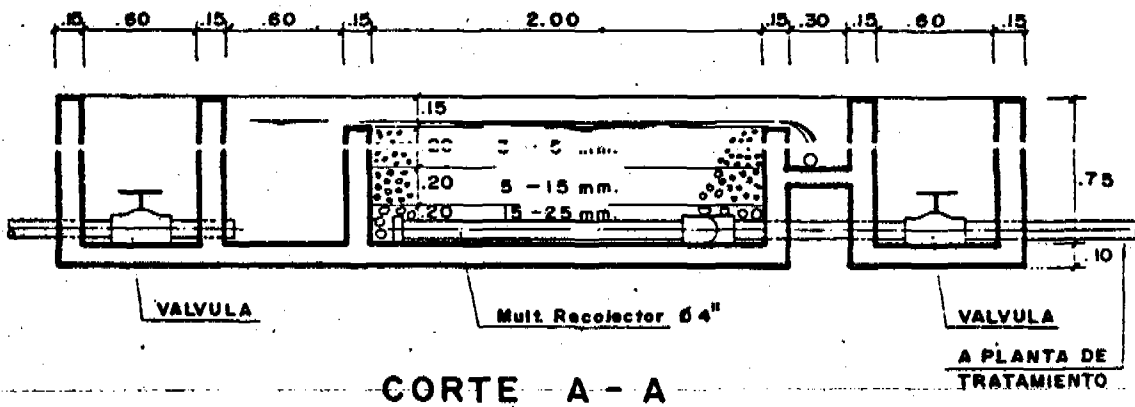
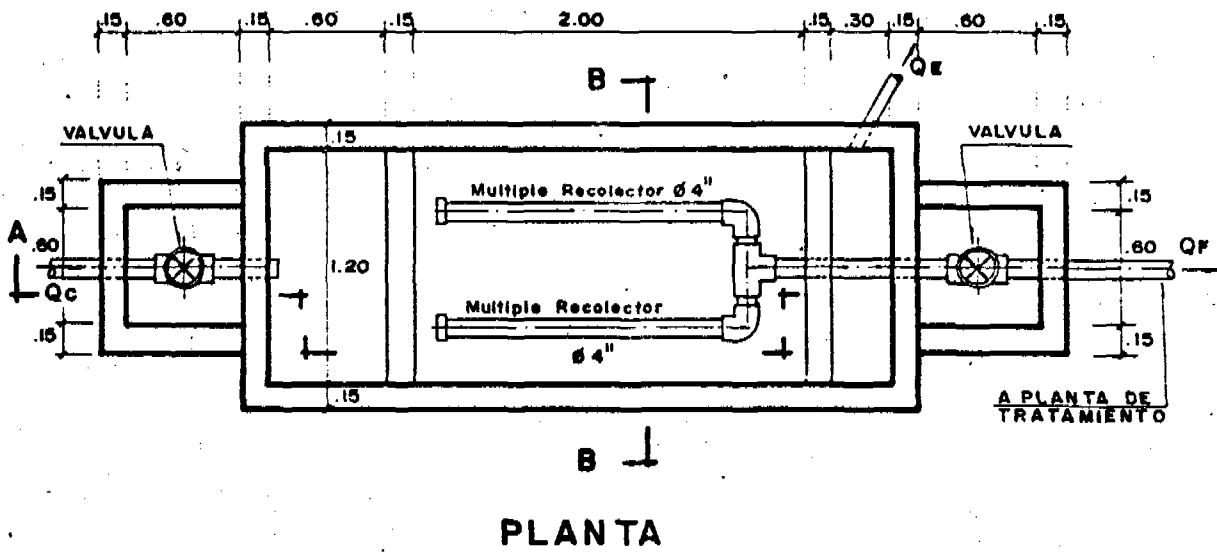
Este canal debe permitir la recolección del agua de lavado superficial en el proceso de mantenimiento y el flujo de barrido superficial durante la operación del sistema. Las dimensiones de este canal son :

Profundidad (sin incluir borde libre) : 0.30 m

Ancho : 0.30 m

largo : 1.20 m

Es importante que el desagüe de este canal tenga la capacidad suficiente como para evacuar el caudal máximo para evitar represamientos sobre el canal.



CORTE B - B

ANEXO 2 ELEMENTOS SENCILLOS UTILIZADOS EN LOS FILTROS GRUESOS DINAMICOS

A partir de los desarrollos efectuados a la tecnología y de las experiencias recogidas en los proyectos de demostración se han logrado estructurar procedimientos simplificados que permiten a un operador de baja escolaridad, controlar parámetros básicos como: caudal, velocidad de filtración, pérdida de energía hidráulica, etc. Dentro de esta misma línea se destacan las válvulas Tee que funcionan como orificio sumergido, compuertas manuales para regulación de caudal y vertederos triangulares para medición de caudal. A continuación se presenta información básica sobre estos últimos accesorios.

A.1 VALVULA TEE

Este es un tipo de válvula artesanal (Ver Figura A.2.1), puede ser utilizada para controlar la cantidad de agua requerida para el funcionamiento del filtro grueso dinámico cuando éste se encuentra a la orilla del río, o en aquellos casos donde la presión en la tubería de aducción sea baja y no supere los 0.30 m.

La válvula puede ser construida con accesorios en PVC de fácil consecución esto no descarta la utilización de otros materiales. En la Figura A.2.1 se presenta un detalle de sus componentes.

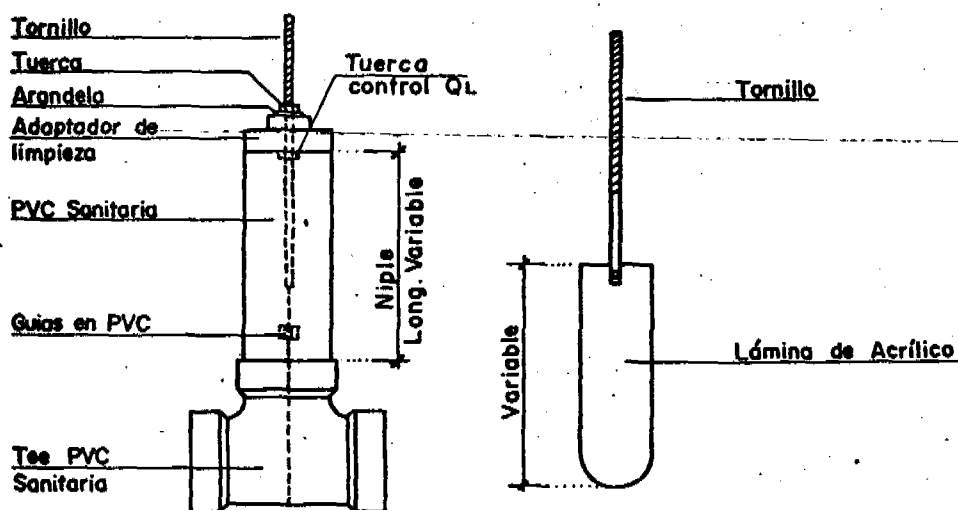


FIGURA A.2.1 Detalle válvula tee.

- Tee
- Niple

- Adaptador de limpieza
- Tornillo con arandela y tuerca
- Lámina de acrílico
- Guías

La curvatura del extremo inferior y el ancho de la lámina de acrílico deben coincidir con el diámetro interno de la tee, para buscar el mayor cierre hermético posible. En su parte superior la lámina está conectada al tornillo el cual se acciona manualmente en forma vertical para abrir o cerrar. Con la tuerca y la arandela se ajusta la posición del acrílico, para permitir el control del caudal. El tornillo puede acondicionarse con una tuerca adicional interna que controlaría el caudal de lavado, de esta manera se garantiza que la velocidad de lavado no sea superior a la indicada.

Una aplicación especial de esta válvula se hace en los FGD₁ que se ubican en la orilla de los ríos; en este caso a demás de servir como válvula de control, sirve como sistema de derivación del agua cruda por orificio sumergido. En estos casos, regularmente, debe ir acompañado de una estructura de control del nivel de agua en el río, dique, que permita la captación en los periodos secos del río. También se debe considerar la protección del orificio contra materiales gruesos arrastrados por la fuente. En la Figura A.2.2 se presenta un esquema con la aplicación de la válvula; también se presenta una alternativa para la protección del orificio, donde el flujo en la fuente realiza un giro de 180° antes de entrar al orificio. Esto hace que las partículas gruesas difícilmente causen obstrucción en el orificio.

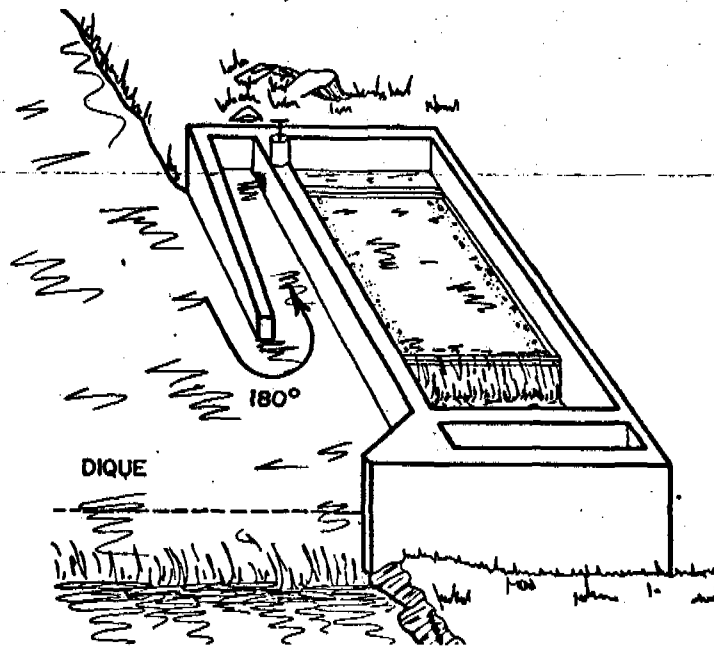


FIGURA A.2.2 Válvula tee usada como orificio de captación en FGD₁ ubicados en la orilla de los ríos.

Cuando el caudal a derivar es alto y la válvula tee presentan mucha restricción al flujo, puede ampliarse el área del orificio utilizando una compuerta de regulación como se presenta en la Figura A.2.3.

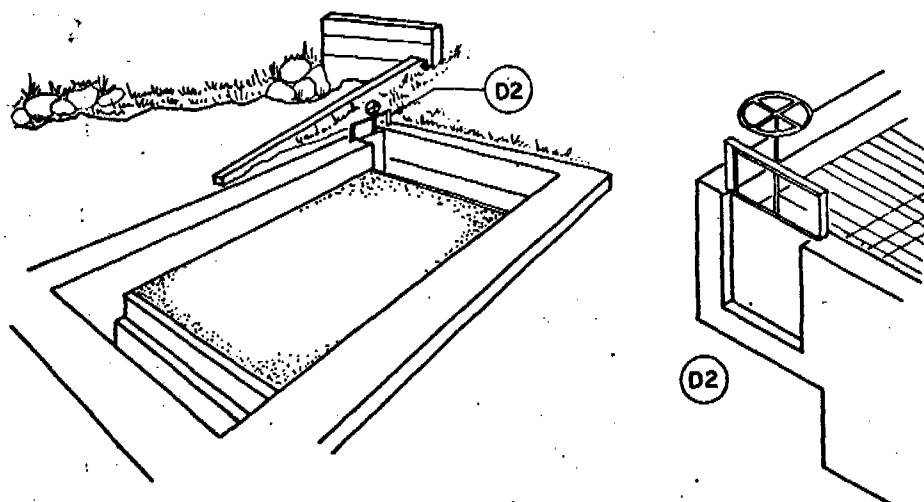


FIGURA A.2.3 Compuerta de regulación.

Esta compuerta es generalmente proyectada en lámina de hierro protegida con anticorrosivo y regulada con un tornillo sinfín. La compuerta también requiere de un sistema de protección contra el material grueso arrastrado en la fuente, el cual puede ser similar al que se presenta en la Figura A.2.2 con la válvula tee.

A.2 VERTEDEROS TRIANGULARES

El agua filtrada debe ser medida para facilidad de operación y mantenimiento; esto se hace mediante una cámara de aforo colocada a la salida de la captación, o en la estructura de entrada en la planta de tratamiento.

Uno de los métodos más sencillos y efectivos para medir el agua filtrada es mediante vertederos triangulares. Comúnmente se han empleado vertederos con aberturas de 15, 30, 45, 60 y 90 grados de acuerdo al caudal a medir. El material a utilizar puede ser acrílico, PVC, fibra, etc. para evitar problemas de corrosión.

El vertedero debe ir acompañado de un elemento que presente la información de la altura sobre la cresta del vertedor, el caudal y la velocidad correspondiente. Los operadores alfabetas pueden controlar y registrar estos parámetros numericamente. En otros casos se deben adoptar señales de

ANEXO 3 RESUMEN FOTOGRAFICO

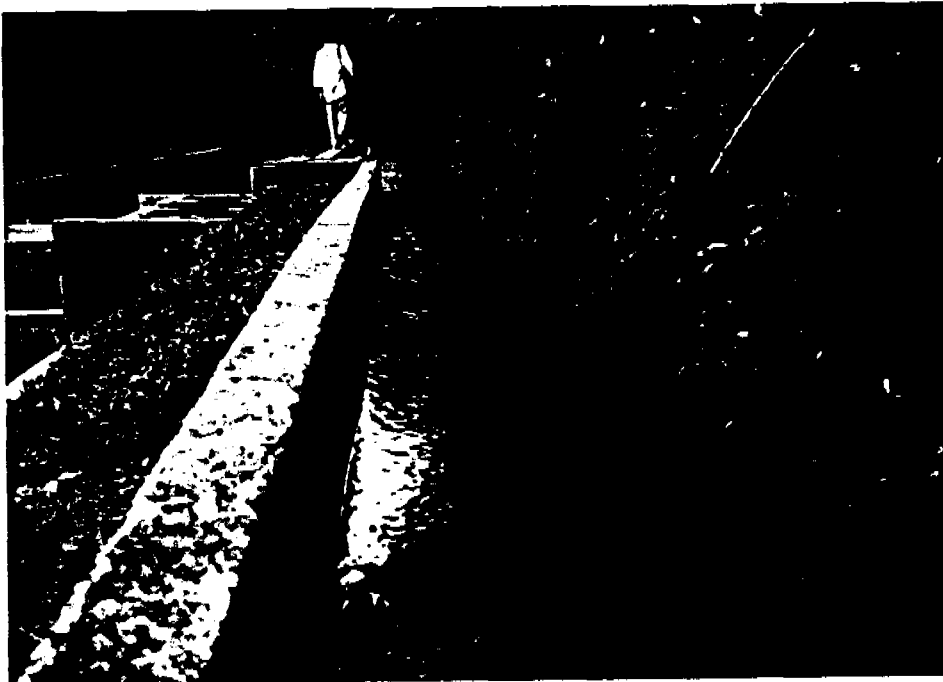


FOTO 1: Filtro Grueso Dinámico de Chorro de Plata, construido sobre una derivación del Río Pance, Cali, Colombia.

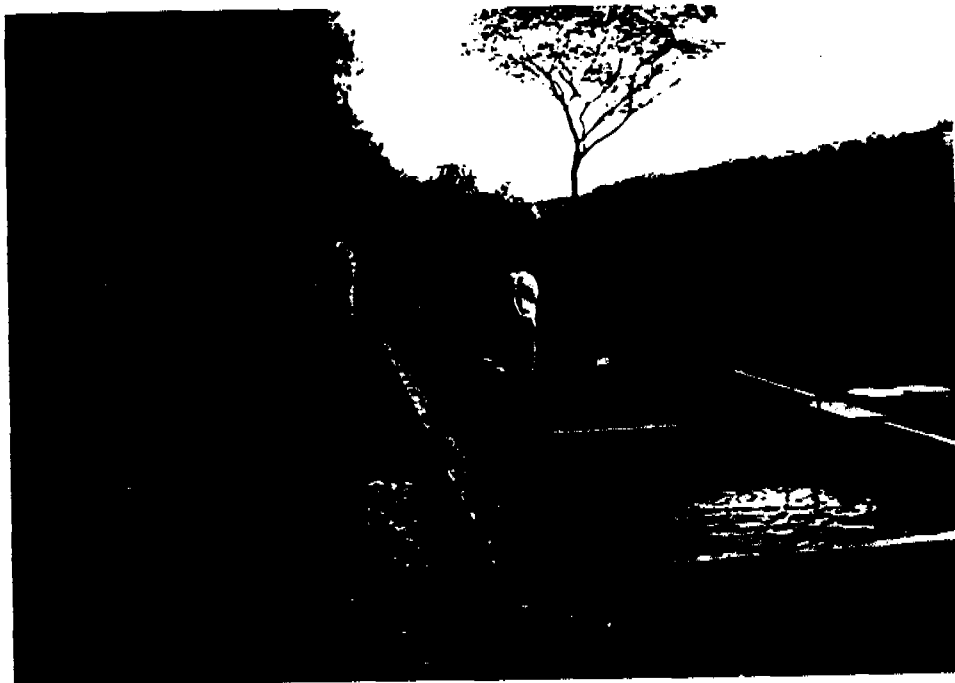


FOTO 2: El Filtro Grueso Dinámico de Chorro de Plata funciona como sistema de protección y acondicionamiento a un sistema de Filtración Lenta en Arena.



FOTO 3: Filtro Grueso Dinámico de la Universidad Javeriana, Cali, Colombia.



FOTO 4: El Filtro Grueso Dinámico de la Universidad Javeriana funciona como sistema de protección al sistema de pretratamiento con Filtración Gruesa Horizontal y tratamiento mediante Filtración Lenta.

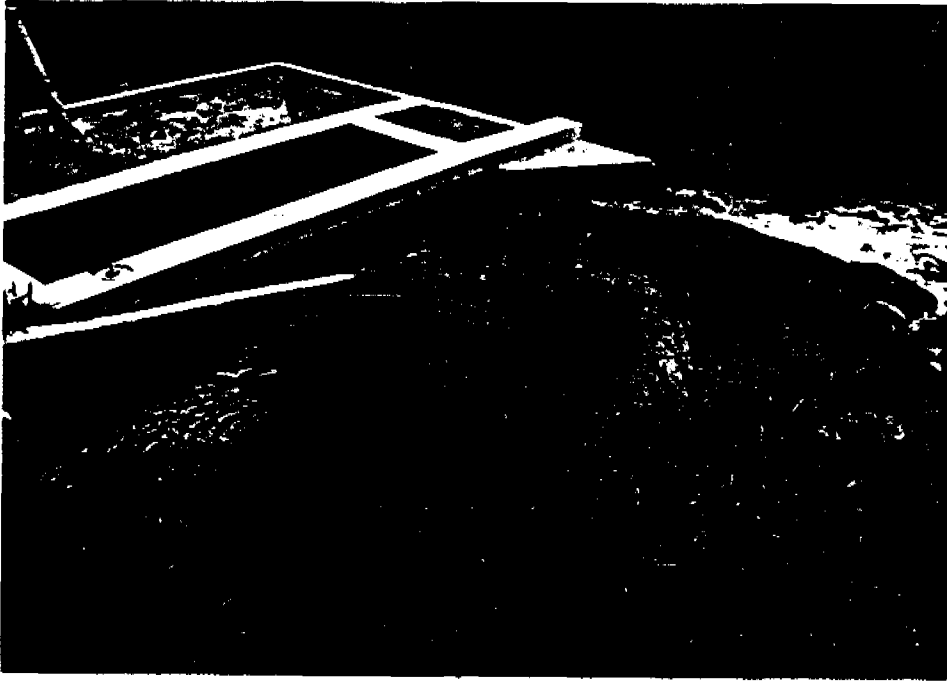


FOTO 5: Filtro Grueso Dinámico del Colegio Colombo Británico, Cali, Colombia.

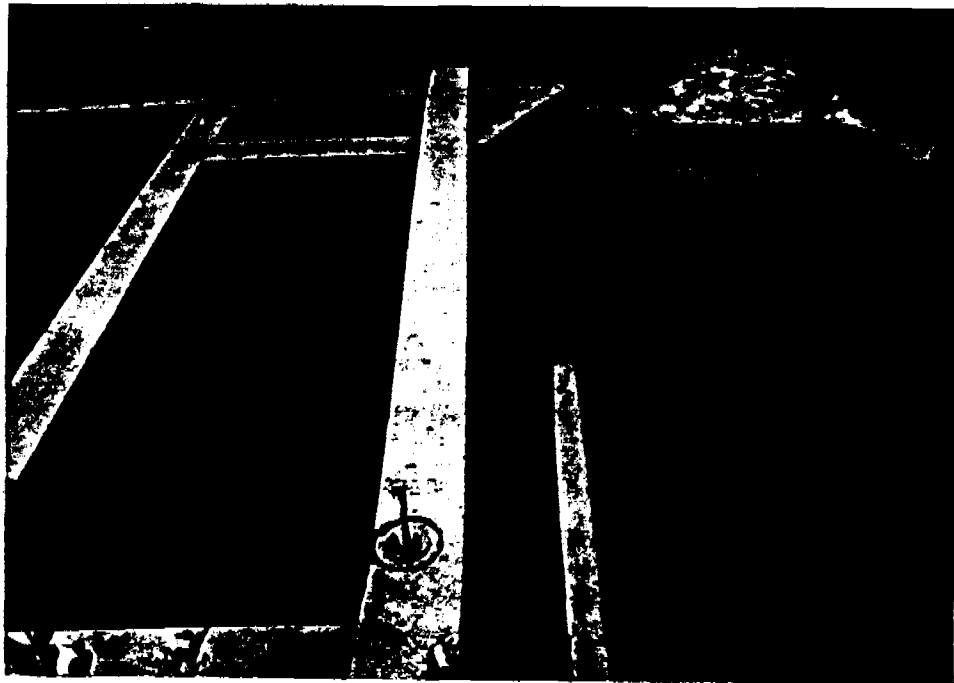


FOTO 6: El Filtro Grueso Dinámico protege el sistema de pretratamiento con Filtración Gruesa Ascendente y tratamiento con Filtración Lenta en Arena de el Colegio Colombo Británico.

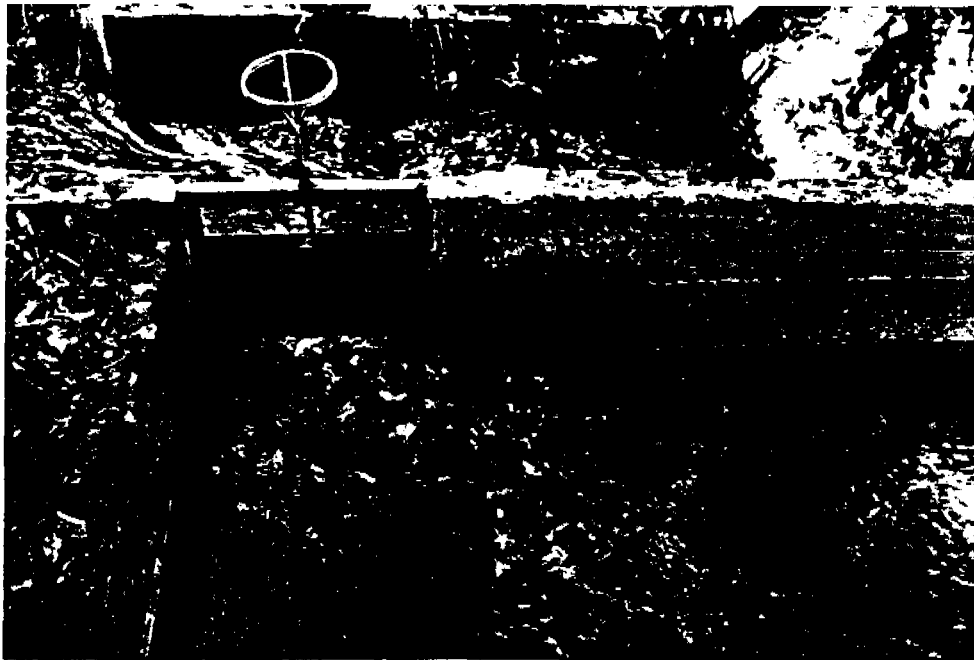


FOTO 7: El orificio de captación puede ser acondicionado con una compuerta.

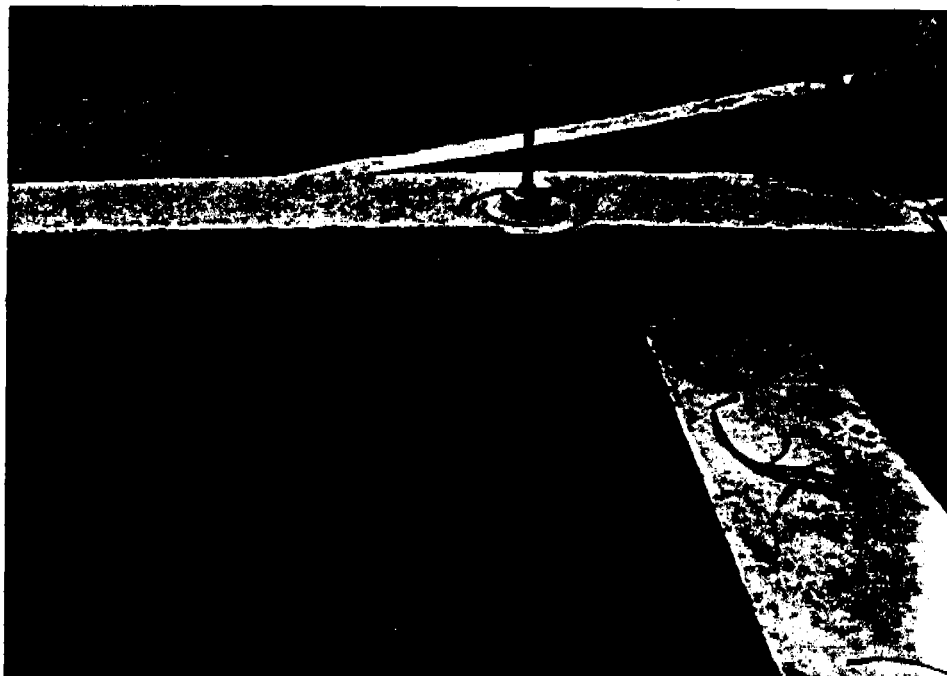


FOTO 8: Orificio de captación acondicionado con válvula Tee.

ANEXO 4 DERIVACION DE LA ECUACION PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL COMPARTIMIENTO PRINCIPAL DE UN FILTRO GRUESO DINAMICO

Se considera la pared interna del canal de desague como un vertedero frontal de cresta gruesa. La ecuación para este tipo de vertederos es:

$$Q = C * L * h^{3/2} \quad (1)$$

Donde:

Q = Caudal de descarga por el vertedero (m³/s)

C = Coeficiente de descarga

L = Longitud de vertedero (m)

h = Altura sobre el vertedero (m)

L corresponde al ancho (b) de la estructura y Q al caudal de lavado (Q_L).

Aplicando la ecuación de continuidad en una sección transversal aguas arriba del vertedero frontal:

$$Q = V * A \quad (2)$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

V = Velocidad promedio en la sección transversal (m/s)

A = Área transversal (m²)

Durante el lavado el caudal (Q) corresponde a Q_L, y la velocidad a V_m. El área transversal puede expresarse en términos de h y L como se presenta en la expresión (3).

$$Q = V * h * L \quad (3)$$

Despejando h de la expresión (3) y reemplazandola en ecuación (1) se tiene la siguiente expresión:

$$Q = C * L * \left(\frac{Q}{V * L} \right)^{3/2} \quad (4)$$

Reemplazando los valores de Q, V y L por Q_L , V_s , b respectivamente y despejando b encuentra la expresión que relaciona el ancho de la estructura, la velocidad de lavado y el caudal de lavado.

$$Q = C * \frac{Q_L}{V_s} \quad (5)$$

SEMINARIO INTERNACIONAL SOBRE MEJORAMIENTO DE CALIDAD DE AGUA
PARA CONSUMO HUMANO

POLITICAS SOBRE DISEÑO DE CENTROS DE INVESTIGACION Y
TRANSFERENCIA DE TECNOLOGIA DE AGUA. CASO ESPECIFICO ESTACION DE
INVESTIGACION DE PUERTO MALLARINO. CALI - COLOMBIA.

AUTOR. ARQUITECTO HECTOR PEREZ

CENTRO INTERREGIONAL DE ABASTECIMIENTO Y REMOCION DE AGUA
CINARA.

ESTACION DE INVESTIGACION Y TRANSFERENCIA DE
TECNOLOGIA DE PUERTO MALLARINO.

COORDINADORES DEL PROYECTO:

SOCIOLOGA MARIELA GARCIA

INGENIERO JORGE LATORRRE

DIRECTOR DEL PROYECTO

ARQ. HECTOR PEREZ

DISEÑADORES

ARQ. MARIA C. RENDON

FRANCIA H. HERRERA

JUAN C. ALVAREZ

RODRIGO ALZATE

INTRODUCCION

El autor quiere expresar que el contenido de esta ponencia contempla dos partes diferenciadas:

La primera corresponde a un desarrollo teórico producto de una investigación realizada durante ocho años, con aplicaciones en la práctica en los campos específicos del arte y la recreación (Centro Rafael Pombo de Cali), la música (Centro de Investigación de la Música Andina Ginebra - Valle), la danza (Centro Latinoamericano de la Danza, Incolballet Cali), y el agua (Centro de Investigación C.V.S Montería Córdoba); esta parte establece la relación: Centro de Investigación y Campo específico Agua y los compromisos y posibilidades en cuanto a la fundación CINARA.

La segunda parte corresponde a la aplicación de este modelo de intervención en la Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología de Puerto Mallarino, donde ya existía una parte construida y la ampliación o complementación sigue varias de las pautas enunciadas, aproximándose al ideal propuesto.

METODOLOGIA

En la búsqueda de una intervención en diseño, con carácter innovador y como respuesta a una identidad cultural sin aislarse del contexto universal, han sido fuente de información constantes

en este proceso, los textos de autores clásicos sobre percepción, sensibilidad y simbolismo (Eliade y Bachelard) y los procesos de abstracción han sido analizados dentro de los patrones orientales donde el filósofo Lao-Tse se ha encontrado con autores latinoamericanos como Borges, García Marquez y Carlos Castro Saavedra.

Los mitos precolombinos y relatos populares han enriquecido este proceso que ha tomado como paradigma el trabajo del diseñador venezolano Carlo Scarpa.

Primera Parte

El autor quiere establecer la complejidad y responsabilidad de dar respuesta espacial, funcional y simbólica a una actividad de investigación y transferencia de tecnología en el campo específico del agua.

La concreción de un proyecto amplio y generoso como es el de NARA, requiere criterios iguales en su parte arquitectónica: no se podría llegar a una alternativa simplista, técnica funcional; el pensamiento de Mircea Eliade es quizá el más adecuado para introducir un proceso de diseño, donde la investigación del espacio y el símbolo enriquecieron a la totalidad del grupo interdisciplinario comprometido en esta labor:

"Instalarse en cualquier parte, construir un pueblo o simplemente una casa, representa una grave decisión pues la existencia misma del hombre se compromete con ella: se trata en suma de crearse su propio mundo y de asumir la responsabilidad de mantenerlo y renovarlo. No se cambia de morada con ligereza, por que no es fácil abandonar el propio mundo.

La habitación no es un objeto, una máquina de residir: es el universo que el hombre se construye imitando la creación ejemplar de los dioses, la Cosmogonía. Toda construcción y toda inauguración de una nueva morada equivale en cierto modo a un nuevo comienzo, a una nueva vida".

Fundamentos Teóricos.

El grupo de diseño, más que buscar apoyo en un patrón tipológico, buscó una relación analógica llena de significados formales, espaciales y simbólicos:

"Morir sin desaparecer he allí la longevidad" expresa la filosofía de CINARA; el propósito de apoyar el crecimiento de una comunidad, sin establecer ataduras o dependencias en una dinámica de autodeterminación, se complementa con la vehemencia y el entusiasmo de los propósitos a alcanzar, que es la característica propia del agua; bellamente expresada por el filósofo Lao-Tse cuando nos dice que nada en el mundo es más suave y blando que el agua, pero nada puede superarle en el combate contra lo duro y lo

resistente.

Diseñar para el elemento agua, es un compromiso atractivo, pero no fácil, pues el agua ha sido objeto de símbolos en todas las culturas: fuente de la vida, rejuvenecimiento, purificación; la mitología Kogui expresa este concepto con tanta claridad y profundidad que muchos la hermanan con la filosofía Taoista:

"Primero estaba el mar, todo estaba oscuro. No había sol, ni luna, ni gente, ni animales, ni plantas. El mar estaba en todas partes. El mar era la madre, la madre no era gente, ni nada ni cosa alguna. Ella era espíritu de lo que iba a venir y ella era pensamiento y memoria".

Descubrir el agua, identificarse con ella, profundizar en sus secretos es el trabajo permanente del hombre afortunado que de alguna manera se relaciona con ella y es Carlos Castro Saavedra quien nos hace esta bella síntesis:

● Cuando el hombre descubre en medio de su asombro que el agua es él y todo cuanto inunda y fertiliza su existencia, empieza a ser hombre de verdad, depositario de la poesía, refugio del amor y la ternura, y principio de algo que no termina nunca: el encuentro y la búsqueda de la conciencia cósmica".

¿Cómo llegar a un ideal, entendido este no como lo inalcanzable?

¿Cómo establecer un parámetro de referencia que integre

aspiraciones y sea fuente de nuevos desarrollos?

El grupo de diseño encontró, como el jardín oriental, pariente cercano de nuestras culturas precolombinas, organizado más en el sentido de establecer relaciones con el cosmos que con la forma misma, más dirigido a la transformación del mundo interior que a su apariencia, puede sintetizar esas aspiraciones y un centro de investigación y transferencia del agua debería ser "Un lugar para filosofar sobre la vida, donde nada es apresurado o violento. Los caminos no son para unir dos puntos, sino para establecer un recorrido, para que el ojo disfrute de visuales y sensaciones a lo largo del sendero, donde los puentes son cambios de dirección que animan la pausa para admirar reflejos".

CINARA Y SU VISION del Hombre: el grupo de diseño considera que dentro de la filosofía de CINARA hay un aspecto que se debe destacar: el objetivo es el hombre, hombre integral que responde a un proceso de cualificación humana. Este proceso se orienta hacia una visión estética del mundo, con capacidad investigativa desarrollada, que puede expresarse y comunicarse, al mismo tiempo que adquiere una conciencia comunitaria produciéndose una elaboración de conocimientos e ideas del mundo que enriquecen su personalidad y le permiten una producción externa orientada a recuperar, reinterpretar y adecuar manifestaciones que enriquecen su identidad cultural.

Por esta razón, no es extraño que la experiencia de 10 años de

CINARA, se inscriba dentro de los planteamientos de ciencia y tecnología para una sociedad abierta, recientemente expresada por Colciencias donde se busca la conformación de una comunidad científica altamente calificada con dominio y capacidad de acción sobre el saber, con actividades orientadas a la comunidad y sectores productivos desarrollando capacidad de gestión y apropiación en ambiente de creatividad, cultura, identidad con un trabajo interdisciplinario e interinstitucional donde predominan el esfuerzo y la dedicación.

MARCO TEORICO

El proceso de diseño de un centro de investigación y transferencia del agua, parte del principio que el tema agua, debe ser afrontado teniendo en cuenta la cultura, la ciencia y la tecnología, haciendo la salvedad que la ciencia y la técnica forman parte de la cultura. No se debe privilegiar ninguno de los aspectos y el resultado que se busca, el hombre integral, con una actitud socializadora será una respuesta a este equilibrio.

La producción del conocimiento acerca del agua contempla tres instancias significativas, que se expresan como problemas:

- Problemas de aspecto técnico y espiritual, donde el abastecimiento y la remoción de agua requiere procesos rigurosos y el impacto o relación con las comunidades que son respuesta a problemas espirituales.

- **Problemas de identificación:** con el agua, en la medida que entran a formar parte del investigador o usuarios del servicio y en la variable identidad cultural que es donde con mayor claridad se expresan estas situaciones.

- **Problemas de formación:** donde el proceso de enseñanza - aprendizaje, la transferencia de ciencia y tecnología, entran a señalar los caminos posibles para que la ciencia y la tecnología pasen de las élites investigadoras a la comunidad y entren a formar parte de su cultura.

Estos problemas son los compromisos de un centro de investigación y transferencia que se afrontan desarrollando actividades. La Unesco, dentro de sus recomendaciones para el desarrollo, la ciencia, la tecnología y la cultura las ha clasificado de la siguiente manera:

La Investigación: Como fuente de producción del conocimiento, con dominio y capacidad de acción sobre el saber, lo cual se expresa en espacios de laboratorio, cubículos de investigación etc.

La Sistematización: como alternativa de racionalización de lo producido, para llevarlo a nuevos estadios del conocimiento o para ser transferidos a otros grupos, lo cual genera espacios donde los sistemas y la computación tienen un papel predominante.

La Documentación: como alternativa para que las generaciones actuales y futuras entiendan su desarrollo y devenir, lo cual genera espacios no semejantes a las grandes bibliotecas sino espacios donde la información se articula con redes nacionales e internacionales.

La Comunicación y Difusión: en un proceso de crecimiento, el conocimiento debe ser difundido por los medios contemporáneos, textos, videos, films, memorias electrónicas, exposiciones etc. generando espacios donde el visitante siempre encontrará una información atractiva y novedosa.

La formación: el problema de transferencia encuentra un espacio privilegiado en cuanto a cúbiculos, salas de reunión, salas de conferencias y aún el espacio abierto son necesarios para que el conocimiento llegue a individuos y grupos.

● ESPACIO, EL SIMBOLO, LA ACTIVIDAD COMO PROBLEMA DE LUGAR, TERRITORIO E IDENTIDAD

El grupo de diseño apoyado en su experiencia de investigación en danza, música y agua definió cinco criterios, que correlacionan el carácter del centro en cuanto a ambiente, clima, espacio, símbolo y como respuesta al marco teórico establecido:

Primera decisión: Ecomuseo. Se retoma el planteamiento de la

Unesco en cuanto a la necesidad de desacralizar el objeto: es tan importante la investigación desarrollada, los equipos y los científicos, como el lugar y el ambiente donde se realizan estas actividades; esta decisión determina un equilibrio entre la obra construida y su entorno, entre el interior y el exterior.

Segunda decisión: El espacio del centro de investigación y transferencia del agua deberá tener características lúdicas y recreativas para que el visitante siempre tenga un recuerdo grato y un disfrute de los sentidos.

Tercera decisión: Apropiación del clima. En lo posible el aire, las brisas deberán permitir un confort y la climatización se presentará cuando sea indispensable.

Cuarta decisión: El centro deberá convertirse en un jardín a manera de reconstrucción del Paraíso (recinto) en la tierra, donde el árbol, el agua, la imagen, el sonido, la luz y el color dialogan en la búsqueda de un acento común.

Quinta decisión: El espacio como problema deberá reinterpretar los conceptos de la arquitectura, territorio e identidad y será respuesta a un lugar.

SEGUNDA PARTE

La intervención en la estación de investigación y transferencia

de Puerto Mallarino tiene el carácter de ampliación y complementación, por consiguiente la primera decisión fue mantener la arquitectura existente no solo por problemas de costos sino también de tipo ambiental y la incorporación de nuevos elementos corresponde a problemas de tipo funcional, climático y simbólico.

En síntesis se trata de avanzar hacia el ideal de centro planteado en la primera parte, dentro de las limitaciones de sitio, costo y ambiente.

Surgen de esta manera siete elementos reiterativos de la cultura vallecaucana de zona plana: el umbral, el corredor, la torre, la escalera, el color, la luz y el agua, que en la propuesta no se encuentran aisladas y por el contrario establecen un diálogo que facilita las funciones y genera bienestar, confort y disfrute.

Umbral: surge como alternativa de transición, es un espacio orientador, de tipo físico o psicológico que define límites de territorio, establece transiciones entre lo cerrado y lo abierto, es una luz, una sombra o un color que insinúa o niega la posibilidad de continuar.

Corredor: un recurso socializador aislante, degradador de luz que persiste en la casa de hacienda y la casa con patio.

Torre: característica de identificación y dominio, con su acento de verticalidad, en casas de hacienda, torres de agua y sobre

todo es el símbolo de la planta de tratamiento de aguas de San Antonio y el grupo de diseño quería reivindicar este ejemplo de ingeniería construido hace sesenta años con una relación de paisaje que lo convierte en paradigma para el diseño actual.

Escalera: expresa el símbolo de ascender, crecer, superarse, y se ha querido que este ascender hacia el centro de documentación brote del agua para que durante el día capte los reflejos del Sol y en la noche ilumine como una lámpara el lugar donde trabajan los investigadores; es de cierta manera un faro.

El color: todo los colores tienen origen en el ojo y la memoria de vidrios de colores en contraportones y ventanas del Valle, se ha recuperado por medios de vitrales "Espejuelos adecuados para mirar el Sol" según Alejo Carpentier.

La Luz: la luz ha sido manejada como elemento de transición entre espacios, como elemento de sugestión que evoca penumbras e ilumina procesos. La asociación de luz y agua se expresa en reflejos.

Agua: este elemento es una constante en el diseño; el agua ordena los recorridos definiendo lo público y lo privado y convirtiéndose en cortina para delimitar espacios de trabajo, reposo y reunión. Al agua sensibilizadora, se le ha manejado como imagen, sonido y técnica y como respuesta a una identidad vallecaucana que

relaciona el agua permanentemente con su forma de vida.

* Información gráfica diapositivas.

CONCLUSION

Para concluir CINARA les invita a visitar la estación de investigación y transferencia de Puerto Mallarino, incompleta en cuanto sus jardines están en proceso, pero florecerán al mismo tiempo que sus usuarios.

La Estación es de todos ustedes y es el producto de diez años de trabajo, concreción de un sueño que reivindica la necesidad de soñar, pues el hombre que no sueña parece aislado y decepcionado. En su realización, ha trabajado un grupo de arquitectos muy joven, recién egresado de la Universidad del Valle: Francia Helena Herrera, María Cristina Rendón, Rodrigo Alzate y Juan Carlos Álvarez, quienes participaron en el proceso de investigación cuando eran estudiantes.

Si se desea caracterizar la Estación de Puerto Mallarino, se diría que es abierta, transparente, no tanto como lo expresa el mito Desana cuando afirma: "Que su forma de vida es como la mirada que penetra a través del cristal".

Esta obra, como todo lo físico construido por el hombre, es perecedera, con el tiempo puede desaparecer, pero su labor, su producción, perdurará en el sentido del mito Desana "La bondad y

el calor del Sol nunca se extinguirán porque tenemos los reflejos del Sol dentro de nuestro ser".

La Estación se abastece de agua del río Cauca y los ríos según Tagore, son los cabellos del Dios Shiva dispersos por el mundo, que se transforman en flautas por donde sopla el viento; si somos conscientes de este significado el usuario ocasional, el visitante, el habitante permanente cada día encontrará en su espacio y trabajo nuevos significados.

La Estación es pequeña, sólo cubre seiscientos metros cuadrados, pero es inmensa para las necesidades de un país sediento de conocimiento y no importa cuan pequeña es, "Una gota de agua poderosa basta para crear un mundo y disolver la noche; cuando el agua es preciosa se vuelve seminal, se le canta entonces con más misterio" y el agua agradecida siempre responde a las caricias con voz hermosa y la voz del agua es santa, afirma Antonio Machado.

Cali, Noviembre de 1991

BIBLIOGRAFIA

- LAO 21 - Juan Ignacio Preciado, Edición Bilingüe, Ediciones Alfaguara S. A. Madrid 1983 III Edición.
- EL AGUA Y LOS SUEÑOS - Gaston Bachelard - Breviarios - Fondo de la Cultura Económica, Madrid 1988.
- LA POETICA DE LA ENSONACION - Gaston Bachelard. Breviarios, Fondo de Fondo de la Cultura Económica, México 1986.
- YIN Y YAN Y LA ARMONIA DE LOS OPUESTOS - J. C. Cooper - Ediciones. Distribuciones S.A. Jorge Madrid 1985
- LOS IJCA - Alvaro Chavéz M. Instituto Colombiano de Cultura 1985.
- POETICA DEL ESPACIO - II Seminario Internacional sobre "Arquitectura y Paisajismo". Ponencia Arquitectura e Identidad - Hector Pérez Cali, Octubre 1989.
- EDICOLA GALLI - (Arq. Carlo Scarpa) Hector Pérez. Edición Mimiografo Cali 1985.
- LA CIVILIZACION CHIBCHA - Biblioteca Banco Popular, 1970.
- EL DORADO - Museo Oro Banco de la República. Bogotá. Colombia 1979.
- ORFEBRERIA Y CHAMANISMO - Gerardo Reichel Dolmatoff. Editorial Colina Medellín 1988.
- CARLO SCARPA - 1906 - 1978 Francesco Dal Co y otro. Electa Editrice Milano 1984
- CARLO SCARPA - Ada Francesca Marciano - Editora Gustavo Gili S.A. España 1985.
- CONFERENCIA MUNDIAL - Sobre las políticas culturales. UNESCO.

Informe final Mexico 1982.

EL AGUA EN LA ALHAMBRA - Christione Kugel, XX Congreso Nacional
Parques y Jardines Públicos. Granada
España 1987.

SEMINARIO INTERNACIONAL SOBRE OPTIMIZACION DE SISTEMAS DE
POTABILIZACION DE AGUA CON ALTERNATIVAS DE PRETRATAMIENTO

CALIDAD DEL AGUA DE FUENTES SUPERFICIALES EVALUADAS EN EL VALLE
GEOGRAFICO DEL RIO CAUCA

G.A. Ocampo,¹ P. Ocampo,¹ N. Benítez.¹

CINARA - Centro Interregional de Abastecimiento y Remoción de
Agua.

RESUMEN

En este trabajo se presentan los resultados de los principales parámetros de calidad de agua de las fuentes superficiales del valle geográfico del río Cauca, que se han venido estudiando dentro del proyecto "Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua".

Se hace una comparación de manera general de la calidad del agua en las fuentes de los ríos Cauca, Pance, Morales y las quebradas La Elvira y Calimita y la condición actual que presenta la cuenca hidrográfica. La identificación de la calidad del agua en la fuente y su comportamiento a través del tiempo permiten seleccionar más adecuadamente las alternativas de potabilización, estableciendo sistemas de tratamiento, dependiendo básicamente de su calidad y haciéndolas adaptables a nuestro medio socio-cultural.

INTRODUCCION

Colombia es un país muy rico en recursos hídricos, donde existen regiones como las selvas del litoral Pacífico con precipitaciones cercanas a 8000 mm anuales.(6). Geográficamente tiene una situación privilegiada en el continente, la cual le prodiga una superficie de 212.974.800 hectáreas, incluyendo las plataformas marinas en los océanos Atlántico y Pacífico.(6).

Se afirma que el escurrimiento promedio rebasa los 48000 m³/s lo que significa un caudal aproximado de 4.000 millones de metros cúbicos por día a través de una red hidrográfica de algo más de 1000 ríos, de los cuales en sólo 10 de ellos se tienen caudales promedio anuales superiores a los 1.000 m³/s.(10). La zona de la cuenca del alto Cauca está constituida por 7.321 microcuencas en el rango de menores de 10 km² las que conforman cuatro cuencas en

1 Personal adscrito a CINARA.

el rango de 5000 a 10000 km². Más del 50% de la población colombiana se asienta en la región andina, característica que hace de primordial interés las zonas conformadas por las cuencas altas y medias de los ríos Cauca y Magdalena.

Actualmente el recurso AGUA ha disminuído y se ha deteriorado en su calidad por las prácticas de destrucción y especialmente por el manejo inadecuado de las cuencas hidrográficas, afectando los suministros de agua, especialmente las fuentes superficiales, de las cuales toman el agua la mayoría de nuestras comunidades. Así por ejemplo, los 34 municipios y 5 coregimientos del Valle del Cauca que poseen sistemas de potabilización de agua, se abastecen a partir de 50 fuentes superficiales entre ríos y quebradas y sólo 2 municipios recurren a pozos profundos. Estos sistemas están bajo el control, mantenimiento y operación de la Sociedad de Acueductos y Alcantarillados del Valle, ACUAVALLE.

Casi la totalidad de nuestras fuentes superficiales no cuentan con registros históricos confiables que muestren su comportamiento, por lo tanto, en la mayoría de los casos la selección de tecnología para la potabilización del agua se hace a partir de información puntual de calidad de agua, el resultado final es la proyección de plantas de potabilización que cuentan con la mayor cantidad de procesos posibles, para "asegurar" una buena calidad del efluente. Esta situación conlleva a la adopción de tecnologías no sólo inadecuadas técnicamente, sino inapropiadas para el medio sociocultural en el cual se implantan, lo que provoca su fracaso técnico y no llega a cumplir la función para la cual fueron creadas.

En la evaluación de una fuente de agua es necesario examinar aspectos cuantitativos y cualitativos incluyendo su comportamiento a través del tiempo, para así tomar una decisión lo más acertada posible del tipo de tratamiento que se requiere antes de su entrega a los usuarios. Las cuencas hidrográficas son unidades complejas cuya condición hay que evaluar teniendo en cuenta factores de tipo físico, biótico y socioeconómico.

Los aspectos físicos son todos aquellos componentes que conforman la parte física de la cuenca hidrográfica, tales como: localización, topografía, hidrología, geología y climatología.

Los aspectos bióticos son los que están determinados por factores dinámicos en las formaciones ecológicas. El agua, el clima y los organismos tienen marcada influencia en el material parental y la topografía de una zona para dar lugar a diferentes clases de suelos, crecimiento de flora y fauna, entre los más importantes tenemos: el suelo, la erosión y la vegetación.

El componente socioeconómico es muy amplio y complejo en el cual el hombre juega el papel más importante. Con relación a este componente los aspectos más generales son: número de

habitantes, distribución en la cuenca, salubridad, infraestructura, tamaño de predios, producción agrícola, ganadera y forestal.

ALGUNAS CARACTERISTICAS DEL VALLE GEOGRAFICO DEL RIO CAUCA

El valle geográfico del río Cauca se encuentra en el suroccidente de Colombia y en su mayoría hace parte del Departamento del Valle del Cauca, cuya localización se ilustra en la Figura 1.

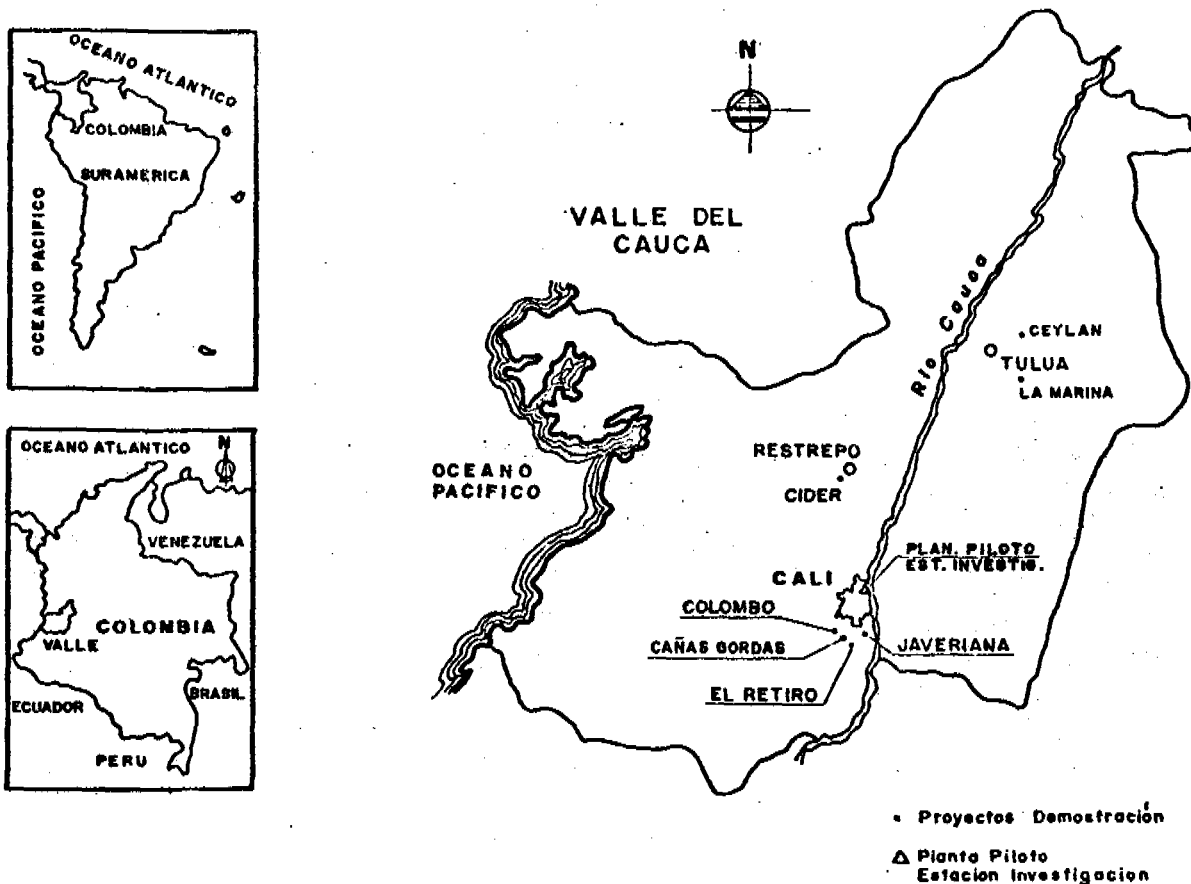


FIGURA 1. Localización de Colombia, el Valle del Cauca y las fuentes superficiales en estudio.

El Valle se encuentra a 950 m.s.n.m., entre las cordilleras Occidental y Central, las cuales tienen una altura promedio de 2.500 y 3.500 m respectivamente en el sector que enmarca el Valle geográfico.

El río Cauca nace en la cordillera Central y tiene una longitud de 1.350 Km. En sus primeros 130 Km fluye con una pendiente promedio de 5 m/Km y después recorre de sur a norte los 400 Km de longitud del Valle del Cauca con una pendiente de 0.4 m/Km.

Desde el punto de vista geológico toda el área está cubierta con depósitos aluviales jóvenes. Sólo una pequeña región de las zonas

montañosas está cubierta de bosques debido a la acción conjunta de las altas pendientes y la deforestación.(8).

El Valle está localizado dentro de la zona de influencia de la convergencia intertropical. Como consecuencia de esto presenta dos períodos secos en el año, que van de enero a marzo y de julio a septiembre y dos períodos lluviosos que se extienden de abril a junio y de octubre a diciembre, siendo este segundo regularmente el más severo.

La temperatura media anual en el Valle es de 24°C con bajas fluctuaciones estacionales y variaciones diarias del orden de los 10°C en la zona plana. La humedad promedio en la planicie del Valle es de 70 a 75% con una variación estacional pequeña a pesar de la gran variación en la precipitación.

El Valle del Cauca posee una población que supera los 3 millones de habitantes, con un importante desarrollo socioeconómico basado principalmente en la agroindustria.

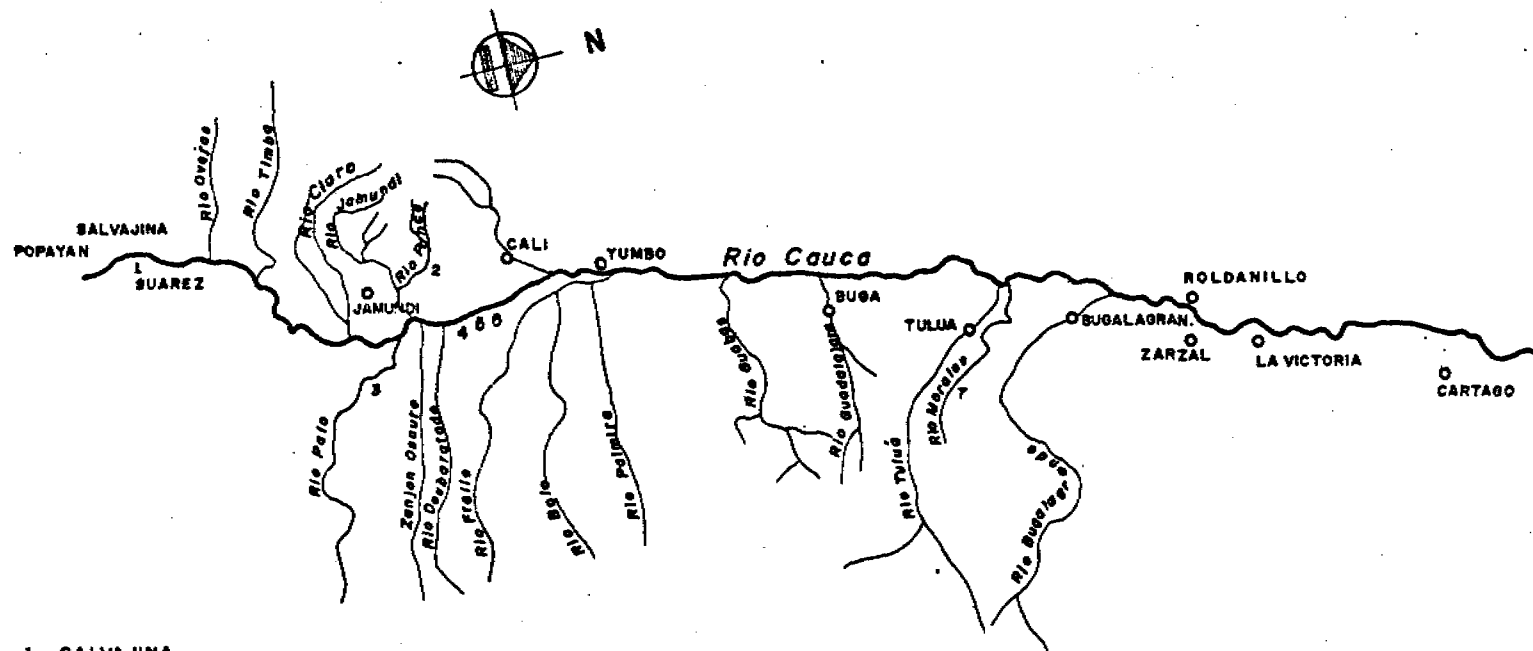
El río Cauca tiene un área tributaria de 60.000 Km², de los cuales 3.600 Km² se encuentran antes del embalse de Salvajina, donde el río presenta un caudal medio de 140 m³/s. Puerto Mallarino se encuentra 125 Km adelante de dicho embalse, unos 100 Km después del cual el río adquiere una pendiente suave en el valle geográfico y hasta allí ha drenado un total de 8.584 Km² y presenta un caudal medio de 278 m³/s. (Figura 2).

El embalse permite elevar los caudales mínimos del río de 40 a 130 m³/s en el verano, aumentando el factor de dilución y por ende mejorando la calidad del agua. El impacto del embalse en la calidad fisicoquímica del agua del río en invierno es más limitado pues aguas abajo de él se encuentran importantes tributarios, como el río Palo, el cual afecta significativamente las características del río Cauca en la época de crecientes aumentando el caudal y desmejorando la calidad del agua del río después de su desembocadura.

INDICADORES DE CALIDAD DE AGUA

Para evaluar la calidad de un agua superficial, o en general de un agua que va a ser utilizada para consumo humano, se deben establecer los parámetros fisicoquímicos y bacteriológicos que servirán como indicadores de la calidad del agua. En consecuencia, para efectos del desarrollo del presente proyecto se utilizaron cuatro parámetros básicos: turbiedad, sólidos suspendidos, coliformes fecales y color real.

Se escogió la turbiedad por ser un parámetro muy importante desde el punto de vista físico y por su costo relativamente bajo. Los sólidos suspendidos por su importancia al limitar la eficiencia



- 1 . SALVAJINA
- 2 . RIO PANCE
- 3 . RIO PALO
- 4 . CANAL INTERCEPTOR DE NAVARRO
- 5 . ESTACION DE INVESTIGACION CINARA
- 6 . COLECTOR ORIENTAL
- 7 . RIO MORALES

FIGURA 2. Río Cauca, principales afluentes y sitios de interés en el valle geográfico. Proyecto Pretratamientos. Tomado de (4).

de un sistema de potabilización, los coliformes fecales, por el riesgo sanitario que ofrecen al estar presentes en un agua y el color real porque en nuestro medio es un parámetro que condiciona la selección de una fuente de agua.

Además de los análisis anteriormente descritos se realizaron otros complementarios como: oxígeno disuelto OD, demanda química de oxígeno DQO, pH, sólidos totales, sólidos volátiles, dureza total, alcalinidad total, hierro total, manganeso, temperatura, y estreptococos fecales.

COMPARACION DE CALIDAD DE AGUA EN ALGUNAS FUENTES SUPERFICIALES DEL VALLE GEOGRAFICO DEL RIO CAUCA

El valle geográfico del río Cauca presenta fuentes superficiales típicas de la región andina, quebradas y pequeños ríos de ladera que tributan a ríos mayores ubicados en los valles.

Todos estos ríos tienden a presentar cambios bruscos de calidad de agua, las fuentes de ladera usualmente presentan mejor calidad en promedio que los ríos del valle.

En la Tabla 1 se muestran los promedios y los valores pico para los parámetros básicos de calidad de agua de las fuentes superficiales que abastecen las diferentes plantas de demostración estudiadas en este proyecto.

RIO CAUCA

El río abastece aproximadamente un 80% de la población de la ciudad de Cali. Su calidad es muy variable a lo largo del río, de acuerdo a los registros suministrados por la CVC en el monitoreo de las diferentes estaciones.

Los datos que se presentan en la Tabla 1 se tomaron a la altura de Juanchito en Puerto Mallarino. (Figura 2). En esta zona es notoria la alta contaminación de coliformes fecales con picos hasta de 1.650.000 UFC/100 ml, en época lluviosa, el valor mínimo observado fue de 3.800 UFC/100 ml. El valor promedio de coliformes fecales estuvo al rededor de 70.898 UFC/100 ml.

Así mismo presenta valores altos de turbiedad y sólidos suspendidos en comparación con las otras fuentes estudiadas (78.8 UNT y 140 mg/l de sólidos suspendidos), el valor máximo de turbiedad fue de 750 UNT en periodo lluvioso y el mínimo de 18 UNT. Los sólidos suspendidos estuvieron en el rango de 17 a 978 mg/l.

También el color presentó valores más altos (63 UPC en promedio) con un máximo de 250 UPC. Como se observa en la Figura 3, el mayor porcentaje de los datos de color, el 41.2% están en el rango de 30 a 60 UPC. El mismo comportamiento se presentó con

TABLA 1. PARAMETROS BASICOS DE CALIDAD DE AGUA CRUDA PARA DIFERENTES FUENTES SUPERFICIALES DEL VALLE GEOGRAFICO DEL RIO CAUCA. OCTUBRE DE 1990 A SEPTIEMBRE DE 1991.

PARAMETROS	ESTADISTICAS DESCRIPTIVAS	RIO CAUCA (1) PTO.MALLARINO	DERIV.DEL RIO PANCA COLOMBO	RIO MORALES LA MARINA	Q. LA ELVIRA CEYLAN	Q. CALIMITA CIDER-RESTREPO
TURBIEDAD UNT	Promedio	78.8	12.0	5.5	2.4	6.6
	Desviación	88.6	6.6	8.9	0.6	6.9
	Mínimo	18.0	2.8	1.0	0.6	2.1
	Máximo	750.0	100.0	64.0	4.6	43.0
	Número Datos	617	87	73	74	74
COLOR REAL UPC	Promedio	56.4	19	6	5	10
	Desviación	48.4	17	6	3	9
	Mínimo	18.0	6	1	1	2
	Máximo	250.0	108	34	16	47
	Número Datos	71	87	73	74	74
SOLIDOS SUSPENDIDOS (mg/l)	Promedio	140.1	11.8	5.1	2.40	3.90
	Desviación	173.0	27.4	8.5	2.20	4.60
	Mínimo	17.0	0.0	0.1	0.03	0.20
	Máximo	978.0	158.0	55.0	8.00	25.00
	Número Datos	71	56	44	44	42
COLIFORMES FECALES UFC/100ml	Promedio	70898	25717	564	381	925
	Desviación	204105	34103	541	415	1872
	Mínimo	3800	1170	30	46	10
	Máximo	1650000	288000	3500	2700	15100
	Número Datos	67	85	71	72	70

(1) Enero a Septiembre de 1991.

los datos de turbiedad. Para los sólidos suspendidos el mayor porcentaje de datos, el 47% estuvo en el rango de 60 a 100 mg/l.

A la altura de Puerto Mallarino el río Cauca presentó un promedio de 5.4 mg/l de oxígeno disuelto, siendo aceptable para una fuente de abasto público, sin embargo presentó el menor valor de todas las fuentes estudiadas. (Tabla 2).

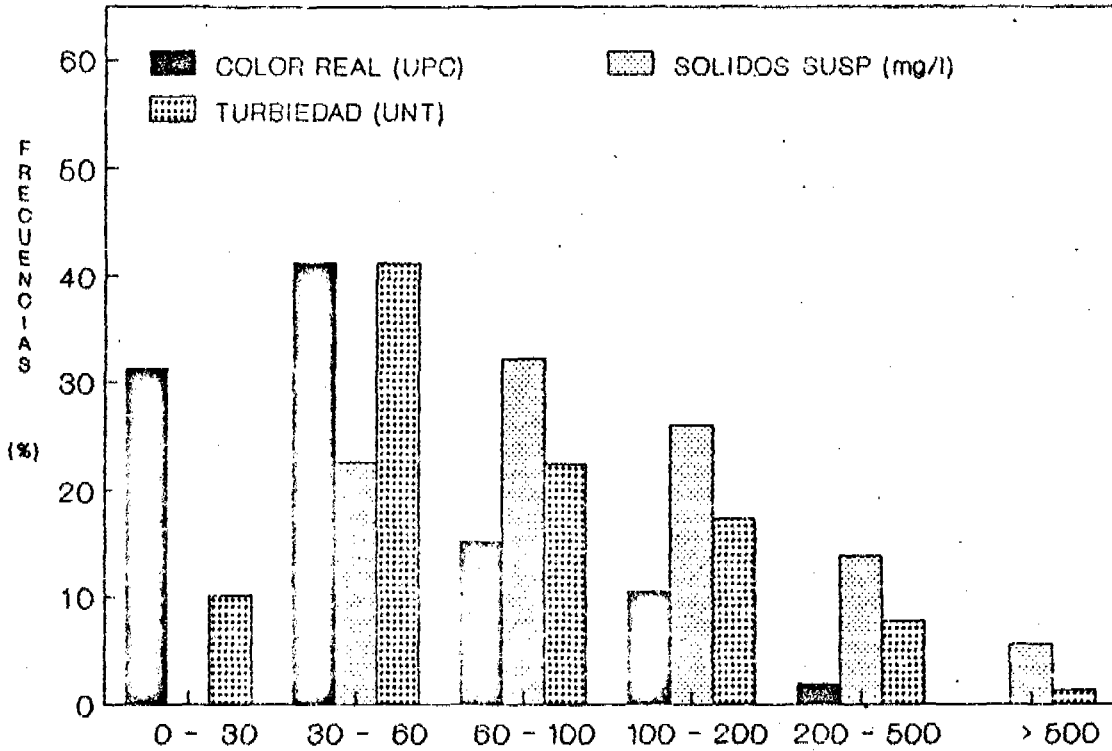


FIGURA 3 Frecuencias relativas Color Real (UPC), Sólidos Suspendidos (mg/l) y Turbiedad (UNT) en el agua cruda del río Cauca. Proyecto Pretratamientos. Fase II. Enero - Mayo 1991.

RIO PANCKE

La cuenca hidrográfica del río Pancke tiene una extensión aproximada de 8.975 hectáreas y se encuentra localizado en la vertiente oriental de la cordillera occidental.(3)

El río en la parte alta es de aguas claras, por disponer de una buena cobertura vegetal antes de iniciar la zona de asentamientos humanos.

Las riberas del río Pancke en su parte media, han constituido tradicionalmente un sitio de recreación de gran parte de la población caleña y en él se encuentra el Parque de la Salud y clubes privados.

TABLA 2. VALORES PROMEDIO DE PARAMETROS COMPLEMENTARIOS DE CALIDAD DE AGUA PARA DIFERENTES FUENTES SUPERFICIALES EN EL VALLE GEOGRAFICO DEL RIO CAUCA. OCTUBRE 1990 - SEPTIEMBRE 1991.

PARAMETROS	FUENTE ESTACION	RIO CAUCA (1) PTO.MALLARINO	DERIV. DEL RIO PANCE COLOMBO	RIO MORALES LA MARINA	Q. LA ELVIRA CEYLAN	Q. CALIMITA CIDER-RESTREPO
pH (unidades)		6.9 - 7.7	6.6 - 8.0	7.5 - 9.0	7.4 - 8.1	7.7 - 9.0
Sólidos Totales (mg/l)		179	62	121	85	125
Sólidos Volátiles (mg/l)		40.7	26	39	31	35
DQO (mg/l)		15.8	9.2	3.3	5.3	7.2
Oxígeno Disuelto (mg/l)		5.4	6.7	7.5	7.3	6.6
Dureza Total (mg/l)		32.4	21	64	36	58
Alcalinidad Total (mg/l)		22.8	18	68	46	64
Hierro Total (mg/l)		9.1	1.1	0.71	0.25	0.68
Manganeso (mg/l)		1.1	0.15	0.08	0.08	0.1
Temperatura °C		20.5	21.7	18.4	19.6	20.2
Estreptococos Fecales UFC/100 ml		13298	25717	5.64	381	125

(1) Enero a Septiembre de 1991.

Los usos del río, del suelo y el vertimiento de desechos domésticos están afectando la calidad del agua, observándose contaminación a nivel bacteriológico con valores de 25717 UFC/100 ml, a la altura de la planta del Colombo Británico, con un valor máximo de 228.000 UFC/100 ml (Tabla 1).

En cuanto a los resultados fisicoquímicos el río Pance presenta buenas condiciones de calidad de agua para abasto público, entre ellos, el oxígeno disuelto con un promedio de 6.7 mg/l, turbiedad alrededor de 12 UNT y color real de 19 UPC. Es importante anotar que en momentos críticos el río ha presentado valores máximos de turbiedad de 100 UNT y color real de 108 UPC.

RIO MORALES, QUEBRADA LA ELVIRA Y CALIMITA

El río Morales es la fuente de agua de la planta de tratamiento del corregimiento La Marina, ubicado a 1.350 m.s.n.m. con una temperatura promedio de 22 °C y una población aproximada de 2.041 habitantes. Los análisis se hicieron a la entrada de la planta.

La quebrada La Elvira sirve como fuente de agua de la planta de tratamiento del corregimiento de Ceylán, dotando de agua potable a 3.646 habitantes aproximadamente. Los análisis se hicieron a la entrada de la planta.

La quebrada Calimita abastece una pequeña planta de tratamiento para 500 usuarios aproximadamente, de una Concentración Agrícola y Escolar de Restrepo. Al igual que en todas las fuentes evaluadas los análisis se realizaron en el sitio de entrada a la planta.

Estas tres fuentes se han considerado dentro del mismo ítem por tener características similares. Como se observa en la Tabla 1 en general todas presentan buenas características para ser utilizadas en abasto público, con respecto a los indicadores fisicoquímicos. Los valores máximos son menos críticos que los observados en las dos fuentes ya presentadas, como en el caso de la turbiedad que el valor más alto fué de 64 UNT para el río Morales.

Los valores promedio de turbiedad fueron de 5.5, 2.4 y 6.6 UNT para el río Morales, quebradas La Elvira y Calimita, para el color se obtuvieron promedio de 6, 5 y 10 UPC, igualmente, con un valor máximo para la quebrada Calimita de 47 UPC.

Los niveles de coliformes ofrecen menos dificultad para su tratamiento con promedios de 564, 381 y 925 UFC/100 ml en el río Morales, Q. La Elvira y Calimita respectivamente, siendo estos los valores más bajos en las fuentes estudiadas. El valor más alto correspondió a la quebrada Calimita, con 15.100 UFC/100 ml.

En las Figuras 4 y 5 se presenta una visión comparativa de los parámetros básicos en tres fuentes diferentes relacionadas con el desarrollo del proyecto Pretratamientos y en las Figuras 6 y 7 se

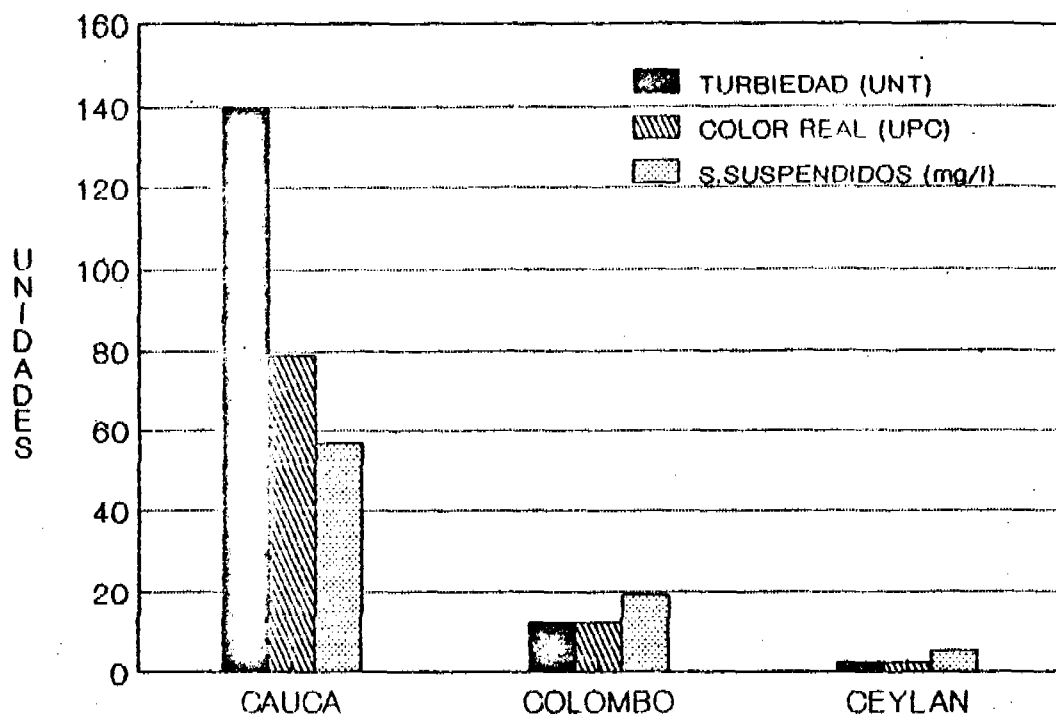


Figura 4 Principales parametros de calidad de agua en tres fuentes diferentes de Abastecimiento de los sistemas de tratamiento a escala real. Proyecto Pretratamientos. Oct 1990 Sep 1991.

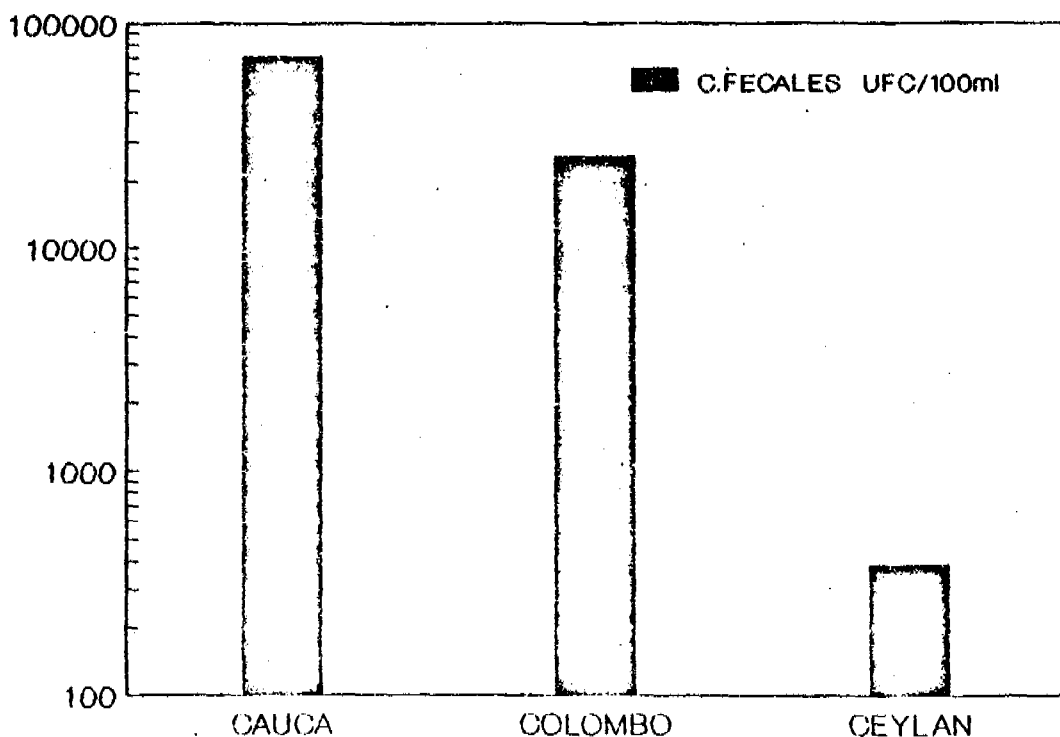


Figura 5 Coliformes Fecales para tres fuentes diferentes de abastecimiento de los sistemas de tratamiento a escala real Proyecto Pretratamiento . Oct. 1990 - Sep. 1991.

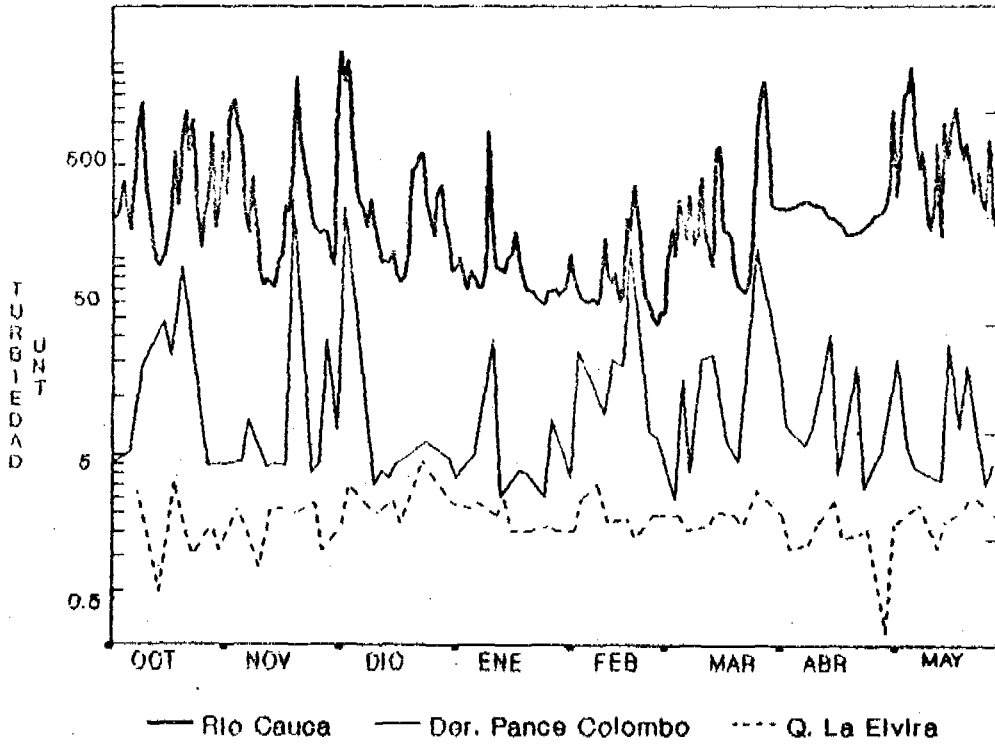


FIGURA 6 Turbiedad (UNT). Fuentes de Abastecimiento Proyecto Pretratamientos, Rio Cauca, Ceylan y Colombo Británico. Periodo: Octubre/90 a Mayo/91.

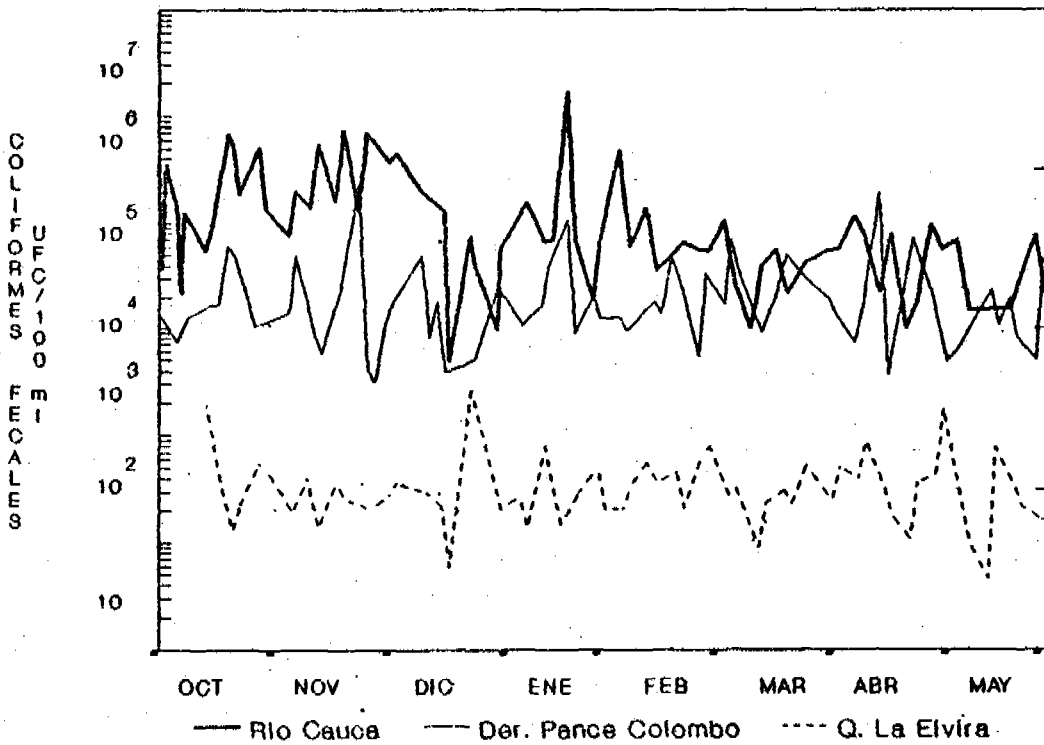


FIGURA 7 Coliformes Fecales (UFC/100 ml). Fuentes de Abastecimiento. Proyectos Pretratamientos, Rio Cauca, Ceylan y Colombo B. Periodo: Octubre/90 a Mayo/91.

presentan comparaciones de la turbiedad y el contenido de coliformes en estas mismas fuentes.

Puede observarse aquí que el río Cauca presenta los valores mas altos de turbiedad y coliformes fecales a través del tiempo evaluado, mientras el río Pance presenta valores intermedios y el río Morales los valores más bajos.

CONSIDERACIONES GENERALES

La cuenca del río Cauca a la altura de Juanchito en Puerto Mallarino se encuentra muy afectada por los grandes asentamientos humanos, vertimientos industriales, domésticos y agrícolas, como consecuencia se tiene un río con una fuerte contaminación bacteriológica que se traduce en un mayor riesgo sanitario, implicando mayores exigencias y costos en el uso de la tecnología para tratamiento del agua de abastecimiento público.

El río Pance posee una fuente intervenida por el hombre, que ha sido deforestada, y utilizada como receptora de desechos domésticos principalmente, aumentando así el riesgo sanitario para ser usada como agua de consumo humano.

Según lo observado en el presente trabajo puede afirmarse que el río Morales, las quebradas Calimita y La Elvira presentan características de una cuenca que ha tenido poca influencia del hombre encontrándose aún zonas boscosas, no erosionadas con gran cubierta vegetal, dando como resultado una buena calidad de agua con pocas fluctuaciones de calidad en el tiempo.

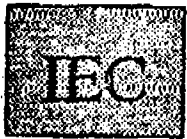
El diferente grado de riesgo sanitario que presentan éstas fuentes sustentan la importancia de establecer el potencial y las limitaciones de diferentes alternativas de tratamiento para promover su apropiada utilización.

Lo anterior muestra que el estado general de la cuenca hidrográfica, usualmente condiciona la calidad del agua cruda, sirviendo de herramienta para establecer el potencial y las limitaciones de diferentes alternativas de tratamiento facilitando su adecuada selección.

BIBLIOGRAFIA

- (1) ASIST, K. B., Systems Approach to Waters Management, Mc Grawhill. New York, 1976.
- (2) AZEVEDO, J. M., Técnica de Abastecimento e Tratamento da Agua. Sao Paulo, 1987. 317p.
- (3) CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA - CVC. Plan de manejo Integral de Recursos Naturales del río Pance. Cali, 1985.

- (4) CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA - CVC. Seminario Latinoamericano sobre tratamiento de aguas residuales. Cali, 1985.
- (5) COLOMBIA, DEPARTAMENTO NACIONAL DE PLANEACION. Plan deforestal para Colombia. Bogotá, Serie No. 12, 1988.
- (6) CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA - CVC. Aplicación del Enfoque de Sistemas al Desarrollo Integrado de Cuencas Hidrográficas. 1981. 51p.
- (7) CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA - CVC. Procedimiento seguido para establecer el orde de prioridades en las subcuencas de la Unidad de Manejo de Pance Meléndez Cali Aguacatal. Cali 1987. 28p.
- (8) CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA - CVC. Plan de ordenación y desarrollo del Alto Cauca, Propuesta técnica. Cali. 1983. 82p.
- (9) CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA - CVC. Aplicación del modelo HBV a la cuenca superior del río Cauca. Cali. 1989.
- (10) UNIVERSIDAD DEL TOLIMA. Curso taller de priorización de cuencas hidrográficas. Ibagué. Septbre 24 de 1990.
- (11) LLAURADO, F. D., Establecimiento de un Inventario para el Estudio Integrado del Medio Natural limitado a una Cuenca Hidrográfica.
- (12) KUNKLE, S., COMER, G. H., Estimating Suspended Sediment Concentrations in Streams by Turbidity Measurements. En: Journal of Soil and Water Conservation. Vol 26, 18 - 20p 1971.
- (13) PLATA, R. E., Tecnología Simplificada para Potabilización del Agua. En: El promotor. Vol 8. junio 1986.



INFORMACION, EDUCACION Y COMUNICACION EN EL SECTOR DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y SANEAMIENTO

El Eslabón Perdido

1. El agua es la esencia de la vida y agua limpia es un factor fundamental para una buena salud. La eliminación de excretas está asociada con una serie de males, y el saneamiento apropiado es una medida necesaria para la prevención de enfermedades y para evitar la muerte prematura. Sin acceso a estos servicios, el círculo vicioso de pobreza, enfermedad, baja productividad se mantendrá en muchos países en desarrollo.
2. El sector necesita fortalecer su perfil, explicar su razón de ser y luchar por su cuota de recursos financieros. Conectado al desarrollo de recursos hídricos, al movimiento del medio ambiente y a las iniciativas de atención primaria de salud, el sector responde a una necesidad básica y ofrece una posibilidad natural y lista para estimular otros aspectos del desarrollo.
3. La Década ha producido muchos instrumentos técnicos útiles así como muchas locciones para que el sector pueda avanzar con ritmo acelerado. Estos instrumentos forman una base sólida para alcanzar un éxito progresivo eliminando la brecha que existe entre los países servidos y los países no servidos por la red de abastecimiento de agua y saneamiento. Los años '90 lo harán posible desde que todos los componentes técnicos y sociales se integrarán completamente al trabajo del sector.
4. Enfoques nuevos e innovadores deberán ser aplicados para combatir las crecientes amenazas y consecuencias del crecimiento urbano. La Autogestión Comunitaria deberá asumir su rol integral en el sector, el que a su vez, deberá reaccionar con flexibilidad frente a los nuevos desafíos. La utilización de los nuevos recursos disponibles deberá ser optimizada.
5. Las discusiones sostenidas en Nueva Delhi durante el encuentro de setiembre de 1990 concluyeron que el compromiso político es esencial y debe venir acompañado de intensos esfuerzos para elevar la concientización a través de la comunicación y la movilización de todos los sectores de la sociedad. Con esto en mente, el Grupo Central para IEC, trabajando bajo la tutela del Consejo Colaborador para el Abastecimiento de Agua y Saneamiento, recomienda que el sector adopte una estrategia de comunicación integrada y comprensible, caracterizándola como esencial para el aprovechamiento máximo de los esfuerzos.
6. Basada en un proceso de dupla entrada, la estrategia exige continuidad en las actividades de comunicación dirigidas a aquellos que toman y que influyen en las decisiones: autoridades involucradas con la elaboración de políticas, personal del sector y usuarios. Esa continuidad incluye desde los esfuerzos que generan el apoyo político y la movilización de recursos, hasta el diálogo con la comunidad y el "feedback" para subsidiar la autogestión comunitaria, el rendimiento de las inversiones, la educación sanitaria participativa. La continuidad de actividades incluye, además, el aprovechamiento por técnicos y profesionales, de la experiencia disponible, el uso de los resultados del acompañamiento y evaluación para el fortalecimiento del sector.

7. A través de la comunicación, los gobiernos deben contar con el trabajo conjunto de una extensa gama de participantes, grupos comunitarios y grupos populares de base, instituciones religiosas y sociales, medios de comunicación de masa, organizaciones no gubernamentales y organizaciones internacionales - para que busquen reunir todos los recursos disponibles en el sentido de ejecutar las tareas con decisión.
8. La descentralización es un principio operacional que está por detrás de las actividades de comunicación. La segmentación de las audiencias es un factor que tiene que ser tomado en consideración para un efectivo diseño y diseminación de los mensajes, una vez que cada segmento o sub-segmento vive circunstancias especiales y tiene su propio orden de prioridades.
9. Los gastos con una comunicación eficiente serán finalmente recompensados en la medida que la comunicación fortalecerá la actividad política; generará más recursos, incluyendo los recursos que llegarán de los mismos beneficiarios; promoverá iniciativas propias y comportamientos más higiénicos; garantizará la manutención y la optimización de los esfuerzos del sector en todos los niveles.
10. Comunicación no es quizás algo nuevo para el sector: esfuerzos plausibles han sido hechos, por ejemplo, en India, Ghana, Brasil y en muchos otros países. Pero mucho más es todavía necesario para que la comunicación sea un estímulo que abarque todo el sector y para que los beneficios de los principios y experiencias sean aprovechados, haciendo que los esfuerzos sean más eficaces.
11. La acción inmediata por parte de los miembros individuales del Consejo Colaborador para abogar en pro de la estrategia de la comunicación será necesaria para iniciar acciones en todos los niveles. Cada participante del sector puede y debe ejecutar un rol en acciones conjuntas. El Consejo, debe asumir, INMEDIATAMENTE, un fuerte compromiso frente a la estrategia de la comunicación junto con un llamamiento hacia la acción.
12. En la práctica, los gobiernos así como las Agencias de Financiamiento y de Apoyo necesitan revisar sus políticas, reorientar las prioridades, ajustar las estructuras, atribuir responsabilidades, capacitar y establecer metas de comunicación. La evaluación de programas de trabajo existentes frente al flujo de la comunicación deberá revelar las brechas existentes, en términos de actividades, que deben ser corregidas.

Grupo Central de Informacin,
Educación, Comunicación
20 de Agosto de 1991

Centros Nacionales de Recursos para la
Investigación, Desarrollo y Transferencia de Tecnología en
Agua y Saneamiento

J.M.G. van Damme
Director
IRC-Centro Internacional de Agua y Saneamiento

INTRODUCCION

El desarrollo de la transferencia de tecnología comprende una serie de aspectos complejos. No todos estos, reciben la debida consideración en la cooperación del desarrollo.

Los más importantes son:

- la adaptación de tecnologías a las condiciones locales de un país específico, incluyendo las tecnologías adaptadas a la situación local y usadas ya en otros lugares.
- la apertura de los gestores de las políticas y los gerentes de proyectos para intermediar y apoyar el desarrollo y acceso a tecnologías que se adapten a las condiciones específicas de los países a nivel nacional y sub-nacional.
- el entendimiento y la comunicación en los procesos de transferencia, especialmente las ideas y habilidades que están comprendidas dentro de estas tecnologías.
- los costos derivados de la transferencia de tecnología incluyendo los derechos de propiedad en los casos de productos comerciales.

En la implementación de proyectos, el desarrollo de la transferencia de tecnología es considerado un componente del proyecto, para asegurar la implementación efectiva del trabajo, más que una meta del proyecto. Los proyectos son creados para establecer un trabajo de infraestructura tomando como base modelos que ya existen y están bien establecidos, (ej. una red de distribución o letrinas de la comunidad). Desde el punto de vista de desarrollo, aún en los casos muy directos como los mencionados, el desarrollo de la transferencia de tecnología es indudablemente una meta del proyecto.

La transferencia de tecnología debe ser considerado uno de los factores importantes en la cooperación del desarrollo. En muchos de los proyectos se copia simplemente tecnologías y enfoques de fuera sin prestar la debida atención a su adaptación a la situación local particularmente la

disponibilidad de recursos. En estos casos los sistemas que funcionan de esta manera no obtienen buenos resultados, ya que no se les utiliza en su potencial, no se pueden reparar y finalmente se les abandona.

En este documento, hemos considerado que la tecnología es un método, un modelo, una meta, en vez de un producto comercial. Se toma en cuenta en este proceso, el desarrollo de la capacidad local, la organización y el rol de las empresas nacionales y la comunicación.

PROCESO

El desarrollo de la transferencia de tecnología es manejada mejor por una institución especializada o una persona, los que juegan un rol de intermediario entre la oferta y la demanda. Este proceso debe comenzar considerando al "usuario" no el proveedor. En resumen, el objetivo debe ser resolver el problema, no la venta del producto.

El proceso debe comenzar con la identificación de las necesidades de los grupos meta, y los problemas que deben resolverse. Por ejemplo, puede ser una comunidad que no tiene instalaciones sanitarias adecuadas, o una empresa de agua con la necesidad de producir agua potable con las condiciones adecuadas de seguridad de una fuente contaminada. Este proceso continua tomando en cuenta la información disponible sobre métodos y logros así como los últimos modelos. Esto requiere un acceso continuo del intermediario, a la información que se necesita.

En los casos en los que no existe tecnología disponible, el proceso debe incluir una investigación para identificar la tecnología adecuada considerando las tecnologías y la capacidad local disponibles.

Como siguiente paso, los logros y resultados de las acciones anteriores necesitan ser evaluados y consolidados a fin de que sean considerados por los usuarios. Se debe seleccionar cuidadosamente las experiencias anteriores para que de esta manera el futuro "usuario" tenga una adecuada información acerca de que tecnología a utilizar y cuan importante es la comunicación desde el inicio del proceso entre el "usuario" y el intermediario. La comunicación es un factor importante en todo el proceso, considera los conocimientos existentes, el entendimiento, actitud, etc. Puede cometerse errores en la transferencia de tecnología debido a la falta de información y hay casos en que no se acepta ciertas tecnologías debido a una información incompleta o a malentendidos.

El contexto de la comunicación en este documento implica no sólo transmitir información, implica también diálogo, escuchar y considerar argumentos, posiblemente casos de demostración y una evaluación profunda de las ventajas y desventajas.

En los casos en que ya se ha tomado una decisión sobre la adaptación de la tecnología, las personas responsables de la construcción, operación y mantenimiento necesitan ser capacitadas para sus roles futuros. Un factor esencial en estos casos es el aumento de los conocimientos. La capacitación, demostraciones y en algunos casos la investigación deben considerarse en este proceso.

En resumen, tomando como base experiencias anteriores, el monitoreo y evaluación deben ser considerados factores claves desde el inicio del proceso.

La comunicación y el aumento de los conocimientos son igualmente importantes pero muy a menudo factores a los que no se les dá el énfasis necesario en el desarrollo de la transferencia de tecnología.

RECURSOS NACIONALES

El proceso mencionado anteriormente puede ser utilizado de una forma efectiva sólo si el intermediario y el "usuario " mantienen comunicación continua asegurando diálogo y un entendimiento de las limitaciones y oportunidades. Otro factor importante de considerar es un idioma común.

El desarrollo de la transferencia de tecnología en relación con el "usuario" será productivo sólo si se considera las condiciones específicas del país. Esto requiere capacitación local a todos los niveles.

El desarrollo de esta capacidad es un factor esencial para el trabajo de desarrollo. Esto es lo que significa desarrollo. No existen los "caminos cortos." Prueba de ellos son las instalaciones incompletas, sin mantenimiento, sin uso, sin pago; tantas lecciones realmente tristes por negligencia en la capacitación local. Lo que queda es una falta de sustentabilidad.

La capacitación para aumentar información, investigación, comunicación y conocimientos en la transferencia de tecnología conducirán a decisiones con una mejor base en la aplicación de tecnología, mayor eficiencia en la operatividad de los proyectos, efectividad y multiplicación de esfuerzos. Es necesario establecer empresas especializadas en el desarrollo y transferencia de tecnología, reforzando de ser posible las organizaciones o centros ya existentes. En este documento me referiré a ellos como Centros de Recursos. Estos Centros son un potencial muy importante para obtener una mejor sustentabilidad.

La sustentabilidad requiere de los Centros de Recursos para la información, comunicación y aumento de conocimientos a un nivel nacional y sub-nacional.

ORGANIZACION

Los Centros de Recursos, que manejen información, investigación comunicación y capacitación, necesitan estar en un estrecho contacto con las organizaciones operativas (Ministerio, Instituciones de Gobierno) para trabajar tomando como base situaciones de la vida cotidiana. Es muy importante que estos Centros no funcionen como agencias de las instituciones operativas, con la finalidad de desempeñar un rol objetivo en su enfoque y ser independientes en el establecimiento de sus prioridades. Sin embargo estos Centros necesita apoyo de sus gobiernos de los que establecerán sus mandatos.

El Centro de Recursos necesita de un presupuesto "básico" para contratar personal con un presupuesto de trabajo (operaciones generales, viajes, alquiler, etc.) y tareas básicas (como biblioteca, relaciones exteriores), etc.

Los programas y proyectos deben ser financiados en forma separada a través de financiación externa proveniente de los beneficiarios o sus fuentes financieras. Esto incentivará la implementación de un trabajo más efectivo de acuerdo a las demandas del mercado y asegurará una aplicación de los resultados. Más importante aún, permitirá limitar los fondos del "presupuesto básico" para cubrir costos de personal y tareas básicas que se necesitan para implementar los proyectos. La financiación externa tiene mayor potencial que los fondos del "presupuesto básico" y permiten desarrollar actividades que aumentarán el impacto del centro. Sin embargo, es necesario enfatizar que debido a sus metas, es indispensable que los centros tengan un subsidio "básico."

En el reclutamiento de personal es necesario considerar personal multidisciplinario y con amplia experiencia. Debido al trabajo complejo y los aspectos de comunicación, el personal necesita cualidades administrativas y buena redacción además de tener una comunicación fácil y flexible.

El trabajo que CINARA está realizando incluyendo la investigación en pre-tratamiento es un ejemplo bastante claro para los Centros de Recursos.

Los Centros de Recursos necesitan de un apoyo gubernamental y un enfoque empresarial apoyado por un personal experimentado.

ROLES

Para mantenerse a la vanguardia y tener una información amplia y operativa, los Centros de Recursos necesitan estar involucrados en una amplia gama de proyectos. Estos varían desde las actividades con respecto a un problema específico dirigidas a audiencias selectas (como proyectos de demostración y servicios de consultoría), a través de actividades de mayor difusión dirigidas a grupos más grandes (como actividades de capacitación y publicaciones) hasta actividades que comprenden audiencias generales (como boletín y servicio de documentación). Se necesita establecer una base de información apoyada por una investigación de campo y de información cuando se requiera.

Además del trabajo relacionado con el desarrollo de la transferencia de tecnología los Centros de Recursos pueden desempeñar un rol importante en el intercambio de información. En algunos casos se pierde o no se utiliza debido a que la información disponible no es accesible entre departamentos o regiones. El monitoreo de la información es por consiguiente un componente invaluable en el trabajo de los Centros de Recursos.

En los casos donde la información no está organizada todavía, los Centros de Recursos tienen una excelente oportunidad para realizar y apoyar el monitoreo y evaluación a nivel del proyecto y a nivel local. Una oportunidad sería tomar contacto con los programas de monitoreo llevados a cabo por UNICEF y WASAMS.

Utilizando todos estos recursos e información disponible, el Centro de Recursos juega un rol importante para llevar a cabo actividades de información pública hacia los beneficiarios del sector de agua y saneamiento así como a nivel general. Esto servirá para aumentar y mantener la importancia del sector y al mismo tiempo contribuir a la salud y educación de la higiene.

En los aspectos que hemos mencionado, los Centros de Recursos no necesariamente tienen que realizar todo el trabajo, pero sí trabajar en estrecha cooperación con otros. El trabajo de los Centros de Recursos es complementario al de otras organizaciones y por tal motivo tiene una fuerte connotación hacia el servicio.

Los Centros de Recursos pueden tener la respuesta a las variadas limitaciones que han existido por muchas décadas en la mayoría de los países en desarrollo.

COMUNICACION

La necesidad de una mayor comunicación ha sido reconocida en varias reuniones internacionales, también en la Conferencia de Consulta Mundial realizada en Nueva Dehli en 1990 y en el Foro Mundial del Concejo Colaborativo en Oslo en setiembre de 1991. Durante estas conferencias se analizaron experiencias y diferentes temas con el fin de identificar los métodos para acelerar el progreso y el aumento de la sustentabilidad.

Las siguientes son las recomendaciones más importantes:

- Tomando en consideración experiencias en los diferentes países, se concluyó que la comunicación era "esencial." La comunicación es la base del monitoreo en las comunidades, y es indudablemente "el camino" que el sector y sus representantes deben tomar.
- El compromiso político para el sector es esencial y debe estar ligado a los esfuerzos para despertar la necesidad a través de la comunicación y movilización de todos los sectores.
- Es indispensable una "comunicación cultural." Para que el sector aprenda de sus experiencias y fracasos anteriores, las lecciones deben estar difundidas internamente. El concepto de IEC (Información, Educación y Comunicación) debe ser parte indispensable del trabajo del sector en la década de los 90's.
- Los gobiernos, más que nunca, deben beneficiarse de una alianza entre grupos de la comunidad y grupos base, organizaciones religiosas y sociales, los medios de comunicación, organizaciones no-gubernamentales, agencias internacionales, utilizando todos los recursos locales para implementar sus metas. La "comunicación cultural" desempeña un rol importante y participatorio en y para el sector contribuyendo al progreso y a la sustentabilidad.
- Los gastos para una comunicación efectiva prueban que son costos-efectivos. La comunicación es actualmente un eslabón que no existe en las metas del sector, sin embargo tiene un tremendo potencial para fortalecer las decisiones políticas, generar más recursos, incluyendo los de los beneficiarios, promover iniciativas y educación en la higiene para asegurar un mejor mantenimiento y optimizar los esfuerzos del sector a todos los niveles.

- Las actividades de IEC que se llevan a cabo en cada país y están apoyados por iniciativas internacionales, deben implementarse de una manera amplia y conjunta. Los centros de recursos como se les describe en este documento desempeñan un rol de liderazgo en este proceso.

Los Centros de Recursos, son foros, donde tendrán lugar los procesos de la comunicación cultural tan necesitados dentro del sector y donde se implementarán las acciones correspondientes que de ellos resulten.

La Haya, Holanda
Octubre 31, 1991

ORGANIZACION, OBJETIVOS E INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO.
INTEGRADO DE INVESTIGACION Y DEMOSTRACION DE METODOS DE
PRETRATAMIENTO PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.

Alberto Galvis C.¹, Viviana Vargas F.¹ y Fabiola Beron C.¹

RESUMEN

CINARA con la colaboración del IRC está desarrollando en Colombia una investigación sobre sistemas de pretratamiento con medios gruesos: Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua. Este proyecto evalúa comparativamente desde el punto de vista económico, físico-químico, bacteriológico e hidráulico, varios sistemas de pretratamiento aplicables al abastecimiento de agua.

En este documento se presenta la organización general del Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua incluyendo sus alcances, objetivos y requerimientos de personal y de infraestructura física para su desarrollo.

INTRODUCCION

La etapa preliminar de este Proyecto constituye la investigación realizada en el marco del Proyecto Integrado de Filtración Lenta en Arena, que mostró el potencial de este sistema para producir en forma eficiente y confiable, agua potable a partir de fuentes superficiales. Este proyecto sobre Filtración Lenta en Arena, formó parte del proyecto a nivel internacional que se llevó a cabo con el apoyo del IRC, y la colaboración de instituciones en países ubicados en las zonas tropicales: India, Tailandia, Kenia, Sudán, Jamaica y Colombia.

Una importante limitación de la filtración lenta en arena observada a través del proyecto en referencia, está asociada con altos valores de turbiedad en el agua cruda. Esta condición

¹ Profesionales adscritos a CINARA

disminuye las carreras de filtración haciendo necesario una frecuente limpieza del lecho filtrante. Esta limitación es bien conocida y ha sido indicada en los primeros documentos que hacen referencia a esta alternativa de potabilización del agua.

En un intento inicial para superar esta limitación se han utilizado diferentes metodos en los proyectos de demostración. Por ejemplo en India, sedimentación y lechos filtrantes en la fuente, y en Tailandia sedimentación y filtración gruesa horizontal. Estos métodos se han venido conociendo con el nombre de pretratamientos.

Sin embargo, entre la necesidad de contar con sistemas de pretratamiento cada vez más eficientes, se inició el estudio de diferentes alternativas a nivel piloto, incluyendo los sistemas de filtración en medios gruesos. Es así como otras organizaciones se interesan en el estudio de alternativas de pretratamientos. Por ejemplo, el IRCWD realizó con la colaboración de la Universidad Dar es Salaam un proyecto que inició con el estudio de diferentes sistemas en Tanzania y continuó con trabajos a nivel de laboratorio en Suiza. A nivel Latinoamericano se han desarrollado investigaciones a Perú sobre filtración gruesa descendente y filtración gruesa horizontal y en el Brasil, en filtración gruesa ascendente. En Colombia se puede mencionar inicialmente los sistemas de captaciones dinámicas desarrollados en el departamento del Cauca.

En el marco del proyecto sobre Filtración Lenta en Arena, Cali en Colombia, CINARA inició el estudio a escala piloto a escala real para diferentes sistemas de filtración gruesa y con diferentes calidades de agua. En esta fase se obtuvieron alentadores resultados en la remoción de turbiedad, color, hierro y coliformes, lo cual motivó a CINARA y el IRC en colaboración con otras organizaciones como el IRCWD a promover el estudio de los sistemas de pretratamiento lo cual dió origen al Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua.

OBJETIVOS DEL PROYECTO

Objetivo General

Investigación y promoción de tecnologías confiables y económicamente competitivas de pretratamiento que potencialicen el aprovechamiento de alternativas conocidas de tratamiento de agua, en beneficio prioritario de las comunidades rurales, urbano-marginales o de pequeños municipios.

Objetivos Especificos

- Evaluar y comparar desde el punto de vista económico, físico-químico, bacteriológico e hidráulico, diferentes alternativas de pretratamiento.
- Revisar y optimizar criterios de selección de alternativas y de diseño con base en parámetros de calidad de agua, mantenimiento y organización comunitaria.
- Producción de manuales en español e inglés orientados a divulgar críticamente la experiencia.

ORGANIZACION DEL PROYECTO

- Coordinación Internacional

El Proyecto es coordinado internacionalmente por el International Water and Sanitation Centre, IRC, fundación independiente y sin ánimo de lucro, apoyada por el Gobierno de los Países Bajos, La UNPD, La UNICEF, El Banco Mundial y la OMS. En el IRC el Proyecto es dirigido por el ingeniero Jan Teun Visscher.

- Grupo Ejecutor

En Colombia el Proyecto es dirigido por el ingeniero Gerardo Galvis, Director de CINARA y profesor titular de la Universidad del Valle. El ingeniero Alberto Galvis coordina los trabajos del grupo científico ejecutor conformado por ingenieros sanitarios, una química, una bióloga y una estadística, con la colaboración de profesionales de las ciencias sociales, tecnólogos, estudiantes, dibujantes y auxiliares.

- Grupo de Consulta Internacional

Se ha conformado un grupo asesor de profesionales de reconocida experiencia en el tratamiento de agua. Ellos son:

Dr. L. Di Bernardo	Escuela de Ingeniería de Sao Carlos de la Universidad de Sao Paulo.	Brasil
Dr. C. Richter	SANEPAR	Brasil
Dr. B. LLOYD	Del Agua/CEPIS. Lima	Perú
Dr. M. Santacruz	Empopasto. Pasto	Colombia
Dr. M. Wegelin	IRCWD. Dubendorf	Suiza
Prof. Dr. Ives	College University London	Inglaterra
Dr. A. Castilla	Universidad del Valle.Cali	Colombia

INSTITUCIONES INTERNACIONALES COOPERANTES CON EL PROYECTO

- Organización Panamericana de la Salud, OPS.
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, CEPIS, Perú.
- International Development Research Centre, IDRC, Canadá.
- Robens Institute of Industrial and Environmental Health and Safety, University of Surrey, Inglaterra.
- University College London.
- Escuela de Ingeniería de Sao Carlos, Universidad de Sao Pulo, Brasil.
- Embajada Real de los Países Bajos.

INSTITUCIONES NACIONALES COOPERANTES CON EL PROYECTO

- Departamento Nacional de Planeación. Dirección de Cooperación Técnica Internacional.
- Ministerio de Salud, Dirección de Saneamiento Ambiental.
- Empresas Municipales de Cali. EMCALI.
- Caja Agraria, Departamento Administrativo Programa DRI.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, ACODAL, Nacional y Seccional Valle del Cauca.
- Servicios Seccionales de Salud del Valle, Cauca, Córdoba y Tolima.
- Corporación Autónoma Regional de los Valles del Sinú y San Jorge, CVS.
- Corporación Autónoma Regional del Cauca, CVC/División de Aguas. Plan de Desarrollo Integral para la Costa Pacífica, CVC/PLADEICOP.
- Gobernación del Quindío. Secretaría de Obras Públicas.
- Gobernación del Valle. Secretaría de Salud y Secretaría de Obras Públicas.
- Instituto Financiero para el Desarrollo del Valle, INFIVALLE.
- Sociedad de Acueductos y Alcantarillados del Valle del Cauca S.A., ACUAVALLE.
- Comité Departamental de Cafeteros del Valle.
- Alcaldía Municipal de Cali.

INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO

Unidades Piloto

El Proyecto se desarrolla principalmente en La Estación de Investigación de Transferencia de Tecnología Aplicada al Mejoramiento de la Calidad de agua de CINARA localizada en predios de las Empresas Municipales de Cali, EMCALI, en terrenos de la Planta de Tratamiento de Agua de Puerto Mallarino que aprovecha el agua del río Cauca. (Ver Figuras 1 y 2).

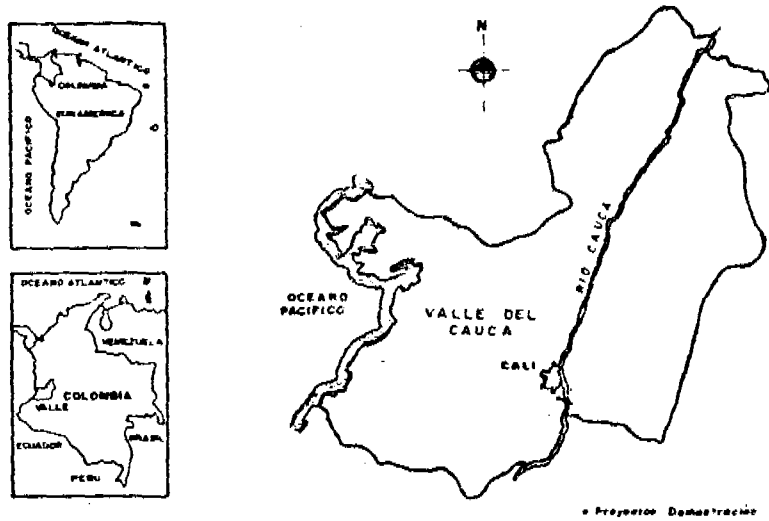


FIGURA 1. Localización de la ciudad de Cali en el Valle, Colombia y Suramérica.

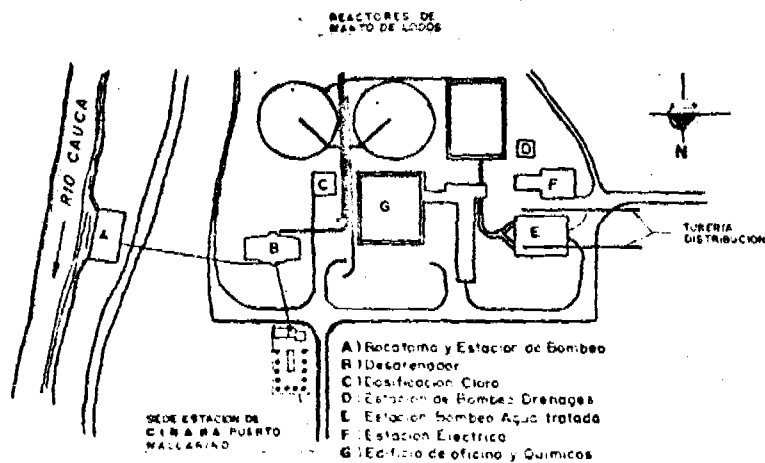


FIGURA 2. Localización de la Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología en predios de la Planta de Potabilización de EMCALI - Puerto Mallarino.

Esta infraestructura física puede ser utilizada además en el futuro próximo para apoyar la realización de fases más avanzadas del presente Proyecto, para otros proyectos en el campo del abastecimiento de agua y para el cumplimiento de otros objetivos promovidos por CINARA con el respaldo de la Universidad del Valle y con el apoyo del Gobierno Holandés.

La primera fase el Proyecto se orientó principalmente a estudiar comparativamente varias alternativas de pretratamiento en medios gruesos, las cuales constituyen las líneas principales de la Investigación. Ellos son:

FGAS: Filtración Gruesa Ascendente en Serie.
FGAC: Filtración Gruesa Ascendente en Capas.
FGH : Filtración Gruesa Horizontal.
FGDS: Filtración Gruesa Descendente en Serie.

Además, las líneas de pretratamiento en medios gruesos están precedidas por una etapa de acondicionamiento orientada a estudiar modalidades económicas de reducir el impacto de los periodos de más pobre calidad de agua en los componentes del sistema. Ellos son:

AFGD: Acondicionador por Filtración Gruesa Descendente.
LFD : Lecho Filtrante Dinámico.
ASH : Acondicionador por Sedimentación Horizontal.
SHAP: Sedimentación Horizontal Acelerada con Placas.

Los criterios de diseño de estas unidades durante la primera fase se especifican en la Tabla 1 y sus esquemas se presentan en la Figura 3.

Consecuentemente con los resultados de la Fase I y con las perspectivas del Proyecto se hicieron ajustes al sistema de unidades de prueba, que se resumen a continuación, dando lugar a la ejecución de la Fase II del Proyecto.

TABLA 1. Parámetros de diseño de los acondicionadores y pretratamientos. Proyecto Pretratamientos. Unidades Piloto. Fase I.

ACONDICIONADORES			PRETRATAMIENTOS			
Tipo	Veloc. en Direc. del Flujo (m/h)	Lechos Filtrantes (mm)	Tipo	Caudal Promedio (l/s)	Lechos Filtrantes Longitud (m)	Rango de tamaño (mm)
AFBD	4.0	25 - 6	FGAS	0.50	2.40	2 - 25
ASH	22.5		FGAC	0.50	1.00	3 - 38
LFD	1.5	25 - 6	FGH	0.53	7.15	3 - 19
SHAP	14.0		FGDS	0.50	2 - 25	

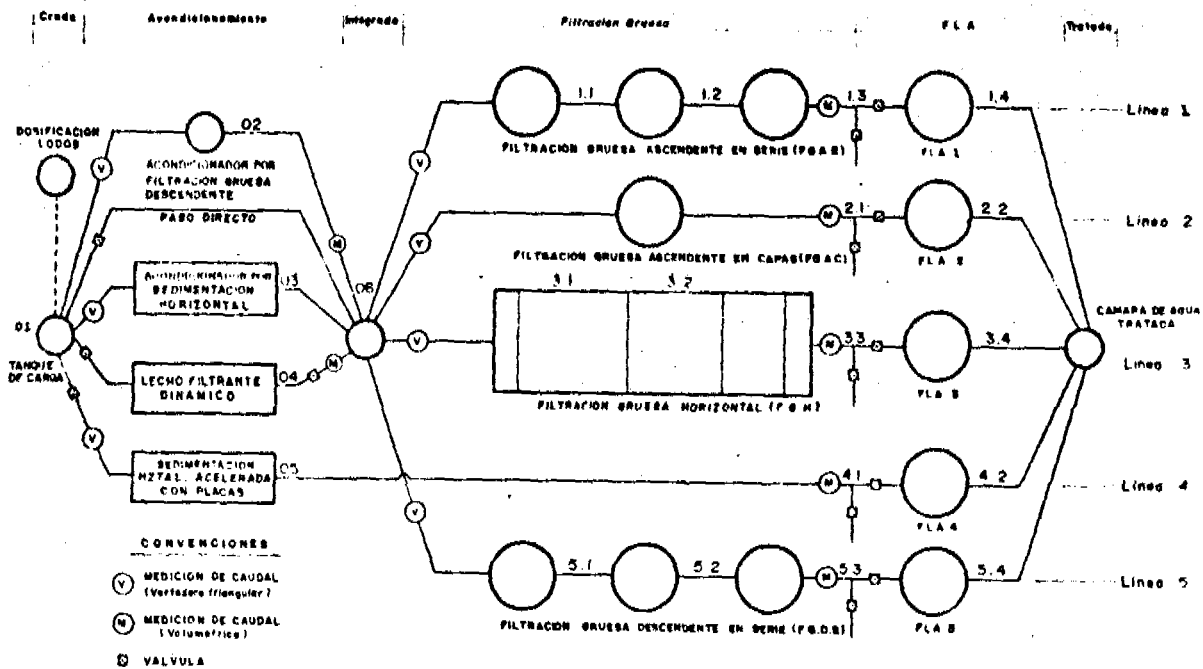


FIGURA 3. Diagrama de Flujo del Sistema de Unidades de Prueba de la Fase I del Proyecto PRETRATAMIENTOS. Estación de Investigación CINARA - Puerto Mallarino

i) Se decidió estudiar en la etapa de acondicionamiento la alternativa de lechos filtrantes dinámicos bajo diferentes velocidades de captación de agua.

ii) Procurando estudiar la alternativa de filtración gruesa horizontal bajo condiciones más comparables de longitudes útiles de filtración en grava, se adicionó una línea modificada de esta tecnología identificada como FGHM.

Las características de diseño de las Unidades del Sistema de Prueba durante la Fase II se especifican en la Tabla 2 y sus esquemas se presentan en la Figura 4.

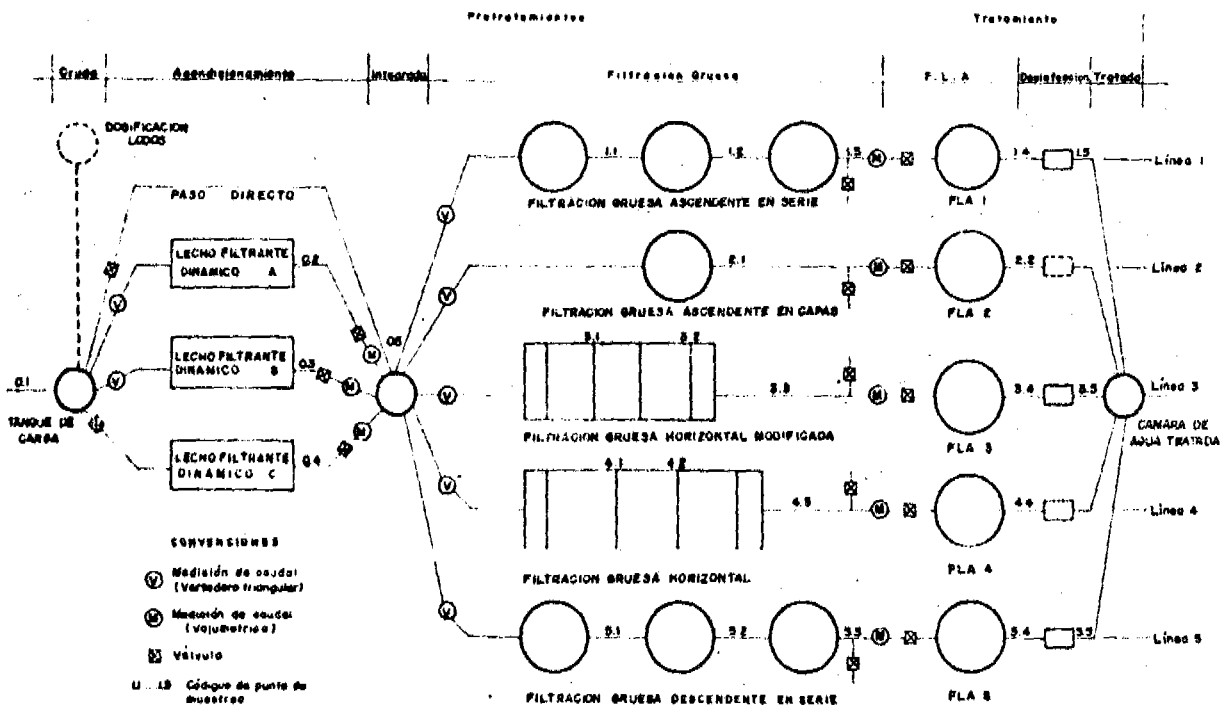


FIGURA 4. Diagrama de Flujo del Sistema de Unidades de Prueba de la Fase II del Proyecto PRETRATAMIENTOS. Estación de Investigación CINARA - Puerto Mallarino.

TABLA 2. Parámetros de diseño de los acondicionadores y pretratamiento. Proyecto Prtratamientos. Unidades Pilto. Fase II.

ACONDICIONADORES			PRETRATAMIENTOS ($V_f = 0.60 \text{ m/h}$)			
Tipo	V_f (m/h)	Lechos Filtrantes (mm)	Tipo	Caudal Prom.(l/s)	Lechos Filtrantes Long.(m)	Rango de tamaño (mm)
LFD-A	1.0	19 - 6	FGAS	0.26	4.30	1.6 - 25
			FGAC	0.26	1.55	1.6 - 25
LFD-B	1.5	19 - 6	FGHM	0.13	4.35	1.6 - 19
			FGH	0.13	7.15	1.6 - 19
LFD-C	2.0	19 - 6	FGDS	0.26	4.30	1.6 - 25

La conveniencia de centralizar la operación y el mantenimiento del alto número de unidades piloto, la ejecución de los frecuentes análisis de laboratorio, el procesamiento y análisis de los datos experimentales conjuntamente con el manejo de éste y otros proyectos semejantes, crea la necesidad de construir una infraestructura física de apoyo para disponer de laboratorios, computadores y de oficinas para el personal residente en el Proyecto.

Unidades a Escala Real

Aunque la metodología inicialmente propuesta para la realización del Proyecto no incluía el estudio de alternativas de pretratamiento a escala real, en la Fase II se consideró muy conveniente hacer un seguimiento sistemático a varias de estas plantas para complementar la información que se está obteniendo en la unidades piloto ubicadas en Puerto Mallarino.

La Figura 5 muestra la localización, en el Departamento del Valle del Cauca, de las unidades estudiadas, mientras que en la Tabla 3 se indican las características generales de estas unidades.

TABLA 3 Sistemas a escala real con unidades de pretratamiento y de filtración lenta seleccionados para seguimiento

NOMBRE DEL PROYECTO	CUENCA	CAPACIDAD (l/s)	MODALIDAD DE PRETRATAMIENTO	
			Acondicionamiento	Filtración Gruesa
El Retiro	Pance	9.10	Sedimentación Simple	Ascendente en capas
Cañas Gordas	Pance	10.00	Filtración Dinámica	Ascendente en serie. 2 etapas
U. Jayeriana	Pance	3.00	Filtración Dinámica	Horizontal
C. Británico	Pance	1.00	Filtración Dinámica	Ascendente en capas
La Marina	Morales	7.10	Desarenador	Ascendente en serie. 3 etapas
CIBER-Restrepo	Calima	0.70	Desarenador	Horizontal
Ceylán	Bugalagrande	10.25	Desarenador	Ascendente en serie. 2 etapas

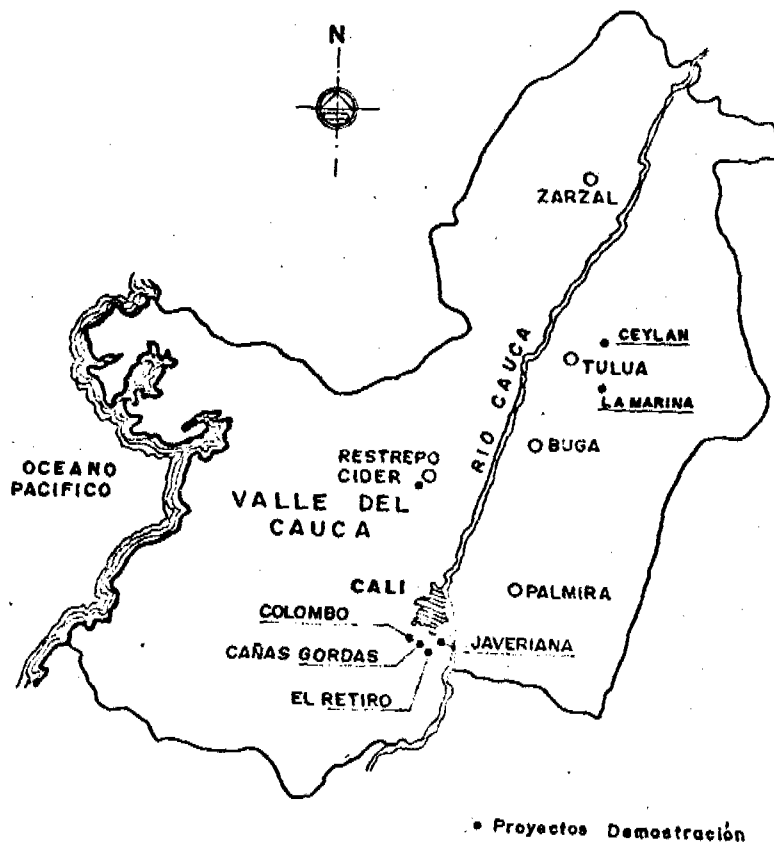


FIGURA 5. Localización de las unidades a escala real en el Valle geográfico del Río Cauca seleccionadas para ser evaluadas en el Proyecto Pretratamientos.

BIBLIOGRAFIA

1. CINARA, IRC. 1989. Folleto Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua.
2. CINARA, IRC. 1989. Proyecto Integrado de Investigación y Demostración en Filtración Lenta en Arena. Informe Final. Versión resumida.
3. CINARA, IRC. 1989. Pretreatment Methods for Community Water Supply. An overview of techniques and present experience.
4. CINARA, IRC. 1988. Reporte de Progreso del Proyecto Integrada de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua.

MANEJO DE INFORMACION. PROYECTO INTEGRADO DE INVESTIGACION Y DEMOSTRACION DE METODOS DE PRETRATAMIENTO

Alberto Galvis C ¹, Viviana Vargas F¹, Fabiola Berón C.¹.

RESUMEN

En este documento se presenta el método utilizado para el manejo de información en el Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua. Se muestra la generación de un sistema de información, desde la toma de la muestra, codificación de los sitios de muestreo, generación de formatos, diseño y programación de la base de datos, hasta el análisis estadístico de los datos recolectados.

INTRODUCCION

La organización, el manejo y la sistematización de los datos constituyen aspectos fundamentales dentro de un proyecto de investigación. En el Proyecto se ha diseñado un sistema de información el cual permite recopilar, organizar, sistematizar y procesar los datos de una manera ágil y confiable, facilitando la retroalimentación de la información en las futuras fases del Proyecto. Este proceso se desarrolla desde la toma de la muestra hasta el análisis estadístico de la información.

¹Profesionales Adscritos a CINARA

El manejo estadístico de los datos es otro de los aspectos importantes en una investigación. La estadística ofrece bases teóricas que permiten apoyar el desarrollo científico de la experimentación en este tipo de proyectos.

Uno de los objetivos del Proyecto es evaluar y comparar desde el punto de vista económico, físico-químico, bacteriológico e hidráulico, diferentes alternativas de pretratamientos. Para realizar las comparaciones a nivel estadístico se define un modelo de diseño de experimentos y para las evaluaciones se definen modelos de regresión.

El Proyecto en su primera fase evaluó cuatro sistemas de pretratamiento en medios gruesos con una velocidad de filtración de 0.6 m/h y en la segunda fase cinco sistemas de pretratamiento con una velocidad de 0.3 m/h. A continuación se describe las etapas seguidas para el manejo de información del Proyecto Pretratamientos en su estudio a escala piloto y a escala real.

RECOLECCION DE LA INFORMACION

Se codificó el sistema de experimentación por línea de tratamiento y dentro de cada línea por sitio de muestreo como se ilustra en la Figura 1 y la Figura 2, para la Fase I y la Fase II respectivamente. Los códigos significan lo siguiente:

Acondicionadores

AFGD : Filtración Gruesa Descendente
LFD : Lecho Filtrante Dinámico
ASH : Sedimentación Horizontal con Placas
SHAP : Sedimentación Horizontal con Placas
INT : Integrada

Línea 1

FGAS1 : Primera etapa Filtro Grueso Ascendente en Serie
FGAS2 : Segunda etapa Filtro Grueso Ascendente en Serie
FGAS3 : Tercera etapa Filtro Grueso Ascendente en Serie

Línea 2

FGAC : Filtro Grueso Ascendente en Capas

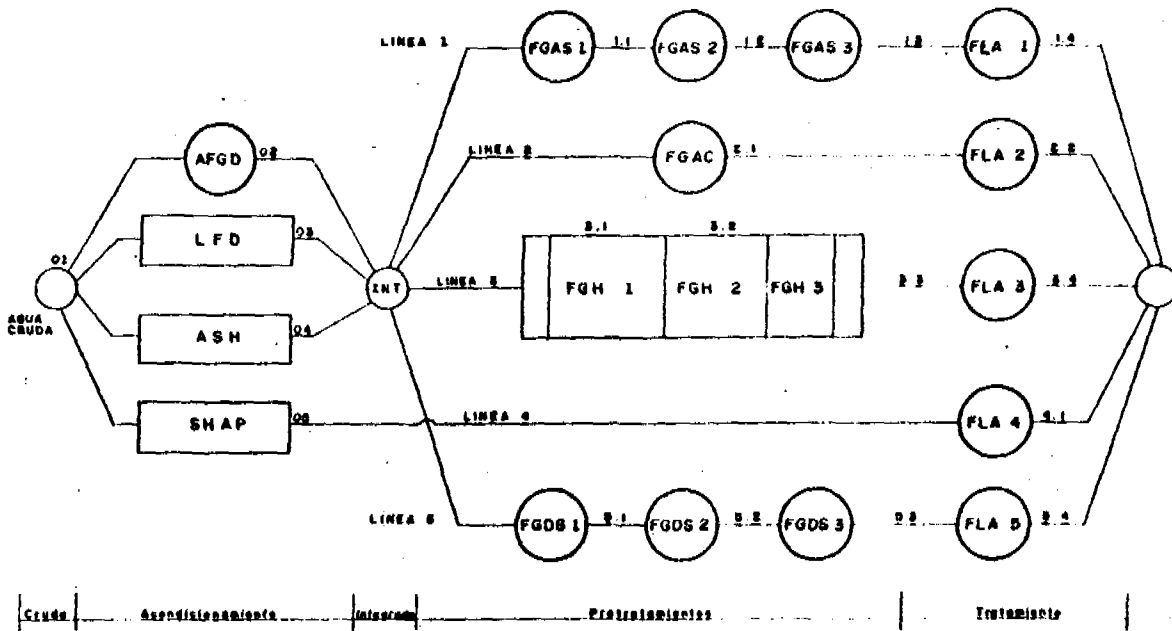


Figura 1 Codificación de los sitios de muestreo. - Proyecto Pretratamientos. Fase I.

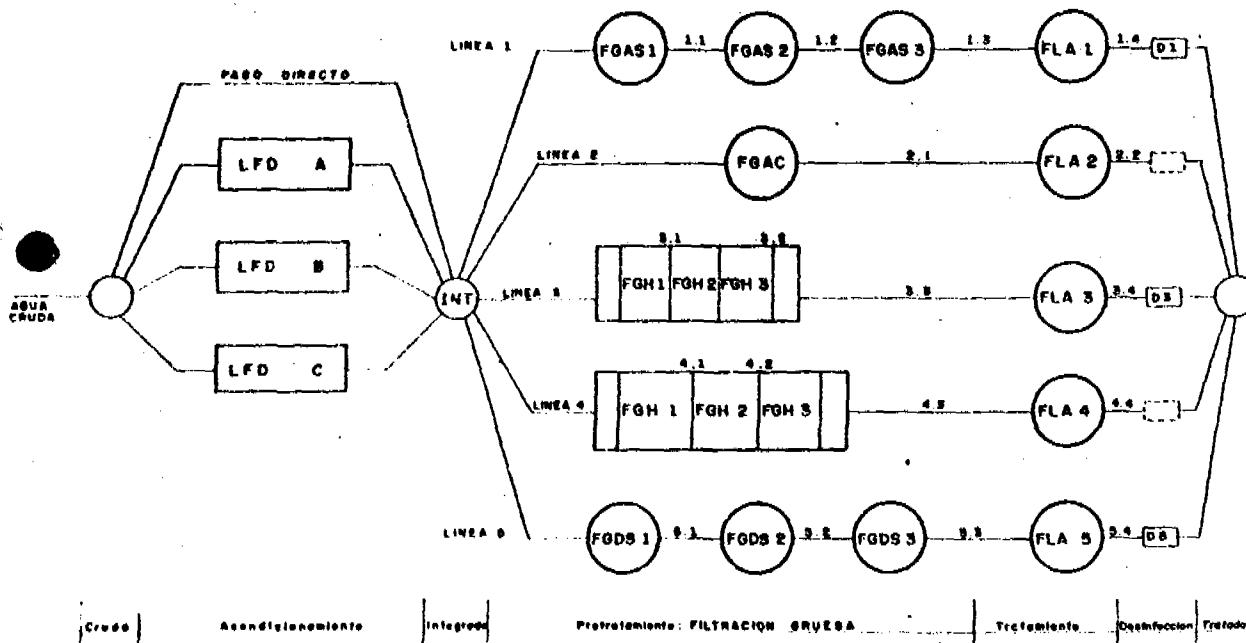


Figura 2 Codificación de los sitios de muestreo. Proyecto Pretratamientos. Fase II.

Linea 3 en la Fase II

FGHM1 : Primera etapa Filtro Grueso Horizontal Modificado
FGHM2 : Segunda etapa Filtro Grueso Horizontal Modificado
FGHM3 : Tercera etapa Filtro Grueso Horizontal Modificado

Linea 3 en la Fase I y Linea 4 en la Fase II

FGH1 : Primera etapa Filtro Grueso Horizontal
FGH2 : Segunda etapa Filtro Grueso Horizontal
FGH3 : Tercera etapa Filtro Grueso Horizontal

Linea 5

FGDS1 : Primera etapa Filtro Grueso Ascendente en Serie
FGDS2 : Segunda etapa Filtro Grueso Ascendente en Serie
FGDS3 : Tercera etapa Filtro Grueso Ascendente en Serie

Este sistema de codificación permite una fácil ubicación para el manejo y desarrollo del muestreo.

Para recolectar la información se diseñaron dos tipos de formatos previamente codificados; formato de muestreador y de laboratorio. El formato de muestreador contiene el sitio y la hora de toma de la muestra, además de algunas variables que pueden ser medidas en el mismo sitio de muestreo. El formato del laboratorio contiene el sitio, hora y las diferentes variables analizadas en la muestra.

La codificación está diseñada para que los formatos de muestreo y del laboratorio estén codificados y agilice la retroalimentación a los archivos de datos.

VARIABLES

Las variables pueden ser clasificadas de muchas maneras de acuerdo con el método de análisis de datos que se va a utilizar en una investigación. La clasificación depende de los objetivos a realizar en la investigación, en el presente estudio se utilizaron modelos de diseño de experimentos y de regresión y para trabajar estos modelos deben definirse variables de respuesta y factores de diseño.

Variables de Respuesta

Son las variables de mayor interés en el estudio y con las cuales se pretenden desarrollar los objetivos del experimento. También se les denomina variables dependientes. En este caso son; Turbiedad (UNT), Color Real (UPC), Sólidos Suspendidos (mg/l) y Coliformes Fecales (UFC/100ml). Estas variables fueron seleccionadas debido a su importancia en el control de la calidad de agua para consumo humano, por su fácil medición y su relativo bajo costo. Otras variables medidas en el experimento son; Filtrabilidad (ml/3min), Alcalinidad(mg/l), Dureza Total (mg/l CaCO₃), Oxígeno Disuelto (mg/l), Demanda Química de Oxígeno (mg/l), Estabilidad en Suspensión (mg/l), Sólidos Sedimentables (ml/l/h), Caudal (l/s), Temperatura (°C), pH (unidades), Estreptococos Fecales (UFC/100ml) y Perdida de Carga (cm).

Factor de Diseño

El factor de diseño es el tratamiento al cuál se le van a realizar las comparaciones, en un modelo estadístico de diseño de experimento. A las diferentes divisiones del factor se les denomina niveles.

El factor de diseño es el sistema de pretratamiento y cuenta con cuatro niveles para la Fase I:

- Filtración Gruesa Ascendente en Serie (FGAS).
- Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC).
- Filtración Gruesa Horizontal (FGH).
- Filtración Gruesa Descendente en Serie (FGDS).

Y con cinco niveles para la Fase II:

- Filtración Gruesa Ascendente en Serie (FGAS).
- Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC).
- Filtración Gruesa Horizontal Modificada(FGHM).
- Filtración Gruesa Horizontal (FGH).
- Filtración Gruesa Descendente en Serie (FGDS).

INSTRUMENTOS Y METODOS DE OBSERVACION

El muestreo se realizó por personal entrenado y calificado de CINARA. Se tomaron dos muestra de agua, una para el laboratorio físico-químico y otra para el laboratorio

bacteriológico, en los diferentes sitios de muestreo.

Los recipientes para la toma de muestras se rotularon con: fecha, hora y sitio de muestreo, de esta forma se tiene consistencia con la codificación existente y se evita posibles confusiones, debido a la cantidad de muestras que se analizan en cada uno de los laboratorios.

BASE DE DATOS

El sistema de bases de datos es una combinación de programas y archivos que se utilizan conjuntamente de manera integrada y coordinada, los cuales permiten recolectar un conjunto de datos mutuamente relacionados.

La construcción de la base de datos incluye la obtención de los datos, su codificación y captación.

Se crearon tres bases de datos; Plantas Piloto Fase I y II y Plantas de Demostración.

Las bases de datos de las plantas piloto se dividieron en cinco (5) archivos; cruda, acondicionada, integrada, pretratamiento y tratamiento. Estos items forman el archivo principal de la entrada a la base de datos y algunos presentan subdivisiones. La base de datos para la Fase I consta de veintiun (21) archivos y la de la Fase II consta de veintidos archivos (22), los archivos corresponden a los diferentes sitios de muestreo en la investigación, tal como se muestra en las Figura 3.

La base de datos para las plantas de demostración se divide en información de datos, información técnica y social. La base de datos consta de tres archivos; plantas del Norte, plantas del Sur y otras plantas. Las bases de datos técnica y social están en proceso de programación. El diagrama se presenta en la Figura 4.

En las bases de datos la información se organiza y se mantiene en una tabla compuesta por filas y columnas de tal forma que la información sea fácil de encontrar y procesar. Las filas en las bases de datos se llaman registros y las columnas campos.

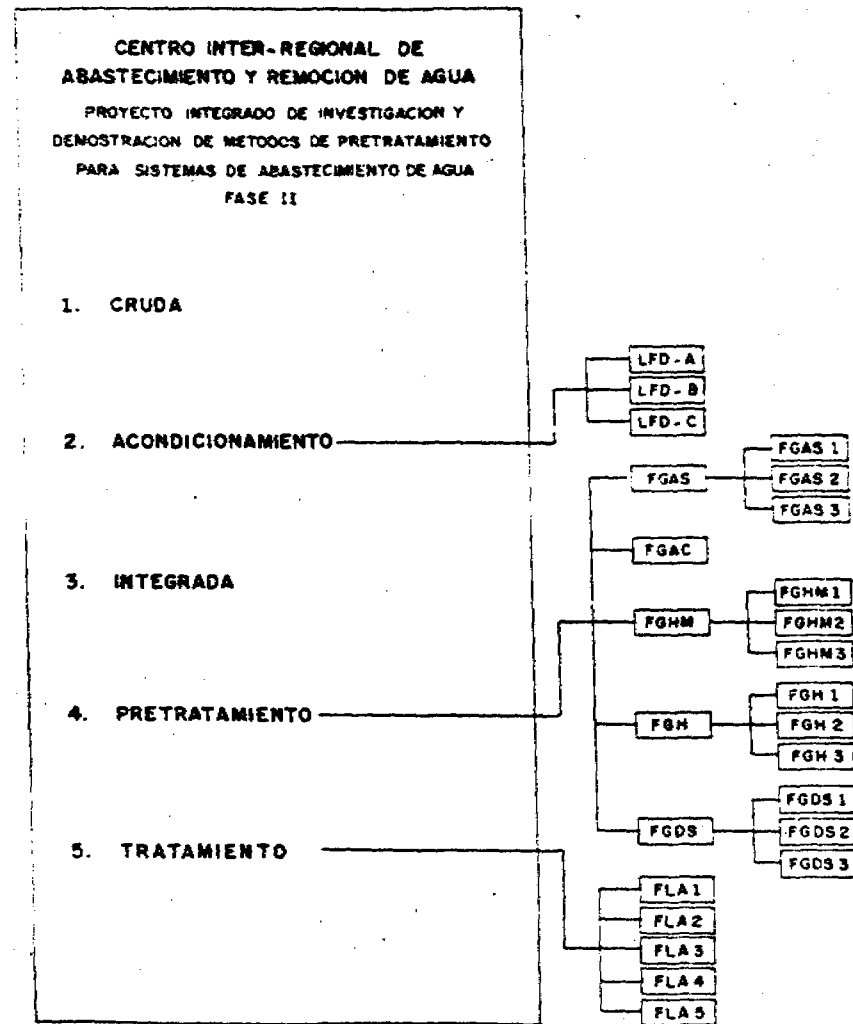
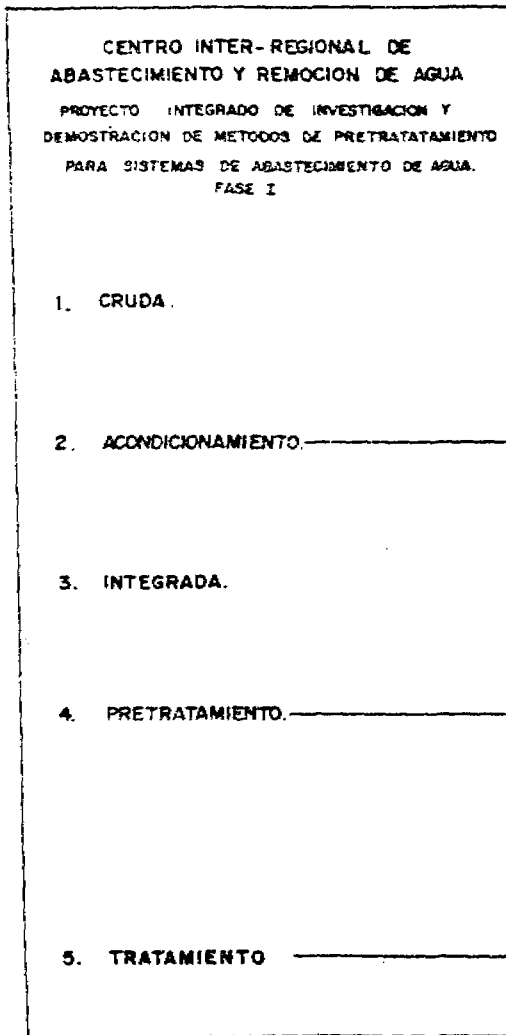


Figura 3. Esquema General de la Base de Datos. Proyecto Pretratamientos Fases I y II.

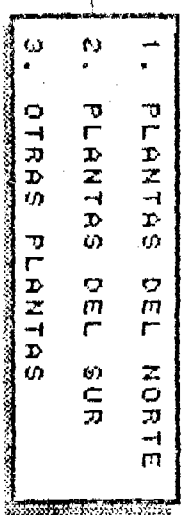
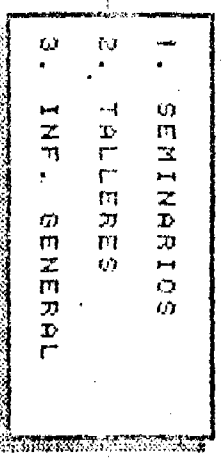
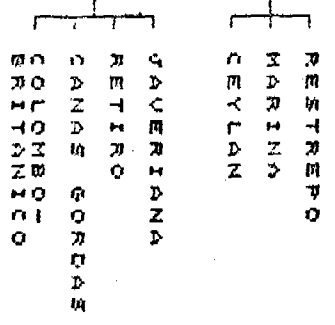
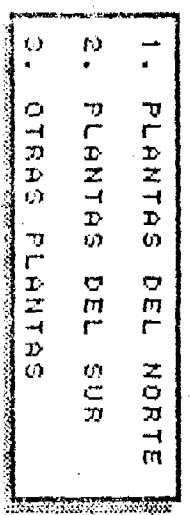
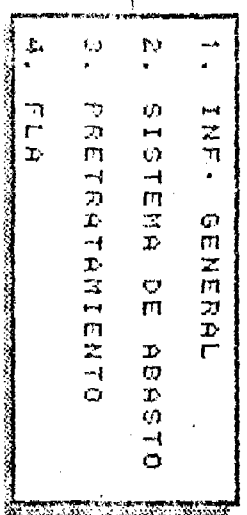
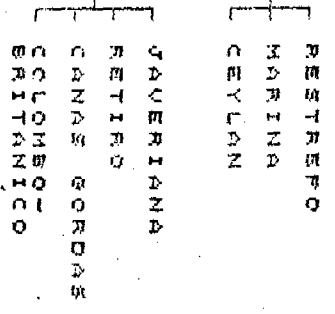
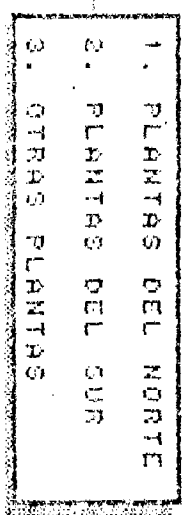
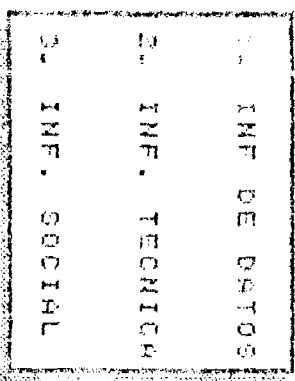


FIGURA 4. Esquema de Base de Datos para la Información a Nivel de Sistemas a Escala Real. Proyecto Pretratamientos.

El sistema de información planteado permite desarrollar las comparaciones y evaluaciones de interés en el experimento; agiliza la adición, modificación y consulta de registros.

Archivos.

Las bases de datos se programaron en el paquete integrado Symphony. Este paquete tiene ventajas útiles sobre algunos otros paquetes de diseño y estructura de base de datos. Permite diseñar bases de datos con alto grado de complejidad. Además existe la posibilidad de intercambiar información con otros programas, permite transferir archivos entre él y muchos de los programas más populares que están disponibles, en el mercado, para micro-computadores.

Symphony presenta buena gestión en el estado de base de datos, permite controlar y manipular la información almacenada en diferentes archivos de manera fácil y rápida. La entrada y recuperación de datos facilita el control de la información almacenada en la base de datos.

Esquema de un registro

Un registro es el conjunto de todas las variables medidas en el experimento en cada sitio de muestreo. El código de identificación de cada registro es la fecha y la hora en que se tomó la muestra.

Para facilitar el acceso y el procesamiento de los datos es necesario darle nombres cortos y apropiados a las variables que se miden en la investigación. En la Tabla 1. se presenta el esquema de un registro, la posición y código de cada variable.

TABLA 1 Esquema de un Registro de Datos, Posición y Código de la Variable. Proyecto Pretratamientos.

VARIABLE	REGISTRO	POSICION
Día de Operación	DO	1-5
Fecha	FECHA	6-15
Hora	HORA	16-28
Turbiedad	TU	29-35
Color Real	COR	36-42
pH	PH	43-49
Alcalinidad Total	ALC	50-56
Dureza Total	DUT	57-63
Oxígeno Disuelto	OD	63-69
Sólidos Suspendidos	SS	70-76
Sólidos Sedimentables	SED	77-83
Demanda Química de Oxígeno	DQO	84-90
Temperatura	TEM	91-97
Número de Carrera	NC	98-104
Pérdida de Carga	PC	105-111
Caudal	Q	112-118
Filtrabilidad	FL	119-125
Tiempo de Carrera	TC	126-132
Estreptococos Fecales	ESFE	133-139
Coliformes Fecales	COFE	140-146

FLUJO DE LA INFORMACION

El flujo de la información en la Investigación se desarrolló con base en el esquema que se ilustra en la Figura 5. Este flujo permite identificar el seguimiento de la información, desde la toma de la muestra hasta el reporte y análisis de los resultados obtenidos. Además permite tener responsabilidades definidas en cada área de trabajo de la investigación.

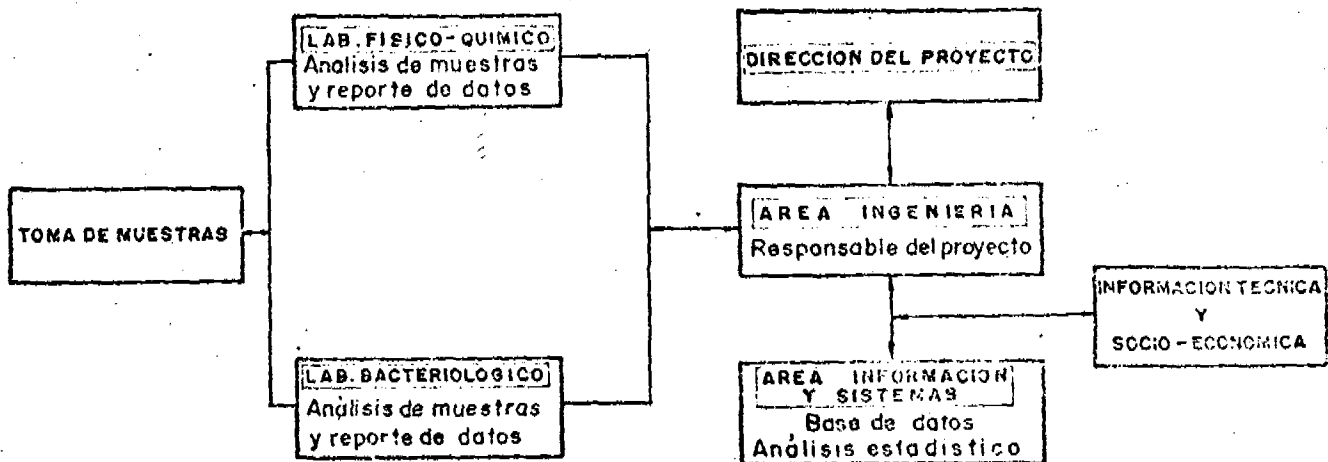


Figura 5 Flujo de Información. Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamientos

MANEJO ESTADISTICO DE LA INFORMACION

Diseño del Experimento

El diseño estadístico del experimento permite comparar los sistemas de Pretratamiento en diferentes variables considerando diferentes rangos de calidad de agua en el afluente. El modelo que se define en la presente investigación es el Modelo de Bloques al Azar con un Factor de diseño.

El factor de diseño es el sistema de pretratamiento y el factor de bloque se define como una sección completa de muestreo. El bloque absorbe la variación que se presenta en cada muestra tomada en el experimento, la variación se debe a que la calidad del agua de la fuente es un fenómeno aleatorio.

La hipótesis planteada con el modelo de diseño es :

- Existen diferencias promedios en los sistemas de pretratamiento

Esta prueba de hipótesis se realiza con la técnica del análisis de varianza, ANOVA. Si esta hipótesis se acepta es necesario realizar una jerarquización de los sistemas de pretratamiento mediante una prueba post-ANOVA, En este caso se emplea la prueba de Duncan debido a que el modelo es desbalanceado, es decir no existe el mismo número de datos en cada rango de calidad de agua para los sistemas de pretratamiento.

La prueba de hipótesis se realizó para diferentes rangos de calidad de agua. Por ejemplo para la variable turbiedad se analizan los siguientes rangos en el afluente.

rango 1 : 0 - 20 UNT
rango 2 : 20 - 35 UNT
rango 3 : 35 - 50 UNT
rango 4 : 50 -100 UNT
rango 5 : > 100 UNT

Con los datos experimentales obtenidos se acepta la hipótesis en cada rango, es decir, en promedio, los sistemas de pretratamiento son diferentes para las Fases I y II. El nivel de significancia de la prueba es de 0,1%. Por lo tanto es necesario aplicar una ordenación de los sistemas de pretratamiento en cada de turbiedad.

El análisis post-ANOVA para las Fases I y II, permite establecer en promedio cual es el mejor sistema de pretratamiento, considerando la variación presentada en los datos experimentales. En la Tabla 2 se presenta la ordenación de los sistemas de pretratamiento para las Fases I y II. Pretratamientos con igual letra no son significativamente diferentes. El nivel de significancia de la prueba es del 5%.

Modelo de Regresión

Para determinar el impacto de los sistemas de pretratamiento en el agua cruda, se definen modelos de regresión que permiten estimar y predecir la salida de los pretratamientos considerando un valor específico en el efluente. Se probaron dos tipos de modelos lineales de acuerdo a la tendencia de los datos, estos se presentan en las ecuaciones 1 y 2.

$$Y = a + bX + e \quad (1)$$

$$Y = aX^b + e \quad (2)$$

Tabla 2. Jerarquización de los Sistemas de Pretratamiento para las Fases I y II. Prueba de Post-Anova Nivel de Significancia del 5%.

RANGO PRETRATAMIENTO	0 - 20 FASE		20 - 35 FASE		35 - 50 FASE		50 - 100 FASE		> 100 FASE	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
FGAS	5.3 A	2.3 A	10.0 B	5.3 A	16.6 B	10.0 A	24.6 B	15.0 A	64.2 AB	22.8 A
FGAC	14.5 C	3.9 C	16.6 D	9.6 D	25.1 C	17.0 D	39.1 D	23.7 C	12.8 C	43.0 E
FGHM _(*)		4.2 D		10.3 E		17.8 D		24.4 C		38.0 D
FGH	5.7 AB	3.1 B	9.5 A	6.6 B	14.5 A	11.4 B	22.1 A	16.0 A	55.9 A	23.2 A
FGDS	6.1 B	3.2 B	11.7 C	7.5 C	17.2 B	12.9 C	27.2 C	19.0 B	69.2 B	30.7 C

(*) No se evaluó en la Fase I.

Donde :

Y : Variable dependiente aleatoria observable, correspondiente a la variable de respuesta en el efluente del pretratamiento.

X : Variable independiente aleatoria observable, correspondiente a la variable de respuesta en el afluente del pretratamiento.

a : Parámetro a estimar que representa el término de intersección con el eje Y.

b : Parámetro a estimar que representa la pendiente de la línea recta, esto es, la razón de cambio promedio de Y con cada unidad de cambio del valor de X

e : Variable aleatoria no observable correspondiente al término del error.

Las variables de respuesta son: Turbiedad(UNT), Color Real (UPC), Sólidos Suspendidos(mg/l) y Coliformes Fecales (UFC/100ml).

El modelo de mayor ajuste fue $Y = aX^b$. La estimación de los parámetros se realizó mediante la técnica de los mínimos cuadrados. En la Figura 6 se representan los modelos de regresión para la variable turbiedad en los diferentes sistemas de pretratamiento para la Fase I. En la Tabla 3 se definen las ecuaciones y el grado de ajuste, coeficiente de correlación, R^2 , en la variable turbiedad para los sistemas de pretratamientos.

Tabla 3 Modelo de regresión lineal para la variable turbiedad. Fase I. Proyecto Pretratamientos.

Pretratamiento	Modelo	R^2
FGAS	$Y = 0,4043X^{0,76027}$	83.53
FGAC	$Y = 0,7181X^{0,7462}$	92.19
FGH	$Y = 0,4148X^{0,7245}$	90.52
FGDS	$Y = 0,3883X^{0,7875}$	87.18

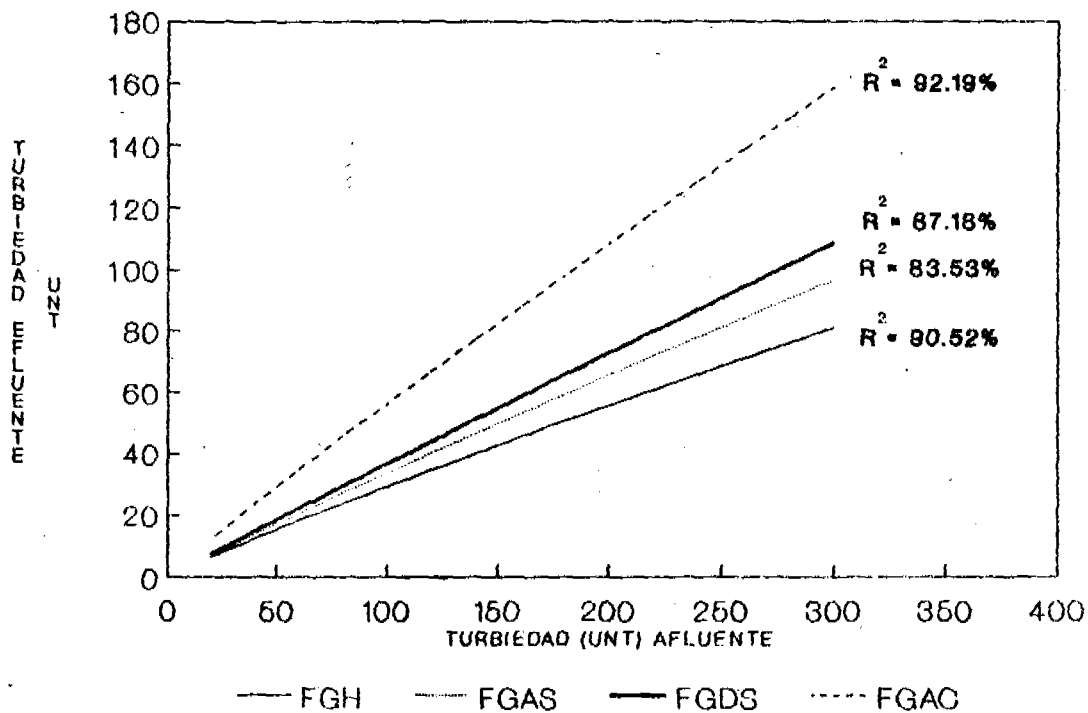


Figura 6 Modelos de regresión para la variable turbiedad(UNT). Fase I. Proyecto Pretratamientos.

CONSIDERACIONES GENERALES

El Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para sistemas de abastecimiento de agua involucra en su desarrollo muchas variables y la recopilación, organización y procesamiento de una gran cantidad de información, en el camino hacia el logro de los objetivos propuestos. Esta condición, inherente a este tipo de proyectos hace necesario utilizar, como apoyo al método científico, el enfoque de sistemas, y herramientas como la probabilidad, la estadística y la informática.

Estas herramientas permiten hacer el trabajo mas eficiente y reducir significativamente las posibilidades de error. Además, y lo que es más importante, presentan metodologías confiables para el manejo de la información facilitando la discusión y presentación de los datos y resultados. La probabilidad y la estadística posibilitan la validación de las hipótesis propuestas en la evaluación y comparación de las diferentes alternativas de pretratamiento en estudio.

BIBLIOGRAFIA

1. Baras, M. Edward. Symphony. Guía Avanzada. Osborne / McGraw-Hill. España 1987.
2. Baras, M. Edward. Symphony. Guía del Usuario. Osborne / McGraw-Hill. España 1986.
3. Chao, Lincoln L. Estadística para las ciencias administrativas, McGraw-Hill. México 1975.
4. CINARA, IRC. Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua.
5. Feldman, Duane L. Symphony. Trucos y Recursos. Red Editorial Iberoamericana. Andes Ltda. Bogotá D.E. Colombia 1987.
6. Miller, Irwin y Freund, John E. Probabilidad y Estadística para Ingenieros. Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A. México, 1985.
7. Serrano, Javier y Villegas, Margarita. Introducción a la Estadística. Editorial Universitaria de América Ltda. Bogotá. D.E. Colombia 1978.

VIGILANCIA Y CONTROL DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA. UNA HERRAMIENTA DE PLANIFICACION Y DESARROLLO

Jamie Bartam¹, Edgar Quiroga², Gerardo Galvis³

RESUMEN

Durante la decada internacional del agua potable y el saneamiento se comprobó la importancia de la vigilancia y el control de los servicios de abastecimiento de agua de consumo humano, como una herramienta esencial para detectar oportunamente sus deficiencias y limitaciones y aplicar así las medidas correctivas requeridas, posibilitando la planificación de las intervenciones e inversiones orientadas a su mejoramiento.

Algunos elementos conceptuales, que fueron propuestos y evaluados durante el decenio en países como Perú, Tailandia y con experiencias como la de Colombia, han posibilitado con su desarrollo, contribuir al mejoramiento de los servicios de suministro de agua de consumo humano. Entre los más importantes se pueden destacar:

a) La ampliación del concepto de evaluación que no solo implica la calidad del agua sino todos los parametros de la calidad del servicio que inciden en la salud pública;

b) El establecimiento del papel del ente vigilador con respecto al ente abastecedor, precisando claramente su relación y posibilitando su interacción y apoyo mutuo;

c) El desarrollo de sistemas estandarizados con recolección de datos que permiten su analisis global y faciliten la identificación y establecimiento de las prioridades de intervención e inversión en los sistemas de abastecimiento.

No obstante los logros alcanzados, aun puede mejorarse la metodología empleada para aumentar la eficacia y eficiencia en el seguimiento de los sistemas de abastecimiento de agua. Tres aspectos básicos se proponen, los cuales son complementarios y

¹ Jamie Bartram, Manager of Overseas Development, Robens Institute, University of Surrey, Guildford, Reino Unido.

² Edgar Quiroga R., Coordinador Sección Técnica CINARA. Profesor Universidad del Valle.

³ Gerardo Galvis C., Director CINARA. Profesor Universidad de Valle.

compatibles con las estrategias promovidas por la organización mundial de la salud en la época post-decenio. Ellos son:

a) Optimización del programa de vigilancia y control de los servicios de abastecimiento de agua, que con la activa participación comunitaria, sea una herramienta para priorizar las intervenciones e inversiones a nivel regional y posibilite la identificación de las acciones correctivas a adoptar a nivel comunitario.

b) La ampliación del concepto de vigilancia y control considerando de una manera integral el sistema de abastecimiento de agua, desde la cuenca hasta las redes de distribución, donde el usuario sea un apoyo esencial para garantizar el sostenimiento del mismo.

c) Considerar en el medio urbano, y en el en las zonas más prioritarias, siendo ellas principalmente las suburbanas.

ANTECEDENTES

Al terminar el decenio Internacional del agua potable y el saneamiento (1981-1991), las evaluaciones realizadas mostraron los progresos obtenidos en cuanto a los incrementos de cobertura, los cuales, no obstante ser altos, no alcanzaron las metas propuestas al principio de ese periodo (Naciones Unidas, 1990).

Sin embargo, en terminos absolutos el número de personas abastecidas se incremento sustancialmente. Como consecuencia logica aumento de igual manera la cantidad total de infraestructura sanitaria existente, mucha de ella recién construida.

Desafortunadamente, los pocos estudios realizados, muestran que una buena cantidad de esta infraestructura ya esta deteriorada o abandonada. Cairncross et al (1980), estimaban que cerca del 30 % de los sistemas de abastecimiento de agua, en países en desarrollo, no trabajaban bien. En Kenyá, McPherson et al (1984), encontraron que solo el 40 % de la población rural que se suponía recibía agua potable estaba bien servida.

En Colombia la dirección de saneamiento ambiental del ministerio de salud, informaba en la reunión del convenio Hipólito Uruá, celebrada en la ciudad de Manizales en octubre de 1985, que de una muestra de sistemas de abastecimiento evaluados, solo el 13% suministraba agua segura.

y de manera continua y el restante 87% eran obras inconclusas o con limitaciones en su operación, mantenimiento y administración. En 1988 una encuesta realizada por la misma entidad señalaba que el 53% de la población en Colombia, o sea 17.8 millones de personas consumían agua sin ningún tratamiento, de las cuales 7.5 millones correspondían a la zona urbana y 10.3 millones a la zona rural. (ACODAL, 1991)

Un conjunto de circunstancias han limitado el adecuado aprovechamiento de los sistemas de abastecimiento de agua. Errores de diseño, deficiencias en la construcción, ausencia de un programa de operación y mantenimiento, uso de tecnologías no aplicables a las condiciones locales o a la ausencia de una concepción integral del sistema, aunado a las limitaciones financieras y el aumento poblacional, han sido los principales aspectos detectados.

La superación de las limitaciones encontradas ha planteado la necesidad de enfrentar una serie de retos en la época post-decenio. Entre ellos pueden destacarse dos que están estrechamente ligados con las actividades de vigilancia y control de los servicios de abastecimiento de agua :

- Promover que los nuevos sistemas funcionen adecuadamente evitando el acelerado deterioro al cual han sido expuestos muchos de los sistemas existentes;
- Impulsar programas de recuperación y rehabilitación de la infraestructura deteriorada o cerca a deteriorarse.

Para lograr los anteriores objetivos se requiere promover la conceptualización global del sistema de abastecimiento, donde la acción interinstitucional e interdisciplinaria posibilite involucrar en el análisis los aspectos tanto técnicos como los económicos, sociales y culturales que juegan papel primordial para definir las estrategias y métodos que hagan de un proyecto una experiencia exitosa y no un fracaso y un desencanto para la comunidad.

SEGUIMIENTO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

El seguimiento de los sistemas de abastecimiento de agua involucra las actividades y responsabilidades de dos entes que deben ser diferentes : una actividad de seguimiento rutinario o control de calidad, la cual es responsabilidad del ente abastecedor; y otra actividad de vigilancia que es realizada por una agencia independiente que preferentemente debe tener por delegación del estado la responsabilidad de velar por la salud pública.

Esta división de responsabilidades, promovida y apoyada por la Organización Mundial de la Salud (OMS, 1985), ha sido en algunos casos confundida o no tenida en cuenta, por lo que la entidad vigiladora se ha convertido en juez y parte, limitandose así la potencialidad de su papel como ente de apoyo y el establecimiento de una relación positiva con la agencia abastecedora en el proceso de control y seguimiento de los sistemas. Es importante subrayar de que la existencia de estos dos niveles de responsabilidad no debe de ninguna manera, limitar un trabajo en equipo, de mutuo apoyo entre las agencias involucradas.

Otro aspecto a resaltar es que la vigilancia se ha enfocado considerando solo la variable de la calidad del agua, sin tener en cuenta otros factores del servicio que inciden en la salud pública. Según Lloyd, Pardón y Bartram (1987) son cinco los parámetros de seguimiento que deben considerarse en un programa de vigilancia de los servicios de abastecimiento de agua de consumo, los cuales se resumen en el Cuadro 1.

Cuadro 1

Parámetros de la Calidad de los Servicios de Abastecimiento de Agua de Consumo Humano.

Calidad	Apta para el consumo humano
Cantidad	Suficiente para fines domésticos
Cobertura	Abarcar el mayor número de la población
Continuidad	Disponible todo el día y todo el año
Costo	El mínimo necesario para el sostenimiento del sistema

Es importante señalar adicionalmente, que el parámetro calidad, no se mide exclusivamente a través de la realización de análisis fisicoquímicos y bacteriológicos. La calidad del agua, y en forma especial la calidad microbiológica tiende a variar amplia y rápidamente. Por lo tanto un análisis puntual no necesariamente provee de información más que al momento del muestreo.

Para poder superar este problema se emplea la inspección sanitaria. En la inspección se identifica el riesgo a que esta sometido el sistema de contaminarse, en lugar de simplemente detectar la contaminación una vez que haya ocurrido; así mismo el realizar la inspección sanitaria conjunta con la toma de muestras y los análisis facilita con sus resultados el establecimiento de las causas de la contaminación y la

adopción de las acciones correctivas requeridas. Adicionalmente, CINARA en Colombia esta recomendando la inclusión de un sexto criterio, capacidad de gestión, orientado a considerar si el nivel tecnológico y los requerimientos de operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua, estan al alcance del ente abastecedor.

EL PAPEL DE LA VIGILANCIA EN LA PLANIFICACION SECTORIAL

La recolección sistemática de los datos con métodos estandarizados posibilita que se analicen a un nivel central donde la oportunidad de contar con información actualizada puede orientar las decisiones a tomar. Estos datos no solamente se referirán a la calidad del agua, sino que involucrarán todos los cinco parámetros de servicio arriba señalados.

Este análisis de los datos es sumamente importante porque permite que el programa de vigilancia no sea simplemente un proceso de fiscalización orientado a identificar si se cumplen las normas y sancionar al culpable, sino que abre un espacio para que el ente vigilador juegue un papel positivo y creativo en la planificación sectorial. Dos ejemplos pueden señalarse en este sentido :

- La frecuencia en la ocurrencia de problemas relacionados tanto en la selección y uso de tecnologías como en su operación y mantenimiento, permite la identificación de fallas o errores recurrentes. Estos no se solucionan solamente con la aplicación de acciones correctivas a nivel local, sino que se debe prevenir su repetición con la intervención del nivel central, por ejemplo en la orientación de la capacitación, cambios en diseños estandares o modificación de estrategias.
- A un nivel 'regional' (por ejemplo departamental o distrital) la recolección semi-cuantitativa de datos estandarizados permite la clasificación de las comunidades según la prioridad en sus necesidades y facilita así el proceso de planificación de las acciones de mejoramiento a realizar. Esto último vuelve a ser especialmente importante en zonas donde existe una cantidad significativa de infraestructura deteriorada - es decir en la gran mayoría de los casos.

El conjunto de mecanismos a través de los cuales la vigilancia puede contribuir hacia el mejoramiento de los sistemas de abastecimiento de agua se resumen a continuación.

Definición de Prioridades Regionales

Es vital para la optimización de los recursos destinados al mejoramiento, que la selección de intervenciones a ser realizadas (que tipo de intervención, en que comunidades se realiza), sean hechas desde el punto de vista del impacto en la salud pública. Para ello es esencial que se cuente con los datos necesarios para definir las prioridades. La vigilancia produce información útil en este sentido y se han desarrollado esquemas de priorización con esta finalidad (Lloyd y Helmer, 1991). En este sentido también ha resultado útil el esquema de inventario a nivel de escritorio y de prediagnóstico rápido a nivel de terreno que CINARA viene desarrollando en el marco del proyecto de Transferencia de tecnología en Colombia (CINARA/IRC 1991)

Definición de Prioridades Nacionales

En la aplicación del programa de vigilancia, es muy común encontrar que hay problemas o deficiencias que ocurren con mucha frecuencia. Pueden ser de diverso tipo y requerir, por ejemplo, transferencia de tecnología, cambios en estrategias de capacitación (a cualquier nivel), iniciación de programas de rehabilitación o redefinición de estrategias de financiamiento sectorial o local.

Educación Sanitaria

No todos los problemas identificados en la aplicación de un programa de vigilancia son de ingeniería y obras, no todos se solucionan por las agencias abastecedoras y de construcción. La vigilancia también identifica, por ejemplo, problemas de abastecimiento privado, de recolección, transporte, tratamiento y almacenamiento casero. Las soluciones de muchos de estos problemas se logran a través de actividades educativas realizadas por la agencia responsable para la protección de la salud pública.

Aplicación de las Normas

En la mayoría de países hay leyes y normas relacionadas con el control de los sistemas de abastecimiento público del agua de consumo. Estas no solamente son referidas a la calidad del agua, sino que incluyen también los requerimientos mínimos para el tratamiento de agua y del residual mínimo de cloro en las redes de distribución; código de plomería, construcción y materiales; estipulaciones referidas a la continuidad del servicio, cobertura o volúmenes mínimos para fines domésticos; y mecanismos para el control y regulación de tarifas.

La agencia de vigilancia puede emplear la información que genera para evaluar el cumplimiento de las normas y códigos y tomar así las acciones de apoyo o de regulaciones donde sea apropiado. Debe tenerse en cuenta la factibilidad de realizar primero acciones correctivas antes de aplicar la norma, y desarrollar estrategias orientadas al mejoramiento progresivo, donde la participación comunitaria será un punto central de apoyo para garantizar su efectividad y sostenimiento en el tiempo.

ALGUNOS CASOS DEL EMPLEO DE LA VIGILANCIA COMO HERRAMIENTA DE PLANIFICACION

Peru

A partir de los años 60 en el Perú se realizó un programa del Ministerio de Salud para la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable en la zona rural. El programa ha tenido mucho éxito. Sin embargo, con la aplicación del programa de vigilancia se lograron precisar sus limitaciones. Este es un ejemplo de la contribución de la vigilancia al proceso de planificación. En el cuadro 3 se resumen algunos pasos importantes en el desarrollo del programa de agua potable en la zona rural en el Perú.

Cuadro 2

Pasos importantes del programa de agua potable en la zona rural del país.

de los años 60 a 1985	Construcción de una variedad de sistemas de abastecimiento a gravedad y por bombeo, y con o sin tratamiento.
	Carencia de sistemas eficientes de vigilancia o de seguimiento.
1985	Comienza el Programa de Vigilancia del Ministerio de Salud.
1986	Primer informe del Programa de Vigilancia resalta graves problemas en los sistemas rurales con tratamiento e identifica problemas con las plantas existentes.
	El ente constructor nacional suspende la construcción de plantas de tratamiento de agua para comunidades rurales.

Se ejecuta la construcción de una planta de demostración con tecnología adecuada a las condiciones de la zona rural peruana.

1987 El ente constructor reorienta la capacitación de sus ingenieros en las tecnologías de tratamiento de agua para pequeñas comunidades.

1988 Se inicia la rehabilitación de las plantas rurales y se incorpora tecnología adecuada en los nuevos sistemas de tratamiento.

Tailandia

En Tailandia, el gobierno a través del Ministerio de Salud asume la responsabilidad de la vigilancia de los sistemas de abastecimiento de agua. Después de realizado el proyecto piloto de Chiang Mai, se está aplicando la vigilancia en dos provincias. La recolección de datos se está coordinando a nivel nacional, provincial, distrital y sub-distrital. Recientemente, el inspector sanitario o promotor, se hace responsable de la vigilancia pero no se responsabiliza de efectuar acciones correctivas. Esta nueva circunstancia ha eliminado el conflicto que asumía el papel del inspector, donde se confundía su rol como orientador y apoyo en las acciones de mejoramiento a desarrollar.

Colombia

En Colombia, desde 1984, el grupo de trabajo hoy adscrito a CINARA, Centro Inter-Regional de Abastecimiento y Remoción de Agua, ha venido promoviendo la estructuración y realización del programa de vigilancia y control orientado a superar las limitaciones para el mejoramiento de la calidad del agua y posibilitar el cumplimiento de la reglamentación vigente. (Galvis C.G, y Duque M. R, 1984)

Sin embargo, diversas circunstancias impidieron que el programa se ejecutara con la dinámica y la coordinación inicialmente propuestas. Entre las más importantes están que en un período de cinco años hubo siete Ministros de salud y que dada la compleja estructura organizativa del sector, se limitara la coordinación ágil desde la provincia con instituciones del orden nacional. (Galvis C.G. y Visscher, J.T, 1987)

A pesar de ello, se realizó con el Servicio Seccional de Salud

y el Comité Departamental de Cafeteros del Valle del Cauca, un diagnóstico de la infraestructura sanitaria existente en el Departamento, en su zona de ladera, lo que orientó las acciones a realizar en la búsqueda de alternativas tecnológicas para su optimización y adecuado aprovechamiento.

Esto ha facilitado la planeación y la realización de proyectos de desarrollo y demostración de tecnologías como la filtración lenta en arena y el pretratamiento con filtración gruesa. Los resultados exitosos de estos proyectos son ahora herramientas para el mejoramiento de la calidad del agua en los asentamientos rurales y sub-urbanos del Valle del Cauca y de otros departamentos (Galvis, et al, 1991).

En el Departamento del Tolima, en la zona de desastre que generó en 1985 la erupción del Volcán Nevado del Ruiz, se realizó un proyecto preliminar de vigilancia y control de la infraestructura construida o rehabilitada después del desastre.

El proyecto, realizado durante dos años a partir de Enero de 1989, permitió identificar las principales deficiencias y limitaciones para el adecuado aprovechamiento de la infraestructura sanitaria construida o rehabilitada en la zona, y con su información se orientaron las acciones de mejoramiento a realizar, en las que la agencia de vigilancia a nivel regional cumplió un papel importante de apoyo a las entidades abastecedoras. (Quiroga et al, 1991)

EL PAPEL DE LA VIGILANCIA EN EL DESARROLLO .

Los desarrollos arriba señalados y los casos citados para ilustrar el valor del programa de vigilancia hacen referencia a un proceso de planificación central, el cual ha sido ajeno a la comunidad.

Sin embargo, la vigilancia, que es una actividad investigativa orientada a preservar la salud de las comunidades, no cumplirá a cabalidad su objetivo si únicamente se orienta a la toma de muestras y en la inspección sanitaria no se efectúan labores de consulta con la comunidad, ya que solamente esta actividad permitirá al técnico ampliar su visión más allá de la limitada información que suministra la lectura de un análisis de la calidad de agua.

Aunque el modelo de vigilancia que se ha desarrollado es algo mejor que el modelo tradicional, y a pesar que en algunos casos ha contribuido positivamente al desarrollo sectorial, también es cierto que este programa puede ser mejorado. Una conclusión clave de la reunión realizada en Nueva Delhi en 1990 (durante la cual se evaluó el

Decenio), es la necesidad de promover la participación comunitaria en los sistemas de abastecimiento de agua, como la única alternativa que posibilita garantizar su sostenimiento y adecuado funcionamiento.

En este sentido deben de considerarse dos aspectos que guardan estrecha relación con el programa de vigilancia :

- El fortalecimiento de la capacidad de participación comunitaria en el proceso de planificación y el manejo de su sistema de abastecimiento de agua potable. Esto puede realizarse promoviendo la toma de conciencia sobre el tema, la capacitación directa y especialmente a través de la participación en el seguimiento de su propio sistema de agua potable.
- La participación comunitaria en la vigilancia misma. Existe poca experiencia en este aspecto, pero los pocos reportes disponibles indican que con herramientas y técnicas adecuadas la comunidad puede jugar un papel importante en el seguimiento y mejoramiento de su sistema, y los beneficios directos se miden en cuanto a la reducción de costos en tiempo y transporte para los desplazamientos del funcionario del ente vigilador externo, los cuales pueden ser realizados con menos frecuencia; y en el mejoramiento de la calidad en los datos producidos. (CINARA/IDRC,1991; Young,1989)

Otros aspectos que deberán considerarse en el programa de vigilancia son :

- La estrecha relación que existe entre el deterioro ambiental y la cantidad y calidad del agua disponible para fines domésticos. Como resultado es imprescindible que se mejore el manejo de las cuencas y del recurso agua; así mismo que se aumente la eficiencia de los sistemas de abastecimiento (Cestti, 1989). Entonces, el futuro de la vigilancia de los sistemas de abastecimiento de agua potable está estrechamente vinculado con la vigilancia de las cuencas mismas. Al unir las dos actividades se vuelve más importante la participación comunitaria en ella, debido a que en el medio rural son los mismos usuarios de los sistemas quienes manejan los recursos tierra y agua o sea la cuenca de donde se deriva el agua de consumo.
- El acelerado proceso de urbanización sigue mundialmente. Las altas tasas de crecimiento de la población urbana, tanto por crecimiento demográfico como por la migración, se manifiestan en gran parte

a través de la tugurización y la tendencia a crear asentamientos humanos alrededor de las ciudades principales.

La planificación requiere de datos mínimos sobre las condiciones existentes para poder priorizar las acciones de mejoramiento a aplicar. Así mismo la participación comunitaria en el proceso de vigilancia estimulará a la comunidad para que participe en el proceso de planificación. Se requiere entonces promover y desarrollar un programa de vigilancia y control que de manera interinstitucional e interdisciplinaria posibilite con sus resultados el establecimiento de estrategias que garanticen efectivamente la existencia de poblaciones que trabajan por mejorar sus condiciones de vida.

REFERENCIAS

ACODAL (1991). "Propuesta para el desarrollo del sector de agua potable y saneamiento básico (SAPSB) 1991-2000. En Revista ACODAL, No 148. Cali- Colombia.

Bartram, J. (1990). Drinking Water Supply Surveillance ISBN 185237 0610 Robens Institute, University of Surrey. UK.

Cairncross, S., et al (1980) Evaluation for Village Water Supply Planning, International Reference Center for Community Water Supply and Sanitation, The Hague, Technical paper 15.

Cestti, R. (1989) Water Resources, Problems and Issues for the Water Supply and Sanitation Sector, The World bank, Washington DC. USA.

CINARA/IDRC (1991) Evaluation of Community - Managed Water Supply Systems. Research Report. Cali, Colombia.

Galvis G; Duque M, R. (1984) Programa Nacional de Calidad de Agua en el Departamento del Valle del Cauca. XXVII Congreso Nacional de ACODAL. Memorias. Barranquilla, Colombia.

Galvis G; Visscher, J.T. (1987) Participación y perspectivas de la Universidad del Valle en el desarrollo del proyecto en Filtración Lenta en Arena. En Filtración Lenta en Arena y Pretratamiento. IRC, UNIVALLE, Ministerio de Salud. Cali, Colombia.

Galvis G; Visscher, J.T y Lloyd, B., Overcoming water quality limitation with the Multi-Barrier concept. A case study from Colombia, slow sand filtration workshop newhampshire, AWWA, 1991.

Lloyd, B; Helmer, R. (1991) Surveillance of drinking Water Quality in Rural Areas ISBN 0 582 06330 2, Longmans, Harlow, UK.

Lloyd, B; Pardo, M; Bartram, J. (1987) The Development and Implementation of a Water Surveillance and Improvement Programme for Perú. Paper presented at the American Society of Civil Engineers International Conference on Resource Mobilisation for Drinking Water Supply and sanitation in Developing Nations, San Juan, Puerto Rico.

McPherson, H.J. et al (1984) Low Cost Appropriate Water Supply and Sanitation Technologies for Kenya. Report to the German Agency for Technical Cooperation. Ottawa, Canada.

OMS. (1985) Guías para la Calidad del Agua. Volumen 3. Ginebra, Suiza.

Quiroga R, E; et al.(1991) Evaluación de los Servicios de Abastecimiento de Agua en la Regional de Salud de Armero del Servicio de Salud del Tolima. En Revista "El Hombre y la Maquina" ISSN 0121-0777. Corporación Universitaria Autónoma de Occidente. Cali, Colombia.

United Nations. (1990) Global Consultation on safe water and sanitation for the 1990s. New Delhi, september 10-14.

Young, N. (1989) Nicaragua : Testing the Water from Village Wells to National Plan. London. CIIR. UK.

SOBREPONIENDOSE A LAS LIMITACIONES DE LA CALIDAD DEL AGUA CON EL CONCEPTO MULTI-BARRERA : UNA EXPERIENCIA DE COLOMBIA

Gerardo Galvis (1), Jan Teun Visscher (2), Barry Lloyd (3)

RESUMEN

La filtración lenta en arena se está reconociendo cada vez más como una excelente opción de tratamiento de agua. Sin embargo, su aplicación más extensa ha sido impedida porque la calidad del agua cruda existente en muchos sitios no permite el tratamiento directo mediante filtración lenta en arena. Este trabajo discute varias de estas limitaciones y presenta posibilidades para sobreponerse a ellas. Demuestra claramente que la aplicación del concepto de multi-barrera en el tratamiento de agua aumenta significativamente el potencial de la aplicación de la filtración lenta en arena. Este concepto también será de mucho beneficio para las comunidades receptoras, quienes afrontarán un riesgo sanitario más reducido, es menos probable que todas las barreras fallen al mismo tiempo. Se presenta una experiencia exitosa en la región andina de Colombia donde plantas de tratamiento de varias etapas, que incluyen filtración lenta en arena, operada por residentes locales, están produciendo agua de muy bajo riesgo sanitario.

INTRODUCCION

La filtración lenta en arena (FLA) está retomando su puesto, tanto en países industrializados como en desarrollo, como una tecnología de tratamiento sencilla, confiable y altamente eficiente, que no es sobrepasada por ningún otro proceso único de tratamiento. De hecho, el proceso de filtración lenta en arena es capaz de producir un efluente de baja turbiedad, libre de impurezas ofensivas, y aún más importante, virtualmente libre de entero-bacterias, entero-virus y quistes de protozoarios. Sin embargo, la filtración lenta en arena, FLA no es una panacea para resolver todos los problemas de calidad de agua bajo toda circunstancia. Se pueden distinguir dos situaciones principales en los cuales los filtros lentos de arena se encuentran con limitaciones:

- (1) CINARA. Centro Inter-regional de Abastecimiento y Reserción de Agua. Cali, Colombia.
- (2) IRC. International Water and Sanitation Centre, La Haya, Holanda.
- (3) ROBENS INSTITUTE. University of Surrey, Guildford, Inglaterra.

(i) Los niveles de sustancias perjudiciales en el agua cruda no pueden ser reducidos suficientemente por el sistema de filtración lenta en arena para producir un efluente que satisfaga los requisitos establecidos de calidad de agua potable.

(ii) El agua cruda contiene sustancias que reducen o inhiben el proceso de purificación en las unidades de filtración lenta en arena.

Eficiencia del Tratamiento

Los filtros lentos de arena tienen una alta eficiencia en la remoción de una amplia gama de sustancias, pero esto no implica que puedan remover todas las sustancias nocivas al grado requerido. La literatura cita un rango de eficiencias logradas por filtros lentos de arena para diferentes parámetros de calidad de agua (Tabla 1). Estas eficiencias normalmente han sido reportadas en unidades operadas con velocidades en el rango de 0.04 a 0.2 m/h y temperaturas superiores a 5 °C, con una profundidad de la capa de arena superior a 0.5m y con un tamaño efectivo entre 0.15 y 0.30 mm.

Tabla 1: Eficiencias típicas de tratamiento para Filtros Lentos de Arena (Ref: Bellamy et al, 1985; Ellis, 1985; Huck, 1987; Hrubec et al, 1991).

PARAMETRO	REDUCCION TIPICA
Entero-bacterias	90-99.99% o aún mayor, sin embargo, la eficiencia de remoción de Coliformes es reducida bajo condiciones de temperaturas bajas, aumento en la velocidad de filtración, uso de arena gruesa, poca profundidad del lecho de arena, concentración reducida del contaminante y justo después de la remoción de la membrana biológica.
Cercarias de esquistosoma	Remoción virtualmente completa
Quistes de protozoarios	99 - 99.99 % aún después del filtro.
Turbiedad	Generalmente reducida a menos de 1 UNT
Color	30-90% siendo 30% la eficiencia más usualmente reportada.
Materia Orgánica	DOC 30-70%; COD 15-30%. Materia orgánica tal como ácidos húmicos, detergentes, fenoles, y algunos pesticidas y herbicidas pueden ser removidos desde 50 hasta más de 99%
Hierro, Manganeseo	Pueden ser significativamente removidos.
Metales pesados	30-90% o aún más

Las eficiencias indicadas en la Tabla 1, sin embargo no pueden ser generalizadas totalmente porque depende de las sustancias en el agua. Por ejemplo, si la turbiedad está compuesta primordialmente de material coloidal y partículas muy pequeñas por debajo de 0.5 μm , como es el caso de algunas cuencas arcillosas, las eficiencias de remoción pueden estar en el rango de 0 a 40% con turbiedades del agua cruda por debajo de 10 UNT (Bellamy et al, 1985). Este estudio, sin embargo, también muestra que un incremento de la actividad biológica dentro del lecho de arena definitivamente contribuye a mejorar la remoción de este tipo de turbiedad.

Aún si se pueden obtener altas eficiencias de remoción, frecuentemente la filtración lenta en arena por sí sola no puede producir un efluente que cumpla consistentemente los requisitos de calidad de agua potable establecidos. Las fuentes de agua cruda en muchos sitios, tanto de países industrializados como en vías de desarrollo, se hallan tan deterioradas que se requiere de una combinación de procesos de tratamiento para cumplir con estos requisitos. En Europa y Estados Unidos definitivamente se requieren sistemas de tratamiento de varias etapas para cumplir con los criterios cada vez más exigentes de calidad de agua que allí se tienen. La Tabla 2 da una visión de los requisitos en los EE.UU. y claramente muestra que con el avance de los conocimientos y de la capacidad de operación y mantenimiento y sostenimiento en el tiempo, los requisitos más estrictos se han venido estableciendo sólo en las últimas tres décadas.

Tabla 2: Visión de las normas para turbiedad del agua potable en los EE.UU, (Logsdon, 1982; Lloyd, 1991).

PERIODO DE TIEMPO	TURBIEDAD MAXIMA PERMISIBLE
Antes de 1962	10.0 UNT
1962 a 1976	5.0 UNT
1976 a 1988	1.0 UNT
1989* al presente	Filtración lenta en arena 1.0 UNT. Filtración rápida 0.5 UNT

* Las normas de 1989 indican que en ningún momento la turbiedad puede exceder 5 UNT y debe estar bajo los límites de turbiedad en el 95% de las muestra tomadas.

Es de esperarse que con el aumento en la contaminación de las aguas superficiales y con el desarrollo de mejores posibilidades de tratamiento, los países menos desarrollados también establecerán gradualmente normas más rígidas. Sin embargo, no es muy probable que esto ocurra en el futuro cercano debido a las condiciones económicas prevalentes y a la falta de sistemas de control y vigilancia apropiados. Aún así, es importante apuntar a niveles más exigentes de calidad siempre que éstos guarden

armonía con las condiciones locales, aunque esto no se indique específicamente en las normas nacionales.

La Figura 1 da una ilustración de la calidad del agua cruda en términos de recuento de coliformes fecales en tres ríos diferentes de la región andina de Colombia. Con el alto recuento de los coliformes fecales en los Ríos Cauca (Puerto Mallarino) y la derivación del Colombo en la cuenca del Río Pance sería necesario depender fuertemente del proceso de desinfección, aunque se logran eficiencias de remoción del 99% en unidades de filtración lenta en arena. Sin embargo, se ha mostrado que la desinfección es una etapa de tratamiento muy sensitiva que frecuentemente falla debido a diseño equivocado, operación pobre o suministro de químicos poco confiables.

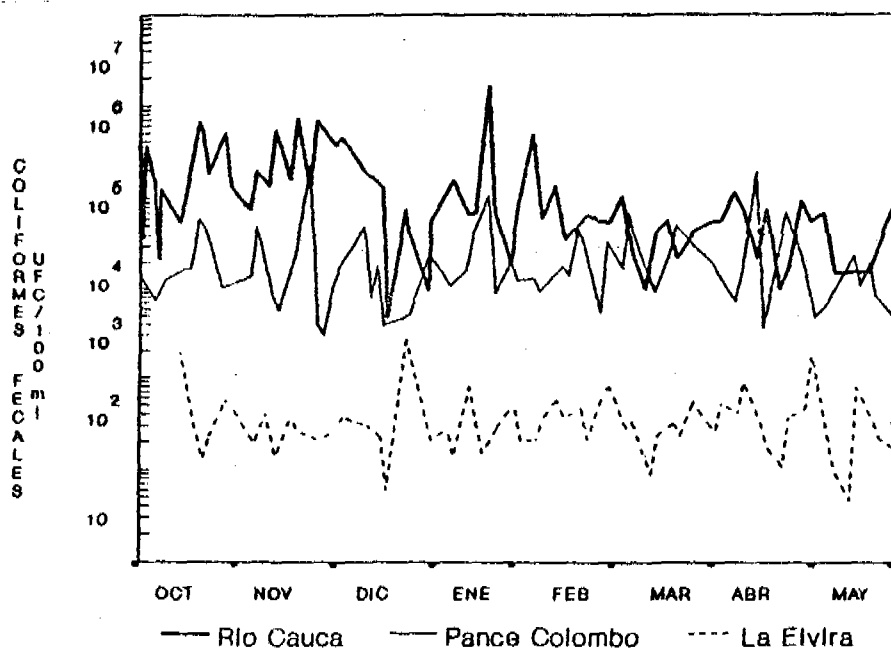


Figura 1: Recuento de coliformes fecales (UFC/100 ml.) en tres ríos del valle geográfico del Río Cauca en los Andes Colombianos. (Período de muestreo Octubre 90 - Mayo 91).

Condiciones que reducen la eficiencia del proceso

Diversas circunstancias pueden interferir con los procesos de filtración y purificación de manera que no se puedan lograr eficiencias normales, como por ejemplo que exista un periodo de tiempo demasiado corto entre raspados subsiguientes del filtro lo cual una maduración adecuada de la membrana biológica de las unidades. Entre las principales condiciones inhibitorias pueden citarse : bajas temperaturas, altas turbiedades y florecimientos de algas.

Bajas temperaturas

La eficiencia de los FLA puede ser reducida para algunos parámetros cuando operan a bajas temperaturas. Huisman (1974) reporta que la remoción de E Coli se reduce de un 99% logrado normalmente a 20 °C a un 50% a 2 °C. Esta conclusión también es apoyada por los hallazgos de (Toms et al, 1988) según los cuales filtros operando a 0.3 m/h a temperaturas menores de 4 °C no pudieron producir un filtrado con recuentos de coliformes fecales inferiores a 50 UFC/100 ml. La estrategia seguida en Holanda y Suiza para hacer frente a las bajas temperaturas consiste en techar los filtros. El aplicar una menor velocidad de filtración también puede ser una forma de enfrentar las bajas temperaturas, como puede desprenderse de la información presentada por Toms, la cual indica que antes de optimizar las plantas de Londres, operaban a velocidades de filtración menores de 0.20 m/h produciendo usualmente un filtrado con menos de 10 UFC/100 ml, aún a temperaturas bajas.

Turbiedad

Las limitaciones de los filtros lentos de arena para sobreponerse a niveles altos de turbiedad es bien reconocida y documentada. Esto es la principal razón para el uso limitado de la filtración lenta en arena en los EE.UU., lo cual estimuló el desarrollo y el aprovechamiento de la tecnología de filtración rápida. (Bellamy, 1995; Cleasby, 1984). Para la filtración lenta en arena, la turbiedad del agua cruda no debe ser mayor a 10 UNT por periodos prolongados de tiempo, aunque ocasionalmente se puede tratar picos más altos (50 a 120 UNT) en las unidades de filtración sin que ello implique mayores dificultades. Sin embargo, aún estos picos cortos pueden afectar el gran número de depredadores de bacterias presentes en el lecho de arena y de esa forma reducir su capacidad de remover bacterias peligrosas (Lloyd, 1973). La Figura 2 presenta información sobre los niveles de turbiedad para los mismos tres ríos colombianos indicados en la Figura 1. En cuanto a la turbiedad, sólo La Elvira podría ser tratada directamente por filtración lenta en arena. Este definitivamente no sería el caso del Río Cauca, el cual tuvo niveles de sólidos suspendidos entre 20 y 4200 mg/l con un promedio de 212 mg/l durante el período comprendido entre Enero y Septiembre de 1990.

Para obtener mejores y más correctas valoraciones de problemas potenciales se podría usar como referencia los sólidos suspendidos en combinación con una indicación de la distribución de los tamaños de las partículas. Sin embargo, estos datos son más difíciles de obtener y requieren de mayor. Ya que los valores de turbiedad se reportan generalmente en la literatura y pueden ser fácilmente medidos por operadores con baja escolaridad, debidamente entrenados, usando equipo simplificado, tal como se demostró en Colombia (Visscher, 1990; CINARA/IDRC, 1991), la turbiedad seguirá siendo un indicador importante.

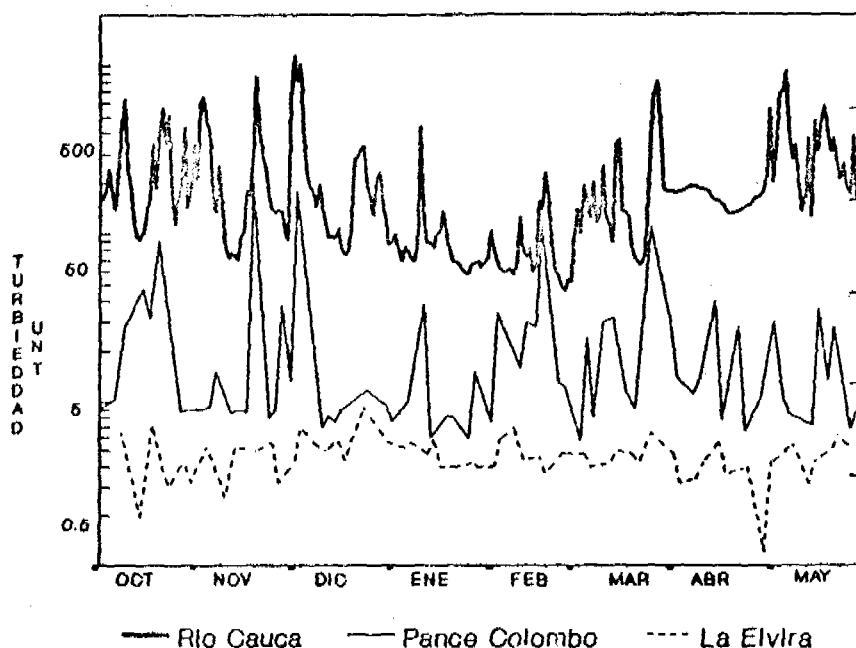


Figura 2: Niveles de turbiedad (UNT) para tres ríos andinos Colombianos del valle geográfico del Río Cauca, la derivación Colombo del Río Pance y La Elvira quedan en las laderas del valle. (Periodo de muestreo Oct. 1990 - Mayo 1991)

Crecimiento de Algas

Las algas pueden crecer en los ríos, lagos o reservorios de almacenamiento de los cuales se lleva el agua a los filtros lentos de arena. Las algas también están presentes en la membrana biológica, y usualmente, en pequeñas cantidades, son consideradas como benéficas para el funcionamiento de los filtros. Las algas son mayormente retenidas por los filtros lentos de arena, pero traspasos ocasionales de algas unicelulares son reportados en la literatura (Toms and Bayley, 1988). Bajo ciertas condiciones, particularmente relacionadas a la disponibilidad de luz y sales nutrientes, tales como nitratos y fosfatos, se pueden desarrollar crecimientos ocasionales de algas. Estos crecimientos de algas pueden crear problemas severos tales como: bloqueo prematuro de los filtros, producción de sabor y olor, aumento en la concentración de productos orgánicos solubles y biodegradables en el agua, aumento en las dificultades asociadas con la precipitación de carbonato de calcio, y el desarrollo de condiciones anaeróbicas (Ellis, 1985).

Las carreras de los filtros pueden ser reducidas a una sexta parte del periodo normal por el crecimiento de algas, aún en el moderado clima Británico (Ives, 1957). Durante la actividad fotosintética, las algas pueden reducir la capacidad tampon natural del agua, y el pH puede aumentar considerablemente, aún

por encima de 10 o 11 unidades, y como consecuencia, se precipitarán hidróxidos de magnesio y calcio sobre los granos de arena (Ives, 1957). Este efecto o bien aumentará el bloqueo de los lechos o el tamaño efectivo de la arena. Lo primero afecta la operación del filtro, mientras que lo segundo puede alterar la eficiencia del proceso de filtración.

Superar las limitaciones creadas por las algas puede ser complejo e incluir la reducción del contenido de nutrientes en el agua cruda o la creación de un sistema de almacenamiento de reservorios profundos en los cuales se pueden controlar las algas mediante la exclusión de la luz, como es el caso de Holanda. El aumento en el contenido de algas también ha sido la principal razón para la adopción de filtración rápida en arena previa a los filtros lentos en varias plantas de Londres (Ridley, 1967).

ENFRENTANDO LAS LIMITACIONES

En 1984 se obtuvieron los primeros indicios sobre las características de las aguas crudas de los ríos y quebradas en la región del Valle del Cauca en Colombia (Figura 3), como parte de las investigaciones desarrolladas en el proyecto integrado de investigación y demostración de la filtración lenta en arena.

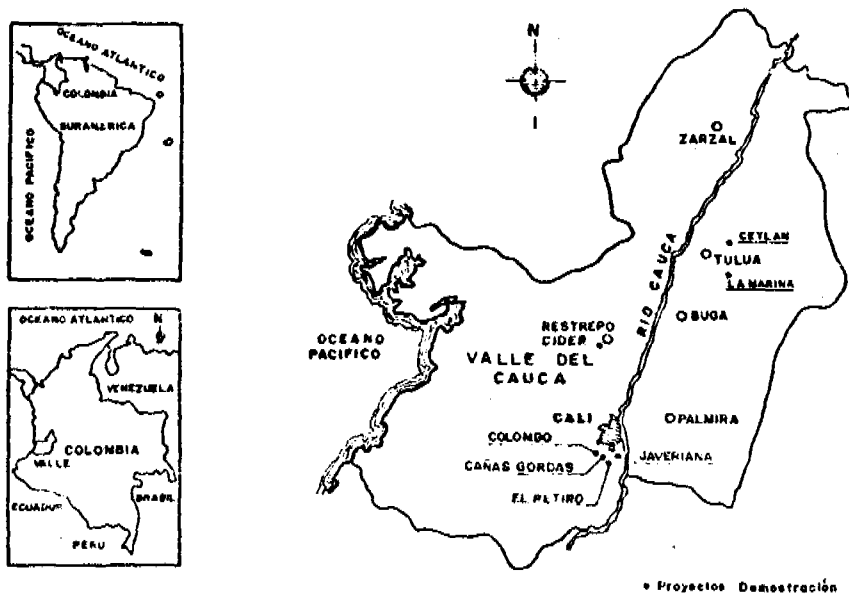


Figura 3: Localización del Departamento del Valle del Cauca y de siete de los sistemas de abastecimiento que incluyen tratamiento con unidades de FLA.

En esta primera experiencia se logró distinguir dos tipos de fuentes: los ríos y quebradas de ladera y los grandes ríos de valle. Los ríos y quebradas de ladera reciben agua de cuencas relativamente pequeñas, muchas de las cuales enfrentan problemas de erosión. Esta es la primordial razón por la cual la calidad del agua muestra picos cortos pero con altas concentraciones de turbiedad cuando llueve. Los grandes ríos de valle reciben agua de quebradas y ríos de ladera y aguas servidas sin tratamiento ciudades intermedias y grandes, y por consiguiente tienen mayores niveles de contaminación pero una respuesta más lenta a las lluvias. De los primeros resultados se concluyó que los filtros lentos de arena por sí solos no podían manejar continuamente los niveles prevalentes de turbiedad y de recuentos de coliformes fecales, en ambos tipos de ríos.

Por consiguiente, se decidió establecer a escala piloto con diferentes técnicas de pretratamiento para mejorar la calidad del agua antes de pasarla por los filtros lentos de arena. Los resultados fueron muy promisorios porque los sistemas de pretratamiento removieron una parte considerable de los sólidos suspendidos, redujeron los recuentos de coliformes fecales y aún los niveles verdaderos de color real (Galvis, 1987).

La construcción subsiguiente de plantas a escala real confirmó el desempeño de los sistemas de pretratamiento y de los filtros lentos de arena. Los sistemas así construidos encajan perfectamente con el concepto multi-barrera, el cual tiene una larga historia y ha evolucionado de la práctica y de las experiencias en tratamiento de suministros de agua (Craun, 1988). Según este concepto, se debe tener más de una etapa de tratamiento para producir agua segura para consumo. Juntas, estas etapas remueven progresivamente los contaminantes del agua cruda y consistentemente producen agua potable segura y saludable. Idealmente, se debe obtener agua de bajo riesgo sanitario antes de la etapa final de tratamiento, la cual podría entonces ser considerada una barrera de seguridad (adaptado de Lloyd, 1974). La aplicación de cloro o de otro desinfectante normalmente es la última línea de defensa o la barrera final. Para que la desinfección sea una barrera de seguridad efectiva, las barreras previas deben eliminar virtualmente los micro organismos patógenos y las sustancias que puedan interferirla, de tal forma que la desinfección terminal, con dosis bajas y constantes de baja dosificación sea una protección eficiente, en sitios donde pueda ser aplicada continua y correctamente.

El concepto multi-barrera permite utilizar plenamente el gran potencial de la tecnología de filtración lenta en arena. Ayuda a sobreponerse a muchas de las limitaciones anteriores y a llegar a límites adecuados de requisitos de calidad de agua potable. No es un concepto nuevo como puede verse en el caso de dos importantes ciudades europeas, pero su verdadero potencial parece haber sido subestimado.

El caso de Londres

La filtración lenta en arena para suministros de agua potable en el sur de Gran Bretaña data desde 1829, y en 1852 se convirtió en un requisito legal para toda el agua proveniente de fuentes superficiales de Londres. Para comienzos de este siglo, la filtración lenta en arena era aceptada como una barrera vital en el aprovisionamiento de agua potable. Unos pocos años más tarde, se entendió el potencial del almacenamiento con largos periodos de retención y la clorinación estaba disponible como una barrera de seguridad adicional. Por sí misma, cada una de estas etapas fue fundamental en contribuir al mejoramiento de la calidad de agua. Sin embargo, la proliferación de algas en los reservorios y el aumento en las cargas de sólidos suspendidos gradualmente empezó a crear problemas de colmatación en los filtros lentos de arena. Este problema fue superado cuando la Metropolitan Water Board introdujo su primer filtro rápido de arena a gravedad en 1923 (Ridley, 1967). Con sólo modificaciones menores, este sistema de doble filtración en arena aún se usa. El mejoramiento microbiológico gradual en cada paso de este tratamiento en cuatro etapas se ilustra en la Figura 4.

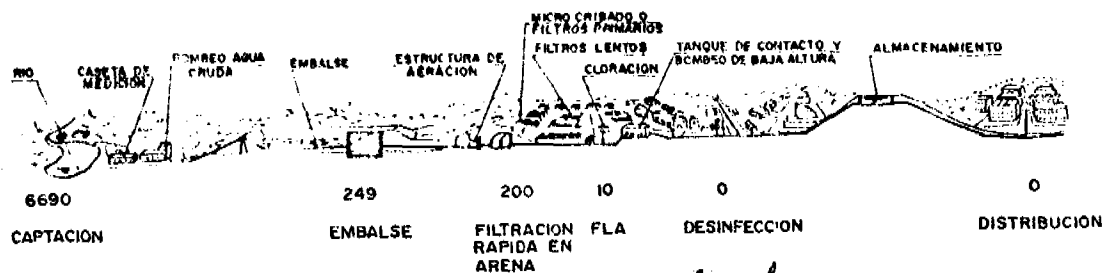


Figura 4: Remoción de coliformes fecales por medio de las diferentes etapas de tratamiento en una planta típica de tratamiento de Londres (Metropolitan Water Board Reports, 1961-1970).

Los filtros lentos de Londres se operan usando agua del Támesis. Los niveles de amoníaco en el efluente del FLA tienen valores típicos de 0.1 mg/l y los niveles de COT de 4 a 6 mg/l en el afluente son reducidos a 2 a 4 mg/l. Los periodos de operación de los filtros lentos de arena están siendo determinados por mediciones de carbono orgánico no disuelto, clorofil-a y recuentos de coliformes (Huck, 1987 ; Toms, 1988). La Thames Water Authority ha aumentado el ritmo de sus investigaciones para optimizar aún más el desempeño de los filtros incluyendo factores tales como: el efecto de eliminar radiación solar sobre los lechos, la ozonización y el uso de telas filtrantes.

El Caso de Zurich

En Zurich, la primer planta para el tratamiento de agua usando filtración lenta en arena se puso en operación en 1871. Gradualmente, debido a mayores requisitos operacionales producidos por el deterioro de la calidad del agua y a la introducción de estándares de calidad de agua más estrictos, particularmente en lo relacionado a menores niveles permisibles en sustancias orgánicas, se agregaron otros procesos, y en 1975 el filtro lento de arena se convirtió en el séptimo de un sistema de ocho etapas comprendido por: pre-oxidación en los colectores del agua del lago, floculación, ajuste de pH, filtración rápida en arena, tratamiento con ozono, filtración con carbón activado, filtración lenta en arena y desinfección usando dióxido de cloro para protección en el sistema de distribución. Esto se ilustra en la Figura 5. Actualmente se aplican velocidades de hasta 0.65 m/h en los filtros lentos de arena.

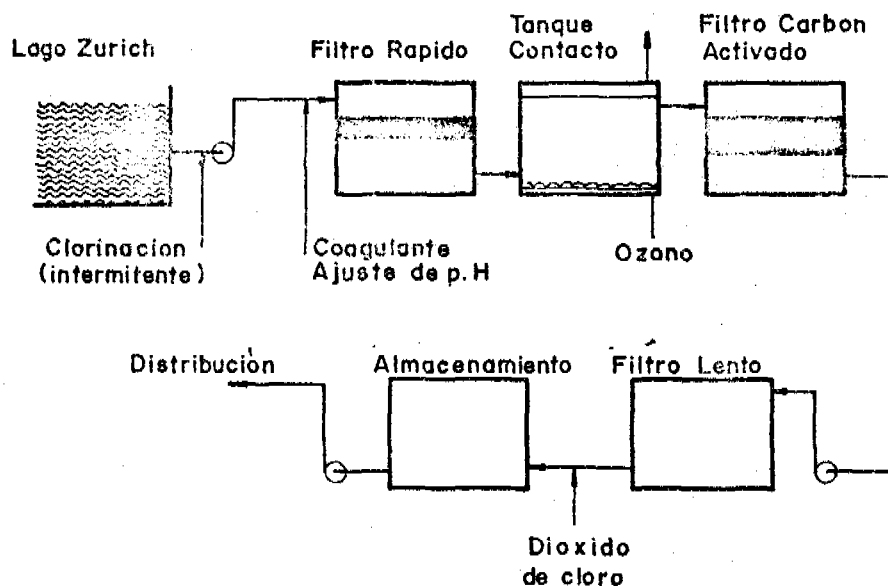


Figura 5. Planta de tratamiento Lengg - Diagrama de Flujo esquemático (De Huck, 1987).

APLICANDO EL CONCEPTO MULTI-BARRERA

Mientras que el concepto multi-barrera se desarrolló gradualmente a partir de experiencia de campo y bajo la presión de regulaciones más estrictas, ahora se pueden invertir los papeles y para sistemas nuevos se pueden tomar decisiones deliberadas sobre cuales barreras se deben incluir. La primer barrera se

encuentra en la identificación de la fuente del agua. Muchas veces escoger y proteger la mejor fuente disponible es mucho más económico y efectivo que permitir que se hagan desarrollos urbanísticos en el área de la cuenca y posteriormente depender de tratamiento avanzado (Okun, 1991).

La protección de las cuencas en Europa y los EE.UU. está enmarcada por reglamentaciones, pero aún no se ha establecido lo suficientemente bien como por ejemplo se demuestra con los debates sobre los problemas de nitratos. La protección de las cuencas, sin embargo, tiene una fuerte influencia sobre el potencial de utilizar filtros lentos de arena como se muestra en los EE.UU. donde estos se continuaron usando principalmente para aguas provenientes de cuencas de alta calidad y bien protegidas en regiones de montaña (Cleasby, 1984).

La protección adecuada de las cuencas en los países en vías de desarrollo está aún en su infancia, con legislación insuficiente y limitaciones de personal entrenado para supervisar su implementación. Es, sin embargo, esencial que una mayor atención sea puesta en este tema, particularmente en las áreas rurales donde puede presentarse una estrecha colaboración entre las comunidades y las entidades del agua. Puede ser necesario, por ejemplo, reglamentar la tala de árboles en áreas remotas, lo cual muchas veces solo puede ser logrado mediante control 'social'. Puede ser que se deba restringir el uso de pesticidas en algunas áreas, lo cual presenta el problema de compensar a los agricultores de la cuenca, en regiones donde apenas se está iniciando la economía de mercado.

Se deben tomar en cuenta tres aspectos básicos para permitir la toma de decisiones sobre las diferentes barreras que deben ser incluidas para enfrentarse a las sustancias nocivas y finalmente producir un agua de bajo riesgo sanitario:

- La evaluación del riesgo sanitario asociado con el agua en las cuencas, para lo cual las herramientas y metodologías disponibles actualmente necesitan desarrollarse más;
- El establecimiento de la eficiencia de tratamiento de los diferentes procesos bajo condiciones locales, para permitir la identificación de la mejor combinación posible para cumplir con las normas reglamentarias existentes;
- Entendimiento del sostenimiento a largo plazo y de la aceptación socio-económica de los posibles sistemas de tratamiento;

Estos tres aspectos permitirán establecer guías para la selección de las diferentes barreras que se requieran para enfrentar los problemas de una región o país. Se pueden aprovechar guías existentes (Reid, 1978, Di Bernardo, 1991) ajustándose a las

condiciones locales. Todas estas guías presentan límites máximos para los diferentes parámetros de la calidad del agua usados para seleccionar procesos de tratamiento, incluyendo la filtración lenta en arena. En las pruebas en la región del Valle del Cauca en Colombia, sin embargo, se demostró que se podían tratar satisfactoriamente aguas con recuentos de coliformes y niveles de color real elevados, requiriendo una adaptación de las guías para estos casos en esta región. Esta adaptación no solo está relacionada con los límites máximos propuestos, sino que también tiene que ver con la composición de las diferentes combinaciones de tratamiento. Los resultados de las investigaciones en Colombia sugieren por ejemplo, que casi siempre será ventajoso preceder un filtro lento de arena con una unidad de pre-tratamiento aún para niveles de turbiedad de 10 - 15 UNT. Un proceso de pre-tratamiento mejorará el desempeño del sistema, crea una barrera adicional, y puede permitir que los filtros lentos se operen a una mayor velocidad, reduciendo así los costos globales de construcción de los sistemas de tratamiento.

EXPERIENCIA EN COLOMBIA

Cuando se tiene experiencia limitada con alguna tecnología en determinada región, usualmente la forma más acertada para obtener información sobre la eficiencia de tratamiento, el sostenimiento y la aceptación socio-económica, es la de efectuar investigación aplicada mediante la implementación de proyectos de desarrollo y demostración. Este método se ha seguido en Colombia en los proyectos integrados de investigación y demostración sobre filtración lenta en arena en el periodo 1984-1987 (Galvis, 1987) y pre-tratamientos (en desarrollo). La Tabla 3 presenta información sobre siete sistemas de tratamiento de agua en la región del Valle del Cauca en Colombia, los cuales fueron incluidos en esta investigación aplicada.

Cada sistema comprende cuatro pasos diferentes de tratamiento:

- * Una etapa de acondicionamiento consistente a veces en sedimentación simple, pero en los sistemas más recientes esta ha sido reemplazado por un filtro grueso dinámico (Galvis y Fernández, 1991). Esta unidad tiene una capa de grava fina sobre un lecho de grava más gruesa. El agua que entra a la unidad pasa sobre el lecho de grava y una parte se filtra mientras el resto es devuelta al río. Este sistema representa un primer proceso de tratamiento, pero aún más importante es su gran ventaja de colmatarse rápidamente cuando se reciben turbiedades pico. El flujo a través del lecho se reduce, de forma tal que le llega poca cantidad de sólidos suspendidos a las próximas unidades de tratamiento del sistema. En la mayoría de ríos de ladera en la región del Valle del Cauca, estos picos son de corta duración y la limpieza y retorno a operación de estos filtros es materia de unos pocos minutos. Estos sistemas aún están en desarrollo, lo cual explica las

diferentes velocidades de flujo que se están aplicando. Como se muestran en la tabla 3, ellas oscilan en el rango 0.75 - 10.2 m/h.

TABLA 3. Parámetros de Operación de los Proyectos de demostración a Escala Real. Basado en información recolectada en el periodo Oct./1990 a Sep./1991.

PLANTA DE TRATAMIENTO	CAUDAL PROMEDIO (l/s)	SISTEMA DE PRETRATAMIENTO LECHOS FILTRANTES			FILTROS LENTOS EN ARENA		
		TIPO	RANGO DE VELOC. DE FILTRAC.		No. DE UNIDADES	VELOC. DE FILTRAC. (m/h)	
			LONGITUD (m)	TAMAÑO (mm)			(m/h)
CEYLAN	9.6	FGAS	2.0	25- 3	0.75	2	0.14
LA MARINA	7.9	FGAS	1.8	20- 6	0.90	2	0.16
CAÑAS GORDAS	8.6	FGDi	0.6	25- 7	10.20	3	0.16
		FGAS	2.0	25- 3	0.67		
RETIRO	10.5	FGAC	1.0	25- 3	0.73	2	0.15
COLOMBO	0.7	FGDi	0.6	25-13	1.05	2	0.11
		FGAC	1.2	25- 4	0.50		
CIDER-RESTREPO	0.8	FGH	7.0	16- 6	0.85	2	0.15
JAVERIANA	1.5	FGDi	0.6	25- 5	0.75	2	0.08
		FGH	4.0	16- 3	0.30		

FGAS : Filtro Grueso Ascendente en Serie
 FGDi : Filtro Grueso Dinámico
 FGAC : Filtro Grueso Ascendente en Capas
 FGH : Filtro Grueso Horizontal

- * "FILTROS GRUESOS". Principalmente filtros gruesos de flujo ascendente de una o varias etapas, aunque también se incluyen dos filtros gruesos horizontales. Estas unidades están operando a velocidades de flujo que van de 0.6 a 0.9 m/h. Los de flujo horizontales han sido construidos con el apoyo de IRCWD y en sus diseños se han efectuado adaptaciones a aquellas inicialmente recomendadas (Wegelin, 1986).
- * Unidades de filtración lenta en arena con control a la entrada.
- * Desinfección con cloro, aplicado por goteo como una barrera de protección final.

Las Tablas 4 y 5 y la Figuras 6 y 7 presentan datos sobre el desempeño de estos diversos sistemas para cuatro parámetros básicos: coliformes fecales, sólidos suspendidos, turbiedad y

color real. Cuatro de esta plantas, Colombo, Cañas Gordas, Retiro y Javeriana están en un área con temperatura promedio de 24 ± 10 °C, mientras que las otras tres encaran temperaturas de 18 ± 10 °C. El desempeño de estas plantas como se indica en la Tabla 4 está de acuerdo con la definición del concepto multi-barrera, el cual dice que las etapas previas deben ser lo suficientemente eficientes para asegurar que la desinfección con baja dosificación terminal pueda aplicarse eficientemente como una barrera de seguridad. Aún si falla esta última barrera, el agua producida en estos sistemas en Colombia sigue representando un bajo riesgo sanitario, con recuentos promedio de coliformes fecales por debajo de 1 UFC/100 ml después de la filtración lenta en arena.

Tabla 4. Datos de Sólidos Suspendidos y Turbiedad de siete plantas a escala real en el Valle del Cauca

SOLIDOS SUSPENDIDOS (mg/l) (Número de muestras: 35)

PLANTA DE TRATAMIENTO	CRUDA		PRETRATAMIENTO			TRATAMIENTO			REM. TOTAL %
	PROM.	MAX.	PROM.	MAX.	REM. PROM. %	PROM.	MAX.	REM. PROM. %	
CEYLAN	2.2	8.0	0.3	1.3	86	0.1	0.8	67	95
RESTREPO	2.7	8.0	0.6	4.8	78	0.2	1.3	67	93
LA MARINA	5.6	55.0	1.8	27.0	68	0.4	3.2	78	93
COLOMBO	11.3	108.0	2.1	35.0	81	0.1	0.7	95	99
RETIRO	11.4	46.0	3.2	27.0	72	0.3	1.9	91	97
CARAS GORDAS	11.8	126.0	3.4	54.0	72	0.2	1.4	94	98
JAVERIANA	16.7	150.0	2.1	27.0	87	0.2	1.5	90	99

TURBIEDAD (UNT) (Número de muestras: 62)

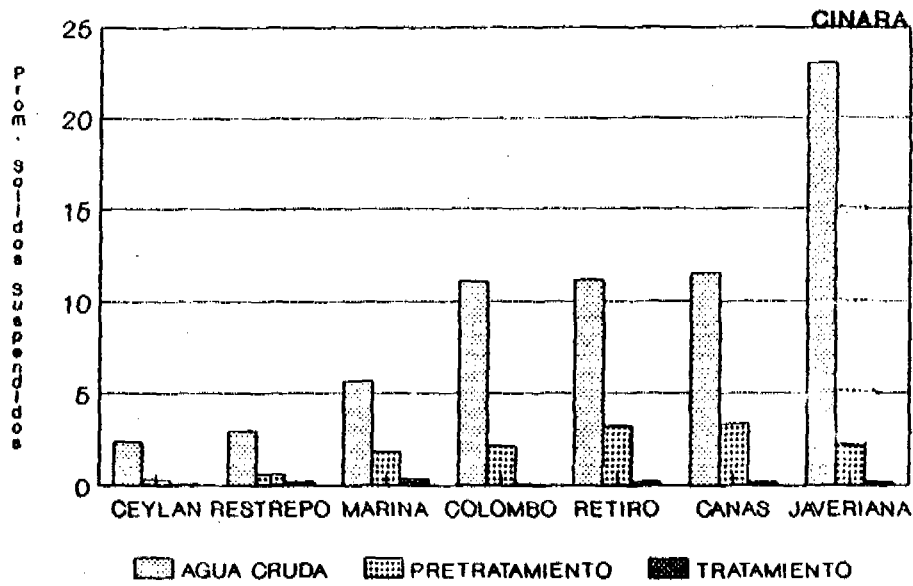
PLANTA DE TRATAMIENTO	CRUDA			PRETRATAMIENTO			TRATAMIENTO			REM. TOTAL %	
	PROM.	MAX.	REM. PROM. %	PROM.	MAX.	REM. PROM. %	PROM.	MAX.	REM. PROM. %		
CEYLAN	2.3	0.6	4.6	0.7	2	70	0.4	0.1	0.9	43	83
LA MARINA	5.7	9.6	64.0	2.7	30	53	1.1	0.8	5.0	59	80
RESTREPO	6.2	6.1	43.0	2.1	16	65	0.6	0.3	1.9	73	90
CARAS GORDAS	11.4	10.8	75.0	5.2	27	54	0.8	0.4	2.1	85	93
COLOMBO	13.3	17.9	100.0	4.8	80	63	0.6	0.3	1.8	88	95
RETIRO	15.5	25.4	180.0	5.0	19	66	0.6	0.2	1.3	88	96
JAVERIANA	20.0	17.3	112.0	3.9	21	81	0.6	0.3	2.1	78	96

Tabla 5. Datos de Color Real y Coliformes Fecales de siete plantas a escala real en el Valle del Cauca

COLOR REAL (UPC)		(Número de muestras: 62)							
PLANTA DE TRATAMIENTO	CRUDA		PRETRATAMIENTO			TRATAMIENTO			REN. TOTAL %
	PROM.	MAX.	PROM.	MAX.	REN. PROM. %	PROM.	MAX.	REN. PROM. %	
CEYLAN	5	16	3	16	40	2	7	33	60
LA MARINA	6	34	4	32	33	2	15	50	67
RESTREPO	10	34	5	30	90	3	8	40	70
CANAS GORDAS	19	51	15	58	21	3	8	80	84
COLOMBO	20	108	15	104	25	4	13	73	80
RETIRO	21	100	15	55	29	3	13	80	86
JAVERIANA	23	96	13	36	44	3	12	77	87

COLIFORMES FECALES (UFC/100 ml)		(Número de muestras: 60)									
PLANTA DE TRATAMIENTO	CRUDA			PRETRATAMIENTO			TRATAMIENTO			REN. TOTAL %	
	PROM.	MAX.	REN. PROM. %	PROM.	MAX.	REN. PROM. %	PROM.	MAX.	REN. PROM. %		
CEYLAN	422	442	2700	51	312	88	1	2	10	98.04	99.763
LA MARINA	576	570	3500	126	672	78	2	2	11	98.41	99.653
RESTREPO	1082	2012	15100	45	312	96	<1	1	4	97.78	99.908
JAVERIANA	6624	10160	65000	291	1940	96	<1	1	3	99.66	99.985
CANAS GORDAS	7059	15217	100000	452	3350	94	1	3	13	99.78	99.987
RETIRO	9407	27905	222000	358	2000	96	<1	1	6	99.72	99.989
COLOMBO	27705	37882	228000	612	2900	98	1	2	7	99.84	99.996

**SOLIDOS SUSPENDIDOS (mg/l)
PLANTAS A ESCALA REAL**



**TURBIEDAD (UNT)
PLANTAS A ESCALA REAL**

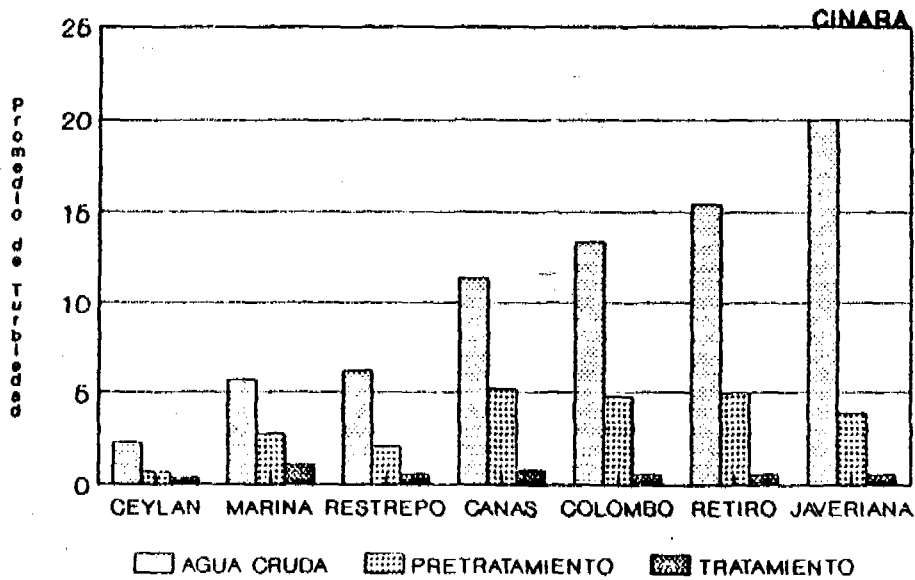
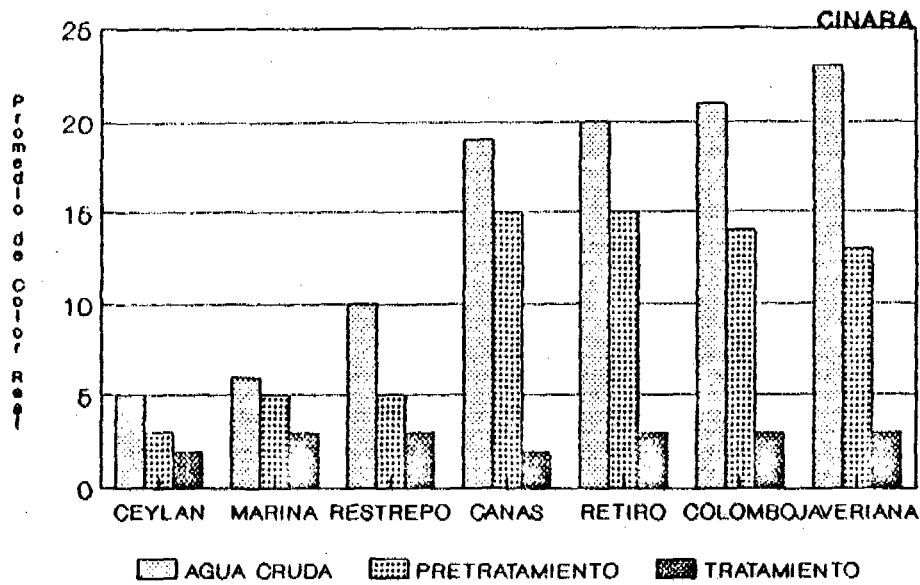


Figura 6. Eficiencia de las diferentes etapas de tratamiento para siete plantas a escala real en el Valle del Cauca para Sólidos Suspendidos y Turbiedad.

**COLOR REAL (UNT)
PLANTAS A ESCALA REAL**



**COLIFORMES FECALES (UFC/100ml)
PLANTAS A ESCALA REAL**

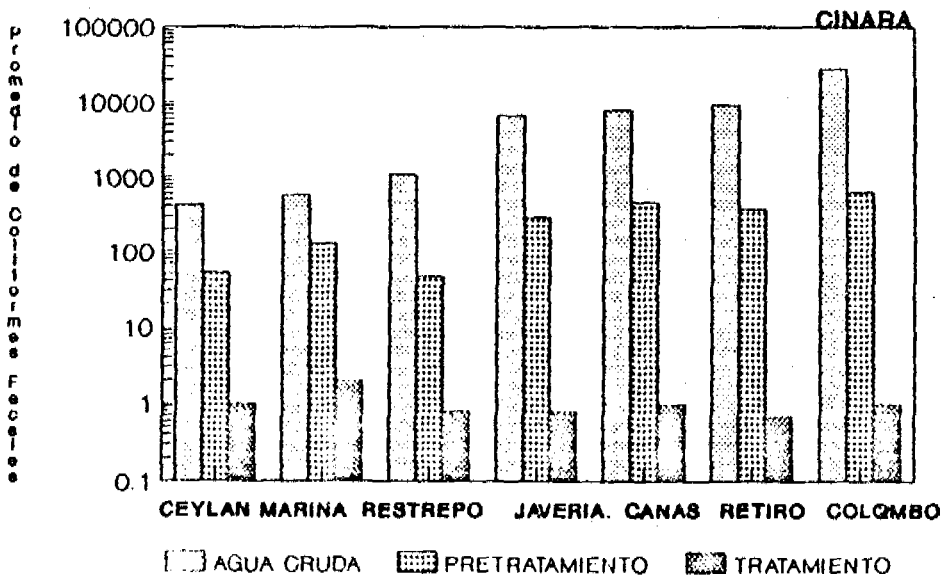


Figura 7. Eficiencia de las diferentes etapas de tratamiento para siete plantas a escala real en el Valle del Cauca para Color Real y Coliformes Fecales.

En comparación con datos hallados en la literatura, estos datos muestran eficiencias de tratamiento muy buenas. Particularmente el hecho de que los sistemas de pre-tratamiento están removiendo cantidades considerables de coliformes fecales es extremadamente importante, porque esto permite el suministro de agua confiable al alcance de un mayor número de personas. Aún más, las eficiencias de tratamiento obtenidas en las unidades de pretratamiento y los filtros lentos de arena hace que se requiera sólo una dosis baja y constante de cloro para desinfección final.

Las Figuras 6 y 7 muestran que los diferentes sistemas de tratamiento son capaces de adaptarse al tipo de agua cruda y a la concentración de impurezas. Los sistemas muestran eficiencias de remoción mayores para las aguas más contaminadas, lo cual implica que la barrera puede volverse más efectiva si el agua cruda presenta un mayor riesgo, y aún así produce un efluente con bajo riesgo sanitario. En Ceylán la remoción promedio de coliformes fecales es de 2.6 en escala logarítmica mientras que en la planta de Colombo (ver Figura 8), que recibe agua más contaminada, es de 4.4 unidades en escala logarítmica. Este aspecto es uno de los temas de la investigación que sigue desarrollando CINARA en Colombia, donde a escala piloto ahora se están obteniendo consistentemente niveles de reducción de 5.5 unidades log. en reducción de coliformes fecales previo a la desinfección.

La Tabla 6 presenta algunos datos sobre períodos de duración de carreras de filtros lentos en arena, las cuales varían en promedio de 2.5 a 7 meses, con velocidades de filtración del orden de 0.15 m/h. La única excepción es la planta de La Marina, la cual está teniendo carreras de filtración de sólo un mes. Esta planta es uno de los primeros sistemas construidos y no se benefició de las optimizaciones en diseño establecidas en sistemas posteriores. El excesivo crecimiento de algas en la planta, puede ser la razón principal para la corta duración de las carreras. Cleasby (Cleasby, 1984), por ejemplo, reporta sobre investigaciones en Iowa State, que carreras de 1 a 4 meses estaban asociadas con valores de clorofila-a de 1 µg/l y carreras de 2 a 3 semanas con valores de 8 a 138 µg/l. Se están continuando las investigaciones y se adelantarán gestiones para experimentar cubriendo una de las unidades de FLA para evaluar su impacto tanto en la eficiencia del filtro como en la longitud de las carreras.

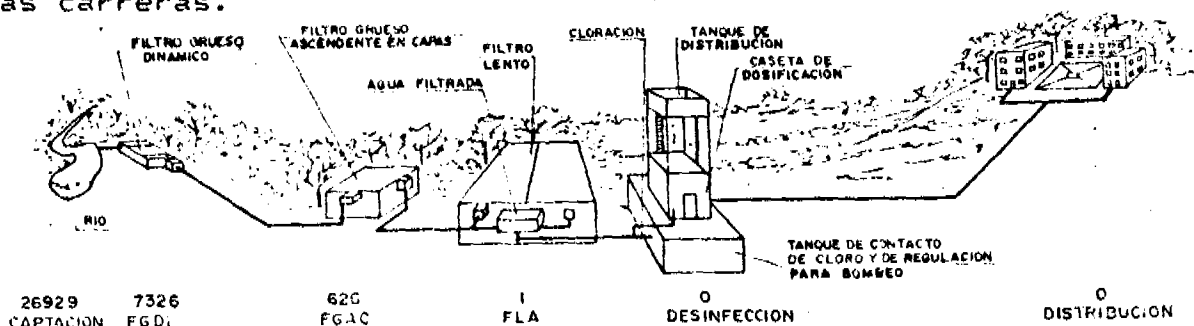


Figura 8: Remoción de coliformes fecales en las diferentes etapas de tratamiento, planta Colombo Británica (periodo Oct 90 - Abril 91).

TABLA 6. Pérdida de Carga y Duración de Carrera de los Proyectos de Demostración a Escala Real. Basado en información recolectada en el periodo Oct./1990 a Sep./1991.

PROYECTO DE DEMOSTRACION	VELOCIDAD m/s	PERDIDA DE CARGA (%)	DURACION CARRERA (Dias)		
			PROMEDIO	MINIMO	MAXIMO
CEYLAN	0.14	0.79	205	205	205
LA MARINA	0.16	0.71	39	14	57
CAGAS GORDAS	0.16	0.74	95	80	120
RETIRO	0.15	0.87	89	64	120
COLOMBO	0.11	0.27	91	74	123
RESTREPO	0.15	0.75	213	213	213
JAVERIANA	0.08	0.66	208	150	266

CONCLUSION

La principal conclusión a la cual se puede llegar es que la filtración lenta en arena es una tecnología de tratamiento de agua muy potente, pero no una panacea para resolver todos los problemas de calidad de agua. Tiene problemas al enfrentarse con fuentes superficiales de mediana o alta contaminación, lo cual claramente resalta la necesidad de identificar y posteriormente proteger la mejor fuente de agua posible. Afortunadamente la tecnología de filtración lenta en arena se ajusta muy bien a ser parte del concepto multi-barrera para el tratamiento de agua. En Europa, diferentes sistemas de suministro de agua, por ejemplo en Londres, Amsterdam y Zurich incluyen filtros lentos de arena como uno de los pasos más importantes del tratamiento. Bajo las condiciones que prevalecen en el valle geográfico del río Cauca la combinación de filtración lenta en arena y filtros gruesos ha demostrado ser muy efectiva en producir un efluente que requiere únicamente de una baja dosis de cloro como barrera de seguridad final.

Por medio de una protección mejorada de las fuentes de agua y aprovechando los sistemas de pretratamiento que se están desarrollando actualmente, la filtración lenta en arena puede ser aplicada en un número de escenarios mucho más amplios de lo que antes se creía posible. Estos hallazgos son muy relevantes tanto para los países en vía de desarrollo como para las naciones industrializadas porque darán mejores oportunidades para prescindir del uso de procesos químicos de pretratamiento.

Sin lugar a dudas, la optimización del concepto de multibarrera en el aprovechamiento de la tecnología de filtración lenta en arena es posible y permitirá reducir los costos y la eficiencia de los sistemas de tratamiento. Este es uno de los principales objetivos del proyecto de investigación actualmente en desarrollo en Cali, Colombia, el cual se orienta al entendimiento, la comparación y la optimización de diferentes alternativas de tratamiento.

REFERENCIAS

1. Bellamy, W. D., Silverman, G.P. and Hendricks, D.W., (1985). Filtration of giardia cysts and other substances volume 2, Slow Sand Filtration, US EPA, Cincinnati, Ohio, USA.
2. Craun, G. F., (1988). Surface Water Supplies and Health. AWWA Journal, February 1988, U.S.A.
3. Cleasby, J. L., Hilmo, D.J. and Dimitrocououlos, C.J., (1984). Slow Sand and Direct In-line Filtration of a Surface Water. AWWA Journal, December 1984, U.S.A.
4. Di Bernardo, L. (1991). Water-supply problems and treatment technologies in developing countries of South America. Aqua, Vol. 40, No. 3, U.S.A.
5. Ellis, K. V., (1985). Slow Sand Filtration; CRC Critical Reviews in Environmental Control. Department of Civil Engineering, University of Technology, United Kingdom. Volume 15, Issue 4.
6. Galvis, G. and Visscher, J.T. (1987). Filtración Lenta en Arena y Pretratamiento. Tecnología para potabilización. A joint publication by Universidad del Valle, Colombia. Ministerio de Salud, Colombia. IRC, The Hague, The Netherlands.
7. Galvis, G. et al (1989) Proyecto Integrado de Demostración en Filtración Lenta en Arena. Informe Final, CINARA, Cali, Colombia.
8. Galvis, G. y Fernández, J. E. (1991), Manual de Diseño, Operación y Mantenimiento de Filtros Gruesos Dinámicos, CINARA/IRCWD, Cali, Colombia.
9. Huck, P. M., (1987) Reduction in organic levels and disinfectant demand by slow sand filtration in Western Europe. Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
10. Huisman, L. and Wood, W.E. (1974) Slow Sand Filtration, WHO, Geneva.
11. Hrubec, J. ... (et al) (1991) Gedrag van enkele gesubstitueerde benzenen, bestrijdingsmiddelen en Complexvormers tijdens langzame zandfiltratie. In: H₂O, vol. 24, no. 13, p. 348 - 351.
12. Ives, K. J., (1957), Algae and water supplies, physical removal of algae, Water Engineer 61 432.

13. Logsdon, G. S. and Lippy, E.C., (1982). The role of filtration in preventing water-borne disease. AWWA Journal, December 1982, U.S.A.
14. Logsdon, G. S., (1987) Comparison of some filtration processes appropriate for giardia cyst removal. USEPA, Ohio, USA.
15. Lloyd, B., (1974) The functional microbial ecology of slow sand filters. PhD thesis, University of Surrey, UK.
16. Okun, D. A., (1991). Best Available Source. AWWA Journal, March 1991, U.S.A.
17. Pontius, W. P., (1990), Complying with the new drinking water quality regulations. Journal AWWA, 2/1990, USA.
18. Reid, G. and Coffey K., (1978), Appropriate methods for water and waste water in developing countries. University of Oklahoma, Norman, Oklahoma, USA.
19. Ridley, J. E., (1967). Experience in the use of slow sand filtration, double sand filtration and microstraining. Proc. Soc. Water Treat. Exam. 16, 170.
20. Sanks R. L., (1987) Water treatment plant design for the practising engineer. Ann Arbor Science, Michigan, USA.
21. Toms, I. P. and Baykey, R. G., (1988). Slow Sand Filtration: An approach to practical issues. Chapter if Slow Sand Filtration: Recent Developments in Water Treatment Technology. Ellis Horwood, London, England.
22. Visscher, J. T., (1990). Slow Sand Filtration: Design, Operation and Maintenance. AWWA Journal, June 1990, U.S.A.
23. Wegelin, M. (1986). Horizontal-flow Roughing filtration, a design, construction and operational manual. IRCWD, Duebendorf, Switzerland.
24. Windle Taylor, E. (1974) 45th report on results of bacteriological, chemical and biological examination of London's water for the years 1971 - 73, Metropolitan Water Board, London, UK.

LA FILTRACION LENTA EN ARENA
CONSIDERACIONES SOBRE EL PROCESO

Por Jan Teun Visscher¹ y Gerardo Galvis²

RESUMEN

La filtración lenta en arena (FLA), cuyos orígenes se remontan a la primera mitad del siglo XIX, es una tecnología que está retomando un papel muy importante como proceso de tratamiento. Su eficiencia en mejorar la calidad de agua tiene mayor importancia en todas partes del mundo, por ejemplo, más de 900 sistemas se proyectan construir en los Estados Unidos en los próximos años.

El sistema se ajusta a los requerimientos de regiones con limitaciones en su desarrollo técnico y socioeconómico, por lo que esta tecnología es de gran interés para países en vías de desarrollo y en muchos casos resulta ser la única respuesta apropiada al logro del suministro de agua potable en forma eficiente y confiable. Esta es una de las conclusiones más importantes del proyecto integrado de investigación y demostración del Centro Internacional para Abastecimiento de agua y Saneamiento (CIR), desarrollado en colaboración con instituciones de India, Tailandia, Kenia, Sudan, Jamaica y Colombia.

El presente documento describe en forma general las características del proyecto integrado de filtración lenta en arena, coordinado por el CIR y presenta aspectos fundamentales sobre los principios de tratamiento.

¹ Senior Programme Officer. Centro Internacional de Referencia (CIR) para el Abastecimiento de agua y Saneamiento. Holanda.

² Director Grupo de trabajo en Abastecimiento de Agua. Coordinador Área de Abastecimiento y Remoción de agua.F. de Ingeniería. UNIVALLE, Colombia.

1. INTRODUCCION

La filtración lenta en arena es una técnica de purificación en la que el agua a tratar pasa por una capa porosa de medio filtrante. Al pasar por este medio la calidad del agua se mejora considerablemente por el efecto de la degradación de la materia orgánica, reducción del número de microorganismos patógenos, por separación de la materia en suspensión y coloidal, y por cambios en su composición química. Esta técnica para la potabilización del agua, cuyos orígenes datan de principios del siglo XIX, está jugando ahora un papel muy importante en el tratamiento de agua para consumo humano en los sectores rurales y municipalidades de los países en desarrollo. En estas zonas la filtración lenta en arena (FLA) ha sido reconocida, por varios investigadores y profesionales en agua potable y saneamiento, particularmente por las limitaciones para garantizar un adecuado suministro de productos químicos, combustibles o piezas de repuesto.

En estos países, normalmente ni la infraestructura ni el recurso humano de las instituciones relacionadas con el servicio podrían enfrentar directamente todas las actividades de operación y mantenimiento requeridas, en particular por las limitaciones para garantizar un adecuado suministro de productos químicos, combustibles o piezas de repuesto.

Una complicación adicional la constituye la escasez de recursos financieros. Consecuentemente con lo anterior, las alternativas de tratamiento viables deben basarse en procedimientos simples, confiables y de bajo costo global, incluyendo construcción, operación y mantenimiento. La tecnología de FLA se ajusta muy bien a estos requerimientos. Esta ha sido la conclusión más importante del proyecto de estudio y demostración del Centro Internacional de Referencia (CIR), y de otras personas e instituciones, de acuerdo con lo presentado en publicaciones recientes sobre este tema.

La primera referencia sobre los orígenes de esta tecnología se remonta a principios del siglo XIX; en 1804 J. Gibb contruyó un filtro lento de arena para una pequeña comunidad de Paisly, Escocia. Sin embargo quien construyó el primer sistema de tratamiento de un tamaño significativo, utilizando esta técnica fue James Simpson en Londres en 1829. El agua de este sistema fue utilizada por una compañía Londinense que deseaba mejorar la parte estética y de sabor del agua de suministro proveniente del río Tamesis.

La acción más importante de la filtración lenta en arena (la remoción de organismos patógenos para la producción de agua potable) solo fue reconocida mucho tiempo después con el nacimiento de la bacteriología en la segunda mitad del siglo XIX. En esta época, en 1892, una prueba muy convincente de la efectividad de la tecnología de FLA fue el comportamiento de la incidencia en la morbilidad y la mortalidad por

enfermedades de origen hidrico en la poblacion de Altona (143000 habitantes) en Alemania. En esta ciudad el efecto de estas enfermedades fue muy inferior en comparacion con la ciudad de Hamburgo, donde no se contaba con un sistema adecuado para el tratamiento del agua.

Varias plantas de FLA han sido construidas en los ultimos años en Europa: Amberes (Deligem 1966), Londres (Coppermills 1967), y Amsterdam (Leiduin 1968). En Estados Unidos: Main (Sint Frances 1984), Pacific Northwest (13 plants between 1985 and 1991). En la India (500 plants between 1980 and 1990).

En muchos casos estas plantas funcionan adecuadamente, sin embargo en otras se presentan problemas debidos a errores de diseño, sistemas de pre-tratamientos inadecuados, y falta de orientacion y adiestramiento de los operadores.

2 EL PROYECTO INTEGRADO DE FILTRACION LENTA EN ARENA

La necesidad de alternativas basadas en procedimientos simples confiables y economicos para el tratamiento del agua de fuentes superficiales motivo al IRC a iniciar, en estrecha colaboracion con instituciones de seis países distintos, un proyecto integrado de investigacion y demostracion sobre filtracion lenta en arena (proyecto FLA). El proyecto se desarrolla en los siguientes países: India, Tailandia, Kenia, Sudan, Jamaica y Colombia.

El proyecto FLA en su primera fase permitio comprobar la confiabilidad del proceso en condiciones tropicales. Despues se inicio la segunda fase tanto para demostrar a nivel de poblaciones la efectividad de la tecnologia en la purificacion del agua, como para desarrollar guias generales del diseño. Esto se ha llevado a cabo con la instalacion de plantas de demostracion en comunidades previamente seleccionadas.

En desarrollo de la segunda fase se reconocio la importancia de otros elementos y en particular el papel que deberian jugar los miembros de las comunidades beneficiadas. Los objetivos del proyecto se ampliaron de simplemente mejorar la calidad del agua suministrada, al mas amplio de superacion de las condiciones de salud. Las comunidades fueron involucradas en la planeacion, construccion, operacion y mantenimiento de los sistemas. Ademas, se realizaron programas de educacion sanitaria paralelamente con el proyecto de demostracion.

Las actividades socio-economicas en el proyecto han sido responsabilidad de las agencias coordinadoras a nivel de cada país, por esta razon los esquemas seguidos en cada país difieren sustancialmente.

En la tercera fase del proyecto se organizarán seminarios nacionales e internacionales para transmitir la informacion general hasta la fecha y para estimular una mayor aplicacion de la tecnologia. Atraves de estos seminarios se recopilarián experiencias y se obtuvieron conclusiones importantes, sin

embargo, resulto claro que algunos aspectos requerían un estudio y desarrollo adicional.

En el desarrollo de esta fase del proyecto se identificaron factores que estaban limitando una amplia aplicación de la tecnología, aun en países desarrollados, donde las características de simplicidad en la operación y el mantenimiento de la tecnología de FLA no se hacen tan necesarias como en el caso de vastas regiones en los países en vía de desarrollo. Entre estos factores están:

- a. Limitada capacidad para tratar aguas superficiales con turbiedades altas.
- b. La existencia de filtros que trabajan inadecuadamente porque presentan deficiencias en el diseño.
- c. La tendencia de los ingenieros a seleccionar sistemas de tratamiento "mas sofisticados" porque:
 - . Poseen mas experiencia y mejores conocimientos en estas tecnicas "sofisticadas".
 - . Hay mayor disponibilidad de información sobre otras tecnologías.
 - . Falta de información sobre costos con base en experiencias regionales que involucren tanto la componente de inversión como de operación y mantenimiento de los sistemas.

Consecuentemente se implemento una nueva fase del proyecto en la India y Colombia orientada a :

- . Pretratamiento simplificado.
- . Adiestramiento y promoción.
- . Simplificación del diseño.
- . Utilización de materiales locales.

Con esta fase se termino el proyecto integrado de filtración lenta en arena, pero motivado por muy buenos resultados de las plantas piloto de pretratamientos se planeo un nuevo proyecto con CINARA y la UNIVERSIDAD DEL VALLE para comparar diferentes sistemas de pretratamiento.

3 CONSIDERACIONES SOBRE LA TECNOLOGIA DEL FLA.

En esta parte se presentan en forma simplificada una descripción de los procesos involucrados en la filtración lenta en arena y algunos aspectos tecnicos relevantes en la aplicación de la tecnología, basados en la aplicación del proyecto FLA.

3.1 PRINCIPIOS DEL TRATAMIENTO.

Apesar de que el tratamiento de agua en un filtro lento es sencillo, no por esto debe dejarse de un lado una visión al menos general de la naturaleza de los procesos que se involucran en esta tecnología. En un filtro lento el agua

percola a través de un lecho poroso de arena, mejorando considerablemente sus cualidades físico-químicas y biológicas. La remoción de impurezas es consecuencia de una combinación de procesos de naturaleza física, química y biológica.

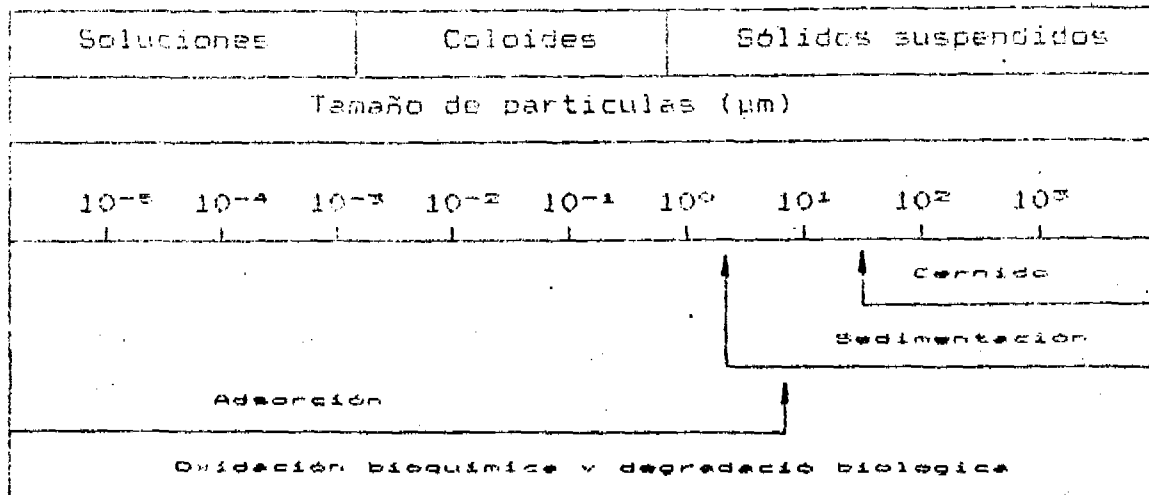


Figura No 1. Principales procesos en FLA y sus relaciones con el tamaño de las partículas.

Poco después de iniciarse la filtración sobre la superficie libre del lecho de arena se forma una fina capa que continuará siendo citada como "schmutzdecke" o "membrana biológica". Este membrana se convierte en un elemento importante del filtro. Consiste básicamente de una cubierta gelatinosa con una gran variedad de microorganismos biológicamente activos que se alimentan de materia orgánica. Ella reduce el tamaño de los poros de la parte superior del lecho filtrante mejorando la eficiencia del sernido de los sólidos suspendidos en agua. Con el transcurso del tiempo, la membrana crece por la retención de partículas y por la multiplicación biológica, aumentando como consecuencia la resistencia al paso del agua. Después de varias semanas o meses esta resistencia llega a ser tan grande que reduce el flujo. Lo anterior hace necesario la reducción periódica de arena de la parte superior del lecho filtrante raspando unos dos centímetros cada vez. esta operación conlleva a la remoción de gran parte de la membrana biológica. Esto implica que para asegurar la producción de agua potable en forma continua se requiere de un número mínimo de dos (2) unidades de filtración operando en paralelo. El suficiente desarrollo de la membrana biológica, componente importante para el comportamiento de la unidad de FLA toma algún tiempo, por eso la remoción de bacterias en la etapa inicial es insuficiente y de débil espesor para su adecuada

conformación. Para un filtro completamente nuevo, este periodo de desarrollo o maduración puede requerir del orden de 5 a 30 días, dependiendo de la temperatura, calidad de agua y condiciones de operación.

El periodo de maduración despues de una operación de raspado es mucho mas corto, siempre y cuando la unidad dure pocas fuera de servicio. En estas condiciones la unidad recuperara su eficiencia normalmente en menos de un dia. En caso contrario, cuando el raspado toma mucho tiempo, la recuperación de la unidad. Limitando una adecuada operación del sistema de abastecimiento. Por esta razón, el tamaño de las unidades de los FLA debe limitarse de acuerdo con las facilidades disponibles en la localidad. En general; un límite razonable para sistemas no mecanizados se considera de 200 m².

3.2 PROCESOS PRINCIPALES

Se pueden distinguir los siguientes procesos principales y mecanismos de renovación en un filtro lento.

1) Cernido. Es el proceso se remueven partículas con tamaños superiores a los poros (Figura No 2). Una arena con tamaño efectivo de 0.2 mm tiene poros de 30 µm y retienen en la superficie del lecho partículas de tamaño superior. Con el tiempo, los poros se vuelven mas pequeños y retienen partículas mas finas, sin llegar a retener bacterias (1 -10 µm) y mucho menos partículas coloidales (0.001 - 1 µm).

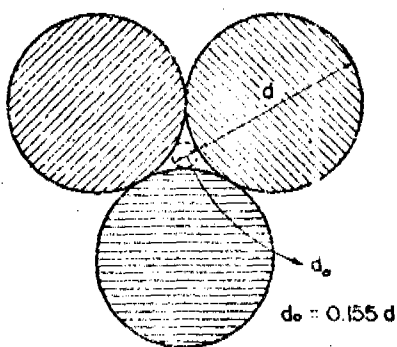


Fig. No. 2

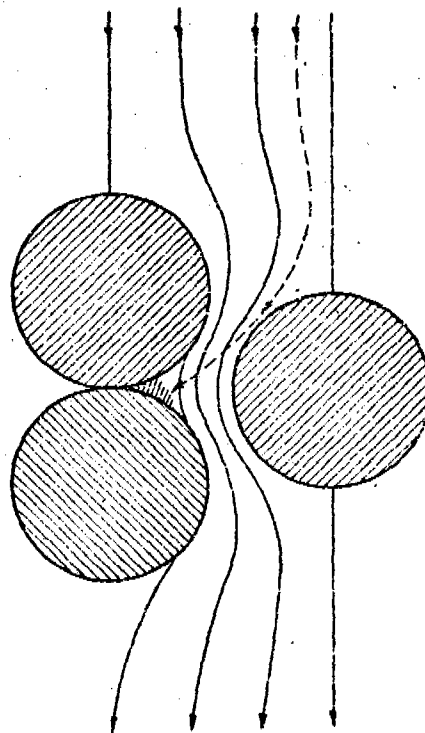


Fig. No. 3

ii) Sedimentación. Se remueven partículas más finas que los poros, de manera semejante que en un tanque de sedimentación. Por cada metro cúbico de arena con una porosidad del 40% y un diámetro efectivo de 0.2 mm se tiene un área superficial de 1000 m² en el cual se depositan materiales sedimentables. Con una velocidad de filtración de 0.1 m/h, correspondería a una carga superficial de 0.05×10^{-6} m/s.

Aplicando la fórmula de Stokes para un proceso de sedimentación laminar, se puede derivar que todas las partículas de tamaño superior a 3.4 µm y algunas más pequeñas serían removidas.

iii) Adsorción. Es el proceso más importante para la remoción de sólidos suspendidos finos y material coloidal. Las partículas se pegan a la capa gelatinosa sobre los granos por atracción de masas y fuerzas electrostáticas. Sin embargo, cuando empieza la carrera de un filtro la arena tiene su carga natural que es negativa, por tanto, al principio no se remueven bacterias ni material coloidal las cuales también tienen carga negativa. Gradualmente material con carga positiva, se pega a los granos transformando su carga a positiva, como flocs de carbonatos, hierro, etc. lo cual permite la remoción de bacterias; esto hace que el tipo de cargas de los granos este cambiando constantemente.

iv) La oxidación y la degradación biológica son los procesos que transforman la materia acumulada en la superficie de los granos. Por ejemplo, el hierro y el manganeso solubles se convierten en hidratos insolubles. El material orgánico se convierte en materia inorgánica como nitratos, fosfatos, etc.

Los procesos microbiológicos producen también productos tipo antibiotico que atacan los coliformes y otros patógenos.

3.3 ALGAS.

Las algas juegan un papel en el proceso de filtración que puede tener ventajas y desventajas. El crecimiento y la muerte de algas incrementan las actividades biológicas en el filtro, lo cual contribuye a una mejor remoción de bacterias y demás material orgánico. A la vez ciertos tipos de algas tienen la desventaja que pueden colmatar el filtro muy rápido. Existen distintas formas de controlar el crecimiento de las algas, entre ellas la reducción de nutrientes en el agua cruda y la exclusión de luz.

3.4 EL LECHO FILTRANTE

Es aconsejable investigar la posibilidad de utilizar arenas locales, ya que su uso puede producir ahorros en los costos de construcción. En las especificaciones del lecho filtrante, deben tomarse algunas consideraciones mínimas, como el bajo contenido de materia orgánica, - por lo cual es aconsejable en algunos casos el lavado del material antes de su colocación-, la granulometría y el espesor de la capa.

La mayoría de las experiencias recogidas hasta la fecha muestran que materiales con tamaño efectivo entre 0.15 y 0.30 mm con coeficientes de uniformidad entre 2.0 y 3.0 permiten obtener agua tratada de buena calidad. Algunas de estas experiencias evidencian que, para una misma calidad de agua de entrada, un aumento del tamaño efectivo no afecta adversamente la remoción de turbiedad, aumenta las carreras de filtración, pero tiende a desmejorar la remoción de bacterias.

Hasta ahora se recomienda que el espesor del lecho tenga una altura mínima de 0.5 m para permitir los procesos de tratamiento que se dan, tanto en la membrana biológica como en el interior del material filtrante y garantizar una buena calidad del agua. Sin embargo, cuando el filtro lento es el único proceso de tratamiento, se recomienda una altura mínima de 0.6 m. Se ha utilizado como espesor inicial o altura máxima del lecho valores entre 0.8-1.1 m. Esta altura va disminuyendo a medida que se hace necesario raspar la capa superficial, de aproximadamente dos cm. del medio filtrante determinables en la operación. Este material retirado debe ser lavado inmediatamente y almacenado con el fin de restituirlo al filtro cuando la altura llegue al nivel mínimo. Los procedimientos de lavado y reposición (rearenamiento) pueden ser consultados en la referencia No 3.

4 VELOCIDAD DE FILTRACION Y CONTROL DE FLUJO

La velocidad de filtración es una variable cuya precisión ha de determinarse en la etapa de planeación y diseño del sistema, tomando en cuenta otras características particulares locales, tales como la calidad del agua cruda, tipo de pretratamiento, y especialmente los costos de inversión y las facilidades para la operación y mantenimiento.

Las experiencias de diferentes países muestran que es posible utilizar velocidades entre 0.1 y 3.0 m/h (2.4 - 7.2 m³/m²/h), dependiendo de la turbiedad del agua entrada al filtro. Velocidades mayores producen una rápida colmatación del filtro, particularmente cuando la turbiedad del agua de entrada es superior a 20 o 30 UNT. En Europa se utilizan velocidades hasta de 0.6 m/h, pero solo en aquellas plantas donde la filtración lenta en arenas es la última fase de una serie de procesos que comprenden varias etapas.

De acuerdo con los resultados obtenidos en el National

Environmental Engineering Research Institute NEERI, de la India, no es necesario mantener una velocidad de filtración baja para obtener eficiencia en el tratamiento; Sin embargo una velocidad baja disminuye y simplifica las labores de operación y mantenimiento, ya que reduce la frecuencia de lavado, aun cuando para esto se requiera una mayor inversión inicial porque el tamaño del filtro se aumenta. De otra parte una velocidad baja aumenta la calidad bacteriológica del agua tratada y permite una mayor remoción de virus. En lo posible, la velocidad de filtración, debe mantenerse constante, ya que fluctuaciones fuertes y rapidas conducen a deteriorar la calidad del agua filtrada.

El transporte del agua hacia el filtro debe ser de tal forma que no ocasiona perturbaciones o daños a la membrana biológica por el golpe directo del agua sobre el lecho filtrante. En la estructura de salida, el vertedero debe estar ligeramente por encima del nivel maximo del lecho de arena, con el fin de prevenir el desarrollo de presiones inferiores a la presión atmosférica en el lecho filtrante, además esta condición permite que se presente caída libre del agua, haciendo la operación del filtro independiente de las variaciones de las estructuras ubicadas aguas abajo del filtro lento.

Control a la entrada

para el caso de control a la entrada, la velocidad de filtración se fija mediante la ayuda de la valvula de ingreso de agua cruda al sistema. Una vez se obtiene el valor deseado no se requieren mas manipulaciones de esta valvula.

El filtro funciona en este caso a una velocidad constante, la cual se mantiene a través del tiempo, por el incremento gradual de la capa sobrenadante para compensar el aumento de perdida de carga al pasar el flujo através del lecho de arena. Este incremento de perdida de carga tambien es gradual, y se presenta principalmente por el aumento de espesor de la membrana biológica.

Una vez que el agua sobrenadante alcanza el nivel de la altura de rebose, la unidad de filtración debe salir de funcionamiento para su limpieza correspondiente.

Esta forma de operación reduce las actividades a solo aquellas relacionadas con la limpieza del filtro, así mismo, la velocidad de filtración, sera siempre constante y el aumento de la resistencia hidraulica en la superficie del filtro (membrana biológica) podra ser observada en forma directa.

Control a la salida

En un filtro con control a la salida la velocidad de filtración se regula mediante la valvula de salida, diariamente o cada dos días, se abre un poco mas esta valvula para compensar el aumento de resistencia hidraulica del lecho filtrante, ya que siendo el espesor de la capa sobrenadante constante, el aumento de esta resistencia hidraulica

ocasionaria una reducción en la velocidad de filtración. Con esta forma de operación se producen variaciones en la velocidad de filtración porque el aumento de la resistencia hidráulica es continuo, mientras que la compensación que se produce con la apertura gradual de la válvula es discontinua. De otra parte hace que el operador se vea forzado a visitar la planta con regularidad, ya que si no, la producción se reduciría notoriamente. Esta vigilancia continua puede ser ventajosa en ciertas circunstancias, como en el caso de tratamientos de agua con variaciones sensibles de calidad. En general la operación de un filtro lento es bastante simple y después de un corto entrenamiento, puede encargarse a algún miembro de la comunidad. Es esencial que durante la capacitación, el futuro operador aprenda y comprenda la importancia de los principios del tratamiento. Solo de esta manera se evitara que desarrolle sus "propios" procedimientos de operación, con posibles consecuencias adversas sobre la calidad del tratamiento.

5 CONCLUSIONES

Al terminar de presentar la ponencia, a través de este documento, resulta claro concluir que la filtración lenta en arena está retomando un importante papel en la potabilización del agua. Las principales consideraciones que sustentan esta conclusión se presentan en forma resumida en la tabla No 2. Con los resultados que se están obteniendo en pretratamientos a nivel de plantas piloto, prototipo y demostración, se presenta un futuro muy promisorio para la filtración lenta en arena en muchos países.

A pesar de todas las bondades de la filtración lenta en arena es importante tener en cuenta que el éxito de un proyecto de suministro de agua potable depende de la responsabilidad del ingeniero de diseño para seleccionar la mejor alternativa de tratamiento del agua, teniendo en cuenta las condiciones locales, las características de la comunidad, la disponibilidad de materiales y la calidad del agua cruda.

Un buen diseño no es garantía suficiente para asegurar una buena calidad del agua tratada. Además de una adecuada supervisión durante la construcción del sistema es indispensable, una vez puesta en funcionamiento la planta, un control regular de la calidad del efluente. Si los operadores de la planta no han sido entrenados en las sencillas labores de operación y mantenimiento, los esfuerzos asociados con el diseño y construcción de la planta de tratamiento no serán suficientes para el logro del objetivo propuesto.

TABLA. Resumen de consideraciones sobre la filtración lenta en arena

CONSIDERACIONES	COMENTARIOS
Calidad del agua tratada	El proceso más sencillo para mejorar la calidad física, química y bacteriológica de aguas superficiales. En muchas áreas rurales y urbanas, es la mejor alternativa para un tratamiento óptimo.
Facilidad de construcción	Los diseños relativamente simples facilitan la construcción utilizando materiales y mano de obra locales. Se requiere poco o ningún equipo especial.
Costo de construcción	La construcción utilizando materiales y mano de obra locales reduce los costos considerablemente. Generalmente no se requiere importar materiales ni equipos.
Facilidad de operación y mantenimiento	Después de un corto periodo de entrenamiento, operadores locales aún con baja escolaridad pueden operar adecuadamente el sistema.
Costos de operación	Los costos de operación y requerimientos de energía son más bajos que en otros sistemas con objetivos similares. No se requiere del uso de productos químicos.
Confiabilidad	El proceso es confiable y las fallas mecánicas son mínimas. Las fluctuaciones en la calidad del agua cruda pueden ser manejadas sin alterar la eficiencia del proceso.
Limpieza	La operación de limpieza es simple, pero algunas veces laboriosa. Aunque el costo puede ser bajo, en muchos países desarrollados, la mano de obra no siempre se encuentra disponible en forma oportuna.
Área superficial grande	Se requiere un área superficial relativamente grande, sin embargo, el bajo costo de la tierra en muchos sectores rurales y urbanos, hace que el costo del terreno corresponda solamente entre el 1 y 2% de los costos totales de la construcción. No obstante esto puede ser inconveniente en zonas donde el terreno disponible es escaso.
Rápida colmatación de los filtros cuando la turbiedad es alta	Turbiedades altas en el agua cruda pueden colmatar rápidamente el filtro. Este inconveniente puede ser resuelto generalmente utilizando sistemas de pretratamiento, tal como se ha realizado en varios países incluyendo India, Tailandia, Sudán y

REFERENCIAS

- (1) HUISMAN, L. WOOD, W. E. Slow Sand Filtration. Ginebra, Suiza, Organización Mundial de la Salud (OMS) 1974.
- (2) JOURNAL OF THE AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION (AWWA). Volumen 76 Diciembre, 1984.
- (3) CIR. Serie Boletín No. 18. La Haya. Países Bajos, Junio 1983.
- (4) ACCODAL. XXVII Congreso Nacional. Memorias Seccional Valle del Cauca. Barranquilla, Colombia. Octubre 1984.
- (5) HUISMAN, L. Slow Filtration. Delft, Países Bajos. Delft University of Technology. 1974.
- (6) CANEPA DE VARSAS, L. Filtros de Arena en Acueductos Rurales. Informe final. Lima, Perú. CEIPS/OMS/OPS.
- (7) IRCWD. News No. 20 Duebendorf, Suiza, Agosto 1984.
- (8) BELLAMY, W. D. et al. Slow Sand Filtration: Influences of selected Process Variables Journal AWWA. Diciembre 1985
- (9) ELLIS, K.V. Critical Reviews on Environmental control. Volume 15, Issue 4, 1985.
- (10) VISSCHER, J.T.; PARAMASIVAN, R.; RAMAN, A; HEIJEN, H.A.. Slow Sand Filtration for Community Water supply. Planning, Design, Construction, Operation and Maintenance Technical Paper Series No. 24. IRC, The Hague, The Netherlands, 1987.
- (11) GALVIS, D. G. Memoria de Cálculo Proyecto de Abastecimiento de Agua. Parcelación Chorro de Plata. Cali, Colombia, Mayo 1983.
- (12) HESPANHOL, J. Investigacao sobre o comportamento e aplicabilidade de filtros lentos no Brazil. Universidade de Sao Paulo, Faculdade de Higiene e Saude Publica. Sao Paulo, Brazil 1969.
- (13) GUIDELINES FOR OPERATION AND MAINTENANCE OF SLOW SAND FILTRATION. Plants in Rural Areas of Developing Countries. La Haya, Holanda. CIR, 1983.
- (14) PARAMASIVAM, R. Treatment alternatives for waters of low turbidity. Journal of The Indian Water Works Association, 1975. VII No. 1.
- (15) WHITE, A. Community Participation in Water Supply and Sanitation, Concepts, Strategies and Methods. La Haya, Holanda, CIR. Documento Técnico. 1982.