

# **Filtración en Múltiples Etapas**

## **Tecnología Innovativa para el Tratamiento de Agua**

## **CINARA, INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO EN AGUA POTABLE, SANEAMIENTO BASICO Y CONSERVACION DEL RECURSO HIDRICO**

Cinara surgió como Centro Inter-regional de Abastecimiento y Remoción de Agua en la década de los 80's y ahora opera como un Instituto de la Universidad del Valle. El Instituto contribuye a mejorar la eficacia y sostenibilidad de las inversiones en el sector, con base en actividades metódicas e interdisciplinarias de investigación y transferencia, trabajando en equipo con otras instituciones y promoviendo el potencial del nivel local y comunitario para el mejoramiento de la prestación de los servicios básicos y la conservación del ambiente.

Los proyectos que realiza Cinara tienen relación con instituciones nacionales como el Departamento Nacional de Planeación, Colciencias, ministerios de Desarrollo Económico y de Salud, Findeter, gobiernos departamentales y municipales, empresas prestadoras de servicios e internacionales de países como Brasil, Perú, Ecuador, Venezuela, Bolivia, Guatemala, Santa Lucía, Inglaterra, Países Bajos, Suiza, India y Pakistán. En el Instituto han hecho pasantías profesionales de Latinoamérica, El Caribe, Europa y Asia con apoyo de organismos como DGIS, IRC, UNICEF, OPS/OMS, SECAB, IHE/DUT de los Países Bajos, SANDEC de Suiza, ODA, BC, Universidad de Surrey de Inglaterra.

Para información adicional, dirigirse a:

CINARA  
A.A. 25157  
CALI, COLOMBIA, SUR AMERICA  
E-MAIL: [cinara@cinara.univalle.edu.co](mailto:cinara@cinara.univalle.edu.co)

## **IRC, INTERNATIONAL WATER AND SANITATION CENTER**

El IRC es una fundación independiente y sin ánimo de lucro que actúa como Centro Colaborante en Abastecimiento de Agua y Saneamiento Ambiental, en interrelación con el Gobierno de los Países Bajos, el PNUD, el Banco Mundial, la UNICEF y la OMS.

El IRC está al servicio de las miles de personas que dedican sus esfuerzos al mejoramiento de las condiciones sanitarias y apoya el desarrollo de organizaciones orientadas al cumplimiento de este objetivo.

Su radio de acción se extiende a entidades adscritas a la Organización de las Naciones Unidas por medio de convenios bilaterales, a instituciones del sector de agua y saneamiento y a organizaciones no gubernamentales en los países menos desarrollados.

El trabajo del IRC, está orientado a la generación, transferencia y aplicación de información y experiencia para el mejoramiento de los suministros de agua y el saneamiento. En su metodología, enfatiza la integración de aspectos técnicos y socioeconómicos y concentra esfuerzos en la participación de la comunidad, el papel de la mujer, el uso apropiado de la tecnología, la educación en salud y el desarrollo de estrategias para facilitar el intercambio de información.

Las solicitudes para mayor información sobre el IRC, deben dirigirse a:

IRC  
P.O. BOX 93190, 2509 AD The Hague, The Netherlands  
E-MAIL: [general@irc.nl](mailto:general@irc.nl)

Foto de la portada: Planta de tratamiento con Filtración en Múltiples Etapas del Corregimiento de Mondomo, Santander de Quilichao, Colombia.

## ABREVIATURAS

A	:	AREA
AIU	:	ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD
AIT	:	INSTITUTO ASIATICO DE TECNOLOGIA
BM	:	BANCO MUNDIAL
C	:	COSTO
CEA	:	COSTO EQUIVALENTE ANUAL
CINARA	:	INSTITUTO DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EN AGUA POTABLE, SANEAMIENTO BASICO Y CONSERVACION DEL RECURSO HIDRICO.
CMD	:	CONSUMO MAXIMO DIARIO
DAC	:	DEVELOPMENT ASSISTANCE COMMITTEE
DNP	:	DEPARTAMENTO NACIONAL DE PLANEACION
DST	:	DESVIACION ESTANDAR
E. COLI	:	ESCHERICHIA COLI
FGAC	:	FILTRO GRUESO ASCENDENTE EN CAPAS
FGAS	:	FILTRO GRUESO ASCENDENTE EN SERIE
FGDi	:	FILTRO GRUESO DINAMICO
FiME	:	FILTRACION EN MULTIPLES ETAPAS
FiR	:	FILTRACION RAPIDA DE AGUA
FLA	:	FILTRACION LENTA EN ARENA
h/d	:	HORAS POR DIA
ILSI	:	INTERNATIONAL LIFE SCIENCES INSTITUTE
INSFOPAL	:	INSTITUTO NACIONAL DE FOMENTO MUNICIPAL
IRC	:	INTERNATIONAL REFERENCE CENTRE.
Kg	:	KILOGRAMO

l/s	:	LITROS POR SEGUNDO
m	:	METRO
m/h	:	METROS POR HORA
MDF	:	MANAGEMENT DEVELOPMENT FUNDATION
MWB	:	METROPOLITAN WATER BOARD
mg/l	:	MILIGRAMOS POR LITRO
ml	:	MILILITROS
mm	:	MILIMETROS
n	:	Número de unidades, TIEMPO DE VIDA
NA	:	NO APLICABLE
OECD	:	ORGANIZATION FOR ECONOMIC COOPERATION AND DEVELOPMENT
OMS	:	ORGANIZACION MUNDIAL DE LA SALUD
pH	:	POTENCIAL DE HIDROGENIONES
PVC	:	POLI VINILO DE CLORURO
Q	:	CAUDAL
Qf	:	CAUDAL FILTRADO
Qi	:	CAUDAL AFLUENTE
r	:	COEFICIENTE DE CORRELACION
r	:	TASA DE DESCUENTO
SDWA:		SAFE DRINKING WATER ACT
TC	:	TIEMPO COMPLETO
UFC	:	UNIDADES FORMADORAS DE COLONIA
UNDP	:	UNITED NATIONS DEVELOPMENT PROGRAMME
UNICEF	:	UNITED NATIONS CHILDREN'S FUND

UNT	:	UNIDADES NEFELOMETRICAS DE TURBIEDAD
UPC	:	UNIDADES DE PLATINO COBALTO
USEPA	:	UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY
V	:	VIDA UTIL
VAR	:	VALVULA DE APERTURA RAPIDA
WASH	:	WATER AND SANITATION FOR HEALTH PROJECT
WHO	:	WORLD HEALTH ORGANIZATION

## TABLA DE CONTENIDO

	Pág
ABREVIATURAS.....	i
PREFACIO.....	iv
1. INTRODUCCION.....	1-1
2. CONCEPTOS EN EL MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DEL AGUA.....	2-1
2.1 CONSIDERACIONES HISTORICAS.....	2-1
2.2 RIESGOS PARA LA SALUD PUBLICA ASOCIADOS CON EL AGUA PARA CONSUMO HUMANO.....	2-2
2.3 GUIAS Y NORMAS DE CALIDAD DE AGUA.....	2-4
2.3.1 Parámetros Básicos en Sistemas Comunitarios de Abastecimiento de Agua.....	2-5
2.4 INSPECCION SANITARIA Y ANALISIS DE CALIDAD DE AGUA.....	2-7
2.5 IDENTIFICACANDO PRIORIDADES EN PROGRAMAS DE MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DE AGUA.....	2-8
2.6 ESTRATEGIA DE LAS BARRERAS MULTIPLES PARA REDUCIR RIESGOS MICROBIOLOGICOS.....	2-11
2.6.1 Conceptos Básicos Asociados con el Tratamiento de Agua.....	2-12
3. LA BUSQUEDA DE SOLUCIONES SOSTENIBLES.....	3-1
3.1 SOLUCIONES SOSTENIBLES.....	3-2
3.2 ASPECTOS E INDICADORES DE SOSTENIBILIDAD DE LAS SOLUCIONES.....	3-5
3.2.1 Nivele de Servicio.....	3-5
3.2.2 El Uso Eficiente del Agua.....	3-8
3.2.3 La Administración.....	3-8
3.2.4 Seguimiento y Evaluación.....	3.9
3.3 PARTICIPACION DE LA COMUNIDAD.....	3-10
3.4 CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE PROYECTOS DE TRATAMIENTO DE AGUA.....	3-13
3.4.1 La Localización.....	3-13
3.4.2 Criterios de Diseño.....	3-13
3.4.3 Consideraciones en la Construcción.....	3-14
3.4.4 Operación y Mantenimiento.....	3-15
4. FILTRACION EN MULTIPLES ETAPAS.....	4-1
4.1 LA TECNOLOGIA DE FILTRACION LENTA EN ARENA.....	4-2
4.1.1 Las Unidades de Filtración Lenta en Arena.....	4-4
4.1.2 Mecanismos de Remoción en las Unidades de Filtración Lenta.....	4-5
4.2 LIMITACIONES DE LA TECNOLOGIA DE FILTRACION LENTA EN ARENA.....	4-7
4.2.1 Niveles de Contaminación que Superan la Capacidad de Tratamiento.....	4-9
4.2.2 Condiciones que Inhiben o Reducen la Eficiencia del Proceso.....	4-11
4.3 SUPERANDO LIMITACIONES DE LA FILTRACION LENTA EN ARENA..	4-13
4.3.1 Evolución en el Uso de la Tecnología FLA en Europa.....	4-13

4.3.2	Consideraciones sobre la Búsqueda de Alternativas de Pretratamiento.....	4-15
4.4	<b>CONSIDERACIONES SOBRE LA FILTRACION EN MULTIPLES ETAPAS.</b>	4-17
4.4.1	Descripción de los Componentes con Filtración Gruesa.....	4-18
4.5	OTRAS ALTERNATIVAS DE PRETRATAMIENTO.....	4-20
5.	<b>COMPORTAMIENTO DE LA TECNOLOGIA FiME.....</b>	5-1
5.1	EXPERIENCIAS CON PLANTAS A ESCALA TECNICA DE INVESTIGACION.....	5-3
5.1.1	Consideraciones Generales.....	5-3
5.1.2	Evaluación de la Calidad del Agua Cruda.....	5-5
5.1.3	Evaluación de las Unidades de FGDi.....	5-6
5.1.4	Evaluación de las Unidades de Filtración Gruesa.....	5-7
5.1.5	Comportamiento de las Unidades de Filtración Lenta en Arena.....	5-8
5.2	EXPERIENCIAS CON PLANTAS FiME QUE UTILIZAN FUENTES SUPERFICIALES DE LADERA.....	5-14
5.3	LA APLICACION DE FiME.....	5-19
6.	<b>COSTOS DE PLANTAS FiME.....</b>	6-1
6.1	PRESENTACION.....	6-1
6.2	ANTECEDENTES.....	6-1
6.3	CARACTERISTICAS DE LOS COSTOS.....	6-3
6.4	ESTIMACION DE LOS COSTOS EN FiME.....	6-4
6.4.1	Criterios Básicos.....	6-4
6.4.2	Modelos de Cantidad de Obra.....	6-6
6.4.3	Indicadores para Administración, Operación y Mantenimiento.....	6-9
6.4.4	Metodología para Obtener los Costos.....	6-11
6.5	MODELO DE COSTOS DE CONSTRUCCION PARA EL VALLE DEL CAUCA.....	6-11
6.6	CONSIDERACIONES SOBRE EL MODELO PROPUESTO.....	6-15
6.7	IMPACTO DE LA TECNOLOGIA SOBRE LA TARIFA.....	6-17
6.7.1	Comparación de Costos y Estimación de su Impacto en Tarifas.....	6-18
7.	<b>SELECCION DE ALTERNATIVAS DE LA TECNOLOGIA FiME.....</b>	7-1
7.1	RANGOS DE CLASIFICACION DE CALIDAD DE AGUA EN FUENTES SUPERFICIALES.....	7-2
7.1.1	Turbiedad.....	7-3
7.1.2	Coliformes Fecales.....	7-4
7.1.3	Color Real.....	7-4
7.2	CONSIDERACIONES SOBRE LA EFICIENCIA DE LOS SISTEMAS FiME..	7-6
7.3	CONSIDERACIONES CON BASE EN COSTOS.....	7-6
7.4	RECOMENDACIONES SOBRE LA SELECCION DE FiME.....	7-7
8.	<b>FILTRACION GRUESA DINAMICA.....</b>	8-1
8.1	DESCRIPCION GENERAL.....	8-1
8.2	COMPONENTES PRINCIPALES DEL FGDi.....	8-2
8.2.1	Cámara de Filtración.....	8-3
8.2.2	Lechos Filtrantes y de Soporte.....	8-3
8.2.3	Estructuras de Entrada y Salida.....	8-3
8.2.4	Sistema de Drenaje y Cámara de lavado.....	8-3

8.2.5	Tuberías y Accesorios de Regulación y Control.....	8-4
8.3	CRITERIOS DE DISEÑO.....	8-4
8.4	EFICIENCIAS DE REMOCION.....	8-6
8.5	DIMENSIONAMIENTO.....	8-7
8.6	OPERACION Y MANTENIMIENTO.....	8-7
9.	FILTRACION GRUESA ASCENDENTE.....	9-1
9.1	DESCRIPCION GENERAL.....	9-1
9.1.1	Cámaras de Filtración.....	9-3
9.1.2	Lecho Filtrante.....	9-3
9.1.3	Estructuras de Entrada y Salida.....	9-3
9.1.4	Sistema de Drenaje y Cámara de lavado.....	9-5
9.1.5	Accesorios de Regulación y Control.....	9-6
9.1.6	Dispositivos para la Limpieza Superficial.....	9-6
9.2	CRITERIOS DE DISEÑO.....	9-7
9.3	EFICIENCIAS DE REMOCION.....	9-8
9.4	DIMENSIONAMIENTO.....	9-9
9.5	COSTOS.....	9-12
10.	FILTRACION LENTA EN ARENA.....	10-1
10.1	DESCRIPCION GENERAL.....	10-1
10.1.1	Caja de Filtración y Estructura de Entrada.....	10-2
10.1.2	Lecho Filtrante.....	10-2
10.1.3	Capa de Agua Sobrenadante.....	10-4
10.1.4	Sistema de Drenaje y Cámara de Salida.....	10-6
10.2	CALIDAD DE AGUA.....	10-7
10..3	CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	10-8
10.3.1	Criterios de Diseño.....	10-9
10.3.2	Determinación del Número de Módulos de Filtración.....	10-11
10.3.3	Dimensionamiento de Módulos de Filtración.....	10-12
10.4	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.....	10-13
10.5	OPERACION Y MANTENIMIENTO.....	10-15
11.	EJEMPLOS DE DISEÑO DE SISTEMAS FiME.....	11-1
11.1	EJEMPLO DE DISEÑO CON RANGO BAJO DE CALIDAD.....	11-1
11.1.1	Calidad de Agua Cruda.....	11-1
11.1.2	Selección del Sistema de Tratamiento.....	11-1
11.1.3	Parámetros de Diseño y Dimensionamiento del Tratamiento.....	11-2
11.2	EJEMPLO DE DISEÑO CON RANGO MEDIO DE CALIDA .....	11-3
11.2.1	Calidad de Agua Cruda.....	11-3
11.2.2	Selección del Sistema de Tratamiento.....	11-5
11.2.3	Parámetros de Diseño y Dimensionamiento del Tratamiento.....	11-5
11.3	EJEMPLO DE DISEÑO CON RANGO ALTO DE CALIDAD.....	11-7
11.3.1	Calidad de Agua Cruda.....	11-7
11.3.2	Selección del Sistema de Tratamiento.....	11-8
11.4	CONSIDERACIONES FINALES.....	11-8

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

## ANEXOS

1. FORMATO DE MONITOREO EN PLANTAS DE TRATAMIENTO POR FILTRACION EN MÚLTIPLES ETAPAS
2. ESQUEMA DE OPERACION Y MANTENIMIENTO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO POR FILTRACION EN MÚLTIPLES ETAPAS
3. REQUERIMIENTOS DE VALVULAS EN PLANTAS DE TRATAMIENTO POR FILTRACION EN MÚLTIPLES ETAPAS.
4. ACCESORIOS DE SISTEMAS FiME
5. DISEÑO DE MULTIPLES

## 1. INTRODUCCION

El abastecimiento de agua potable y el saneamiento básico son aspectos esenciales para el mejoramiento de la salud pública y el desarrollo socioeconómico, particularmente en países con una parte importante de su población afectada por enfermedades relacionadas con el agua. Este tipo de enfermedades se encuentra entre las tres principales causas de morbilidad y mortalidad en el mundo (Craun et al., 1994), afectando principalmente a los grupos humanos que viven en asentamientos con deficiencias en su infraestructura sanitaria. Esta situación limita la posibilidad de una vida digna y reduce significativamente la productividad de la población.

Entre 1990 y 1994 la población de 38 países de África, 23 de Asia y el Pacífico, 5 de Asia Occidental y 18 de América Latina y el Caribe, se incrementó en 312 millones de habitantes hasta alcanzar una cifra global de 4383 millones. En el mismo período un total de 781 millones de personas ganaron acceso a mejores sistemas de abastecimiento de agua, sin embargo aún carecen de ellos 1115 millones, cifra que representa el 25% de la población total en tales países. Las cifras más altas en el mejoramiento de los sistemas se alcanzaron en Asia y el Pacífico, donde por ejemplo, la cobertura en abastecimiento de agua para la zona rural se incrementó de 53% a 78%, mientras que en América Latina varió de 51% a 56% y en África del 35% al 37%. Los progresos en saneamiento aún al finalizar la Década del Agua fueron muy limitados y por el contrario las cifras en cobertura se redujeron del 67% al 63% en la zona urbana y del 20 al 18% en la zona rural. Aún permanecen cerca de 2800 millones de habitantes con necesidad de mejorar su nivel de saneamiento (WHO/UNICEF, 1996).

La situación es aún más crítica, pues no todos los sistemas de abastecimiento de agua incluidos en los índices de cobertura brindan un buen servicio. Una evaluación de 40 sistemas de abastecimiento de agua en el Ecuador, mostró que el nivel y la calidad de los mismos no correspondían con el riesgo sanitario asociado a las fuentes de suministro (Visscher et al., 1996). Lloyd y Helmer (1991) informan sobre una zona de estudio en Perú donde ninguno de los sistemas comunitarios de abastecimiento de agua operaba de acuerdo con los requerimientos mínimos de calidad recomendados por la OMS. En Colombia, sólo el 4% de los asentamientos humanos con menos de 12000 habitantes cuenta con infraestructura para el mejoramiento de la calidad del agua (DNP, 1991) y no hay información confiable sobre las condiciones de operación y mantenimiento. Este tamaño de asentamientos incluye el 34% de la población colombiana y corresponde a valores mayores en otros países de la región, como Bolivia y Ecuador.

Tradicionalmente los planificadores, diseñadores y las comunidades han dado prioridad a indicadores de **cobertura y cantidad** de agua y no a otros como: **continuidad** y **calidad**. Sin embargo, esta situación ha empezado a cambiar. En la actualidad los gobiernos y las comunidades muestran una mayor preocupación por la calidad en la prestación de este servicio, lo mismo que por la conservación y protección de las fuentes de agua, entre otras razones, porque la reciente epidemia de cólera en la región, evidenció que el abastecimiento de agua, el saneamiento y un mejor comportamiento en las prácticas de higiene necesitan combinarse para alcanzar un impacto sostenible en la salud.

Esta nueva actitud es necesaria por el deterioro significativo de cuencas hidrográficas y fuentes superficiales, la mayoría de ellas afectadas por contaminación doméstica o industrial. Esto es particularmente relevante para las comunidades de América Latina y el Caribe, donde se estima que más del 50% de ellas dependen de fuentes superficiales para sus sistemas de abastecimiento y en algunas zonas, como el valle geográfico del río Cauca en los Andes colombianos, estas fuentes se usan aproximadamente en el 70% de las cabeceras municipales y en el 60% de los núcleos rurales. La figura 1.1 presenta una fuente superficial en zona andina colombiana, aun sin el deterioro ambiental a que están expuestas la gran mayoría de cuencas hidrográficas en el contexto latinoamericano.



**Figura 1.1.** La protección de las fuentes es siempre la primera manera de contribuir a la seguridad de un sistema de abastecimiento de agua. Río Meléndez, Cali, Colombia, 1997.

El efecto de la erosión de las cuencas hidrográficas en las fuentes superficiales se refleja en concentraciones fluctuantes, con promedios muchas veces altos, de sólidos suspendidos. Las descargas sin tratamiento del 98% de las aguas residuales municipales se reflejan en los niveles de contaminación fisicoquímica y microbiológica de las fuentes receptoras (IRC, 1995). Esta situación determina los riesgos sanitarios asociados con este tipo de fuentes y el agua que se suministra a las poblaciones se aleja cada vez más de los estándares de calidad establecidos por las autoridades sanitarias nacionales o por las guías de la WHO (1996). Frente a esta realidad, la adecuada selección, el mejoramiento y la protección de las fuentes de agua se vuelve un factor muy importante, pues de otra manera la complejidad, la vulnerabilidad y los costos de los sistemas de tratamiento de agua serán cada vez más elevados (Okun, 1991). Sin embargo, aún la mejor fuente de abastecimiento con buena protección en su microcuenca, puede requerir de algún tipo de tratamiento.

La sostenibilidad de los programas de inversión, particularmente en aquellos países con limitaciones en su desarrollo económico y en su infraestructura física y sanitaria, debe dar prioridad a la selección, desarrollo o transferencia de tecnologías en agua potable y saneamiento que guarden mejor armonía con sus condiciones a nivel local. Estas tecnologías deben corresponder con la **capacidad de gestión** de las comunidades, para que puedan ser administradas, operadas y mantenidas con un mínimo sostenible de soporte externo a la localidad y a un **costo** accesible a los usuarios, según criterios previamente convenidos con ellos o con delegados de sus organizaciones representativas. Esto contribuye substancialmente a un mejor funcionamiento y aprovechamiento de las obras incluidas en dichos programas de inversión.

Adicionalmente, la apropiación del sistema por parte de la comunidad es un factor importante para obtener un uso racional de los recursos necesarios que permitan alcanzar los objetivos últimos de los sistemas como son los de mejorar la calidad de vida de las comunidades. La figura 1.2 ilustra un taller participativo en una comunidad para la toma de decisiones respecto a su sistema de abastecimiento de agua y saneamiento básico, utilizando como instrumento de apoyo la pintura dactilar.



**Figura 1.2** Taller de diagnóstico participativo. Corregimiento de Ceylan, Municipio de Bugalagrande, Colombia, 1997.

Existen diferentes tecnologías para el tratamiento de agua. Así por ejemplo, el tratamiento de agua para consumo humano con base en la dosificación de coagulantes químicos ha demostrado su gran potencial y su aprovechamiento se ha promovido a nivel mundial. Durante las últimas dos o tres décadas, la ingeniería latinoamericana, por citar nuestro contexto geográfico, ha hecho importantes aportes a la optimización de los procesos asociados con la filtración rápida (FiR) de agua químicamente coagulada y a la reducción de sus requerimientos de instrumentos y equipo mecanizado (Arboleda, 1993; Di Bernardo, 1993). Esto redujo los costos de la tecnología y acercó el tratamiento de agua a un significativo número de municipalidades. Sin embargo, la operación, el mantenimiento y la administración de esta tecnología continua siendo exigente para la gran mayoría de cabeceras municipales y núcleos rurales de la región. En efecto, la necesidad de gestionar, comprar, transportar, almacenar y dosificar adecuadamente coagulantes químicos, ha limitado el aprovechamiento eficaz de la tecnología de FiR.

La tecnología de Filtración en Múltiples Etapas (FiME) que se presenta en este documento es una respuesta a la necesidad de alternativas de tratamiento de agua de fuentes superficiales, que sean menos complejas de sostener para el nivel local que FiR. FiME es una combinación de dos tipos de pretratamiento con filtración en grava y tratamiento con filtración lenta en arena (FLA). La combinación de estas etapas de filtración permite el tratamiento de aguas con niveles de contaminación más elevados que aquellos con los que puede operar la tecnología de FLA independientemente, sin sacrificar las bondades asociadas con sus bajos requerimientos de infraestructura física y de mano de obra con bajos niveles de escolaridad. Un proyecto de demostración construido a escala real de la tecnología FiME se muestra en la figura 1.3



**Figura 1.3** Planta de tratamiento por Filtración en Múltiples Etapas, FiME, construido en la Zona Cafetera. Corregimiento de Salónica, Municipio de Riofrio, Colombia. 1997.

La información en este documento es organizada de la siguiente manera: en los capítulos 2 y 3 se presentan experiencias, criterios o conceptos relacionados con el mejoramiento de la calidad del agua y con la participación comunitaria, como elementos indispensables en la búsqueda de soluciones sostenibles para los problemas asociados con los niveles de riesgo existentes en los sistemas de abastecimiento. En los capítulos 4 y 5 se discuten los aspectos relacionados con la tecnología FiME y sus eficiencias de remoción para parámetros prioritarios en el mejoramiento de la salud pública y en el sostenimiento del sistema. En el capítulo 6 se presenta información sobre costos y en el 7, consideraciones sobre selección de la tecnología. Los capítulos 8, 9 y 10 incluyen información específica sobre las etapas de filtración en grava y sobre FLA. El documento termina con el capítulo 11 presentando tres ejemplos de sistemas FiME seleccionados para tratar fuentes con diferentes niveles de riesgo sanitario asociados a su calidad de agua.

## **2. CONCEPTOS EN EL MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DEL AGUA**

### **1.1 2.1**

#### ***CONSIDERACIONES HISTORICAS***

El establecimiento de pueblos y ciudades desde las antiguas civilizaciones estuvo siempre acompañado de obras orientadas a superar los problemas de abastecimiento de agua y drenaje. Evidencia de ello se encuentra, por ejemplo, en las ruinas de Tihuanaco, Macchu Picchu o Ciudad Perdida en Sur América y Alejandría o Roma en el Mediterráneo. Si bien desde las más antiguas referencias presentadas por Baker (1948), los seres humanos muestran preocupaciones por la calidad del agua que consumen, sólo hasta el año 98 de nuestra era se refleja por primera vez en relación con un sistema público de abastecimiento, cuando Sextus Julius Frontinus publicó sus “Dos Libros sobre el Abastecimiento de Agua de Roma”, incluyendo aspectos de tratamiento, como embalses de sedimentación.

El rápido crecimiento de pueblos en Europa del siglo XIX creó complejos problemas locales y de salud pública, como las epidemias de cólera que estimularon el interés general sobre la salud y el ambiente urbano. Los sanitarios urgían esfuerzos de gran escala para limpiar este ambiente, creyendo que los problemas de salud pública responderían a las soluciones técnicas requeridas.

Según Coley (1989), Edwin Chadwick en Londres aceptó la teoría predominante del “miasma”, la cual decía que las enfermedades infecciosas eran causadas por los malos olores de los drenajes o de la materia orgánica en descomposición en las calles. En las décadas siguientes a su “Report on the Sanitary Conditions of the Labouring Population of Great Britain” (1842) y con base en sus propuestas, se iniciaron actividades de mejoramiento del ambiente urbano en muchas de las mayores ciudades Inglesas. Coley (1989) también reporta que tendencias semejantes se vivían en otros países europeos, como fue el caso del profesor Max Van Pettenkofer en Alemania, quien, como Chadwick, promovía sus propuestas con base en consideraciones económicas. El fundó un Instituto de Higiene en Munich en 1866 y seis años más tarde presentó dos conferencias populares sobre "The value of health to a city" las cuales influyeron en la reforma sanitaria de Munich.

En la segunda mitad del siglo XIX fue generalmente aceptado que la solución a los problemas de salud pública dependían de una mejor infraestructura sanitaria que incluía grandes proyectos de ingeniería. Hacia finales del siglo, la ciencia y la medicina empezaron a tener un papel creciente en esta creencia. Con el surgimiento de la bacteriología, después de los descubrimientos de Pasteur y Koch en los años 1880s, la teoría de los “gérmenes” (germ theory) cobró importancia en la lucha contra las enfermedades contagiosas (Coley, 1989), enriqueciendo el interés por aspectos que incluían acciones de abastecimiento de agua, saneamiento básico y educación en higiene, entre ellas, la sedimentación simple y la filtración en medios porosos.

Si bien la sedimentación simple podía clarificar el agua, la filtración podía mejorar aún más su apariencia. La filtración lenta en arena fue introducida por primera vez para servir una ciudad y una pequeña industria en Paisley, Escocia, en 1804 y el ingeniero James Simpson, de la Chelsea Water Company, la introdujo en 1828 en Londres, después de realizar visitas de observación a sistemas de abastecimiento en diferentes localidades y de estudios a escala piloto realizados por él mismo. Sólo después de la teoría de los gérmenes de los 1880s, se encontró, que en el lecho de arena hay una biomasa que incluye bacterias, protozoarios, algas y larvas que oxidan la materia orgánica y que contribuyen a la remoción de los gérmenes.

El potencial de los filtros lentos fue bien valorado y aprovechado en Europa. Los norteamericanos recuperaron su experiencia a finales del siglo XIX pero la necesidad de procesar mayores dotaciones y la diversidad de calidades de agua en las fuentes, estimuló el desarrollo de la filtración rápida en arena, la cual

resolvía el problema del volumen creciente pero requería coagulantes para trabajar adecuadamente y no resultaba tan eficiente como la filtración lenta en la remoción de gérmenes.

Aunque la filtración rápida presentara remociones altas de microorganismos, éstas no eran completas ni permanentes y sus efluentes aún podían presentar algún riesgo de causar enfermedades. El cloro fue entonces reconocido por su potencial para desinfectar y reducir estos riesgos y empezó a ser utilizado en Estados Unidos en sistemas de abastecimiento de agua desde 1904 como solución de hipoclorito y desde 1913 como gas cloro, comprimido y almacenado en cilindros metálicos (Bryant et al, 1992). Otros países, como Francia, han preferido el ozono para controlar estos riesgos. La expansión continuada en el uso de la filtración rápida y la desinfección a lo largo del siglo XX, ha contribuido substancialmente a la reducción de enfermedades asociadas con el agua y a mejorar la productividad y la calidad de vida en todos aquellos asentamientos humanos que han tenido la posibilidad y la capacidad de adquirir y sostener estas tecnologías.

Si bien son muchas las opciones tecnológicas de tratamiento de agua, la selección de la mejor para una comunidad específica aun sigue siendo un reto, particularmente si ella es de bajos ingresos económicos y no cuenta con instituciones o formas organizativas mínimamente consolidadas. La superación de este reto requiere criterio y trabajo metódico, para decidir por una solución económica y sencilla de operar, mantener y administrar, procesando agua de fuentes que cada vez necesitan más y mejores acciones de conservación.

## **1.2 2.2 RIESGOS PARA LA SALUD PUBLICA ASOCIADOS CON EL AGUA PARA CONSUMO HUMANO**

Un buen servicio de abastecimiento de agua es esencial para la vida y la productividad en los asentamientos humanos. La protección de las fuentes es siempre la primera manera de contribuir a la seguridad de este servicio. En efecto, el mayor impacto de las aguas residuales sobre la salud pública sucede a través de los sistemas de abastecimiento de agua, cuyas cuencas están siendo degradadas con descargas que incluyen desechos domésticos, escorrentía superficial de aguas lluvias, excedentes de sistemas de riego y desechos del procesamiento de alimentos y en algunas circunstancias hasta efluentes de procesos industriales.

La contaminación con excretas de humanos y animales contribuye con gran variedad de virus, bacterias, protozoarios y helmintos. Fallas en la protección de las fuentes o en el tratamiento del agua captada pone a la comunidad en riesgo de sufrir enfermedades transmisibles, particularmente, los niños, ancianos o, en general, la población con deficiencias en su sistema inmunológico. Para ellos las dosis infectivas son significativamente más bajas que para el resto de la población (OMS, 1993). Los riesgos asociados a la contaminación microbiológica son pues de tal importancia que su control debe ser siempre considerado con prioridad.

Hay pocos contaminantes del agua de naturaleza química que puedan dar lugar a riesgos agudos de salud publica, excepto a través de accidentes significativos y en muchos de estos casos el agua es rechazada por su apariencia, sabor u olor. Normalmente, los problemas asociados con productos químicos se deben a su capacidad de afectar la salud pública después de largos períodos de exposición. En consecuencia, su control es importante pero son segunda prioridad en sistemas de abastecimiento expuestos a contaminación microbiológica severa (OMS, 1993; Craun et al, 1994).

Saber que el cloro reacciona con materia orgánica presente en el agua, originando subproductos químicos potencialmente peligrosos para la salud (Rook, 1974), llegó a generar inquietudes sobre la conveniencia de su aplicación para prevenir la transmisión hídrica del cólera (Salazar, et al; 1993). Ahora es claro que los riesgos para la salud pública de estos subproductos son muy bajos en comparación con los riesgos asociados con una

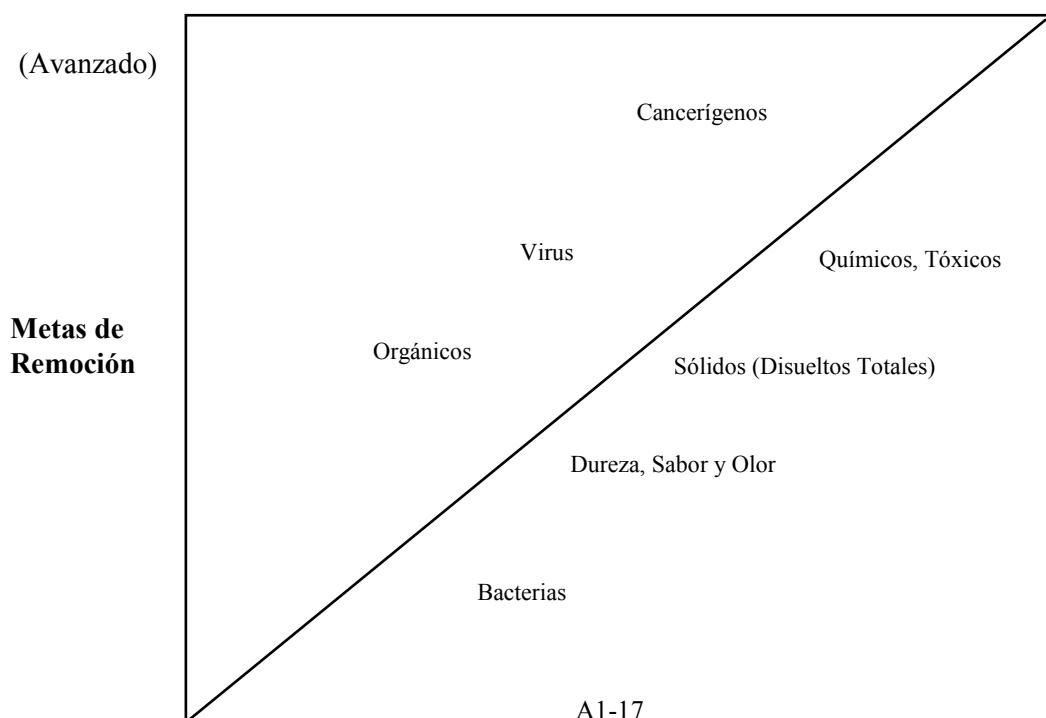
inadecuada desinfección y que esta etapa de tratamiento no debe comprometerse para controlar dichos subproductos. Es mas, en la búsqueda o promoción de otros desinfectantes, se debe tener en cuenta también sus posibles subproductos y si son tan económicos y sencillos de dosificar y controlar como el cloro.

La selección de buenas fuentes de agua o su adecuado tratamiento, incluida la filtración, reduce las dosis necesarias de cloro, como también la posible formación de subproductos, haciendo más eficiente la desinfección. En Estados Unidos la tasa de brotes de enfermedades de origen hídrico en comunidades que se abastecen de aguas superficiales sin filtración, ha sido ocho veces mayor que en aquellas con filtración (Craun et al, 1994).

Los usuarios de los sistemas de abastecimiento aceptan el agua y se orientan muchas veces por sus sentidos. Aspectos como la turbiedad, el color, el sabor o el olor pueden resultar claves para rechazarla y eventualmente prefieren otra fuente aceptable para sus sentidos, pero de mayor riesgo para su salud. Consecuentemente, estos aspectos deben ser tenidos en cuenta en la estimación y el manejo de riesgos asociados con el abastecimiento de agua.

A medida que la esperanza de vida al nacer, la capacidad institucional y los recursos económicos han aumentado en muchos países, el tratamiento de agua ha empezado a combinar la reducción de riesgos agudos, la gran mayoría de las veces de naturaleza microbiológica, con la reducción de riesgos crónicos para la salud pública, normalmente de naturaleza fisicoquímica, junto con la protección de los valiosos sistemas de almacenamiento y distribución de agua. Una ilustración de esta idea es presentada en la figura 2.1.

Finalmente, teniendo en cuenta que la transmisión de enfermedades puede seguir múltiples rutas, es importante armonizar el programa de mejoramiento del servicio de abastecimiento de agua, con acciones de saneamiento básico y de educación en higiene.



(Básico)

(Bajo)

Nivel Socio-Económico (Esperanza de Vida)

(Alto)

**Figura 2.1** Representación conceptual del nivel socioeconómico y los objetivos del Tratamiento (Adaptado de Reid, 1982).

### 1.3 2.3 GUIAS Y NORMAS DE CALIDAD DE AGUA

Los valores en las guías de la OMS (1993) representan concentraciones de parámetros físicoquímicos y bacteriológicos, con el propósito de que el agua sea agradable a los sentidos y cuyo consumo a lo largo de la vida no represente riesgo significativo para la salud. Estas guías pueden orientar la preparación de normas nacionales, cuyo establecimiento debe tener en cuenta factores locales geográficos, socioeconómicos y culturales y enmarcarse en los sistemas legales e institucionales de los respectivos países.

El desarrollo de guías o normas de calidad de agua es relativamente reciente y en las últimas cinco décadas se pasó de menos de diez parámetros, a más de 40 en 1980 (Taros, 1981) y a cerca de 150 en las últimas guías de la OMS (1993). La primera normatividad en aplicarse a nivel federal en los Estados Unidos se basó en la SDWA (Safe Drinking Water Act) de 1974, cuando el Congreso de este país subestimó el tiempo necesario para que USEPA (US Environmental Protection Agency) desarrollara una reglamentación confiable (Pontiuos, 1990). Por ejemplo, la National Interim Primary Drinking Water Quality Regulation, esperada en 1975 se hizo efectiva en 1977, cubriendo contaminantes orgánicos, inorgánicos y microbiológicos, junto con turbiedad. La SDWA fue revisada por el Congreso en 1986, ordenando el establecimiento de nueva reglamentación que se desarrollaría en el período 1986 -1991, incluyendo la exigencia de la desinfección para todos los sistemas públicos de abastecimiento de agua y los criterios bajo los cuales se requiere la filtración en aquellos sistemas que utilizan fuentes superficiales.

El establecimiento de normas debe tener en cuenta los riesgos para la salud pública, junto con otros factores tales como la viabilidad tecnológica y económica. Las normas sin consideraciones prácticas sobre las fuentes de agua, opciones de tratamiento y acciones de vigilancia, soporte y control, no conducirán a los resultados deseados (Lloyd and Helmer, 1991). Cuando los valores establecidos en las normas no se cumplan, se deben investigar las causas e identificar y ejecutar medidas correctivas. El establecimiento de “normas interinas” es una posibilidad, como parte de un proceso para cumplir con otras metas a mediano plazo y en este caso su vigilancia y control serán herramientas para establecer prioridades y orientar recursos y acciones hacia aquellas comunidades sometidas a mayores riesgos.

#### 1.3.1 2.3.1 Parámetros Básicos en Sistemas Comunitarios de Abastecimiento de Agua

Teniendo en cuenta las limitaciones de infraestructura y gestión en la mayoría de comunidades rurales, cabeceras municipales pequeñas o asentamientos no servidos por los sistemas centralizados de las grandes ciudades; el potencial para formas organizativas de base comunitaria en este tipo de asentamientos y la naturaleza principalmente microbiológica de los riesgos sanitarios asociados con sus sistemas de abastecimiento de agua, la OMS (1993, 1996) recomienda para ellos el uso de unos pocos parámetros básicos para establecer la calidad del agua que distribuyen y reducir el riesgo de enfermedades de origen hídrico. Estos parámetros se enuncian a continuación:

- E. coli; se aceptan como alternativa las bacterias coliformes termotolerantes, usualmente referidas como coliformes fecales.
- Cloro residual (si se aplica)

- pH (si se aplica cloro)
- Turbiedad

En la tabla 2.1 se incluyen las guías para E. coli y turbiedad, junto a otros parámetros relevantes para la aceptación del servicio de agua por parte de los usuarios y para la aplicación de las tecnologías de filtración y desinfección. La existencia de equipo portátil de laboratorio facilita la valoración de estos parámetros y para algunos de ellos (turbiedad, pH, cloro residual y color) estos equipos incluyen opciones simplificadas que pueden aprender a utilizar operarios o funcionarios del nivel local, aun si poseen niveles bajos de escolaridad. La figura 2.2 presenta una evidencia de la participación de un operador con bajo nivel de escolaridad en el seguimiento y control de un sistema de tratamiento FiME.

Si el servicio de agua está sometido a riesgos significativos de naturaleza tal que no puedan ser controlados con base en estos parámetros básicos, las autoridades sanitarias deben procurar que el nivel local reciba capacitación o apoyo adicional para hacer el seguimiento correspondiente.

**Tabla 2.1** Guía sobre Parámetros Básicos de Calidad de Agua para Consumo Humano (con base en Lloyd and Helmer, 1991; OMS, 1993)

Parámetro	Valor Guía	Observaciones
E. Coli; coliformes fecales en 100 ml	No detectable	Si el cloro residual libre en la red está entre 0.2 y 1.0 mg/l; pH < 8 y turbiedad <5, o mejor<1.0; es poco probable que la muestra contenga coliformes fecales y el análisis puede ser precautelativo.
Turbiedad (UNT)	< 5	Idealmente < 1 UNT para una mejor desinfección.
Color (UPC)	≤ 15	Regularmente debido a sustancias húmicas.
Sabor y olor	No detectable	Usualmente son causa de la mayoría de quejas de los usuarios.
Hierro (mg/l)	< 0.3	Generan sabor y posibilidades de color o de manchas que causan rechazo.
Manganese (mg/l)	0.1	Generan sabor en bebidas y posibilidad de manchas. Guía provisional basada en salud es 0.5 mg/l

Los análisis de calidad de agua tienen la limitación de basarse en muestras puntuales, y aunque sean tomados en períodos secos o lluviosos, pueden no reflejar completamente la situación real. Por esta razón la WHO (1993) indica que éstos deben ser complementados con inspecciones sanitarias.



**Figura 2.2** Operador realizando análisis básicos de calidad de agua, con base en un programa de seguimiento y control de su sistema de tratamiento. La Sirena, Cali, Colombia, 1997.

#### **1.4 2.4 INSPECCION SANITARIA Y ANALISIS DE CALIDAD DE AGUA**

La inspección sanitaria consiste en una observación metódica, realizada, en lo posible, por personas con experiencia en el sector de agua, trabajando en equipo con miembros de la comunidad y de la organización local encargada de la prestación del servicio. La inspección se orienta a identificar todas las situaciones o factores potenciales de riesgo, tanto en la cuenca, como en el sistema de abastecimiento (bocatoma; conducción; tratamiento, si lo hay; almacenamiento; distribución y consumo). La inspección debe identificar evidencias o hechos que puedan comprometer la seguridad del sistema y la salud de los usuarios. La figura 2.3 muestra una inspección sanitaria participativa con autoridades locales y comunidad.

Además, personas del nivel local con un mínimo de capacitación y con el soporte de miembros de la comunidad, pueden realizar inspecciones sistemáticas y frecuentes (preferiblemente varias veces al año), sin soporte externo especializado. Las actividades en la cuenca abastecedora deben contribuir a identificar posibles factores de contaminación cuyo impacto en la salud puede ser eliminado ó reducido, al brindarse adecuada asistencia a los usuarios del sistema de abasto y éstos posean argumentos para concertar acciones con los moradores o colonos que habitan en la microcuenca.



**Figura 2.3** Líderes comunitarios y autoridades del sector de agua y saneamiento realizando actividades de inspección sanitaria. Microcuenca río Mondomo, Municipio Santander de Quilichao, Colombia, 1997

Esta estrategia también puede involucrar acciones de las autoridades respectivas en el marco de la legislación vigente.

La inspección sanitaria y los análisis de calidad de agua son actividades complementarias e idealmente deberían realizarse juntas. Mientras que la inspección identifica los riesgos potenciales, los análisis indican si en el momento y en el punto de muestreo, había contaminación y su nivel o intensidad. La inspección sanitaria es indispensable para la adecuada interpretación de los resultados de laboratorio y para establecer prioridades en las acciones de mejoramiento. Sin embargo, ante las limitaciones existentes para realizar análisis de laboratorio con relativa frecuencia en muchos de los sistemas comunitarios de abastecimiento de agua, se recomienda realizar inspecciones sanitarias con mayor frecuencia.

En observaciones realizadas en fuentes superficiales de abastecimiento, es importante tener en cuenta los ciclos hidrológicos por sus implicaciones en calidad y cantidad del agua. Las descargas de aguas residuales pueden ser críticas para la fuente en períodos de estiaje. Dependiendo del uso del suelo en la cuenca, las primeras escorrentías superficiales en época de lluvias pueden deteriorar tanto la calidad química y microbiológica de la fuente, como generar cambios físicos, evidentes por la comunidad. En el caso de microcuencas, estos cambios pueden ser de corta duración y difícilmente detectables con muestreos puntuales esporádicos.

Por ejemplo, durante una visita a una microcuenca en Bolivia en período de verano, se encontraron indicios significativos de erosión, además de depósitos de material muy fino en el lecho del río. A partir de estos dos

aspectos y de discusiones con la comunidad asentada a lo largo del río, se concluyó que pueden esperarse altas turbiedades de naturaleza coloidal.

La incidencia de enfermedades de origen hídrico en una comunidad puede ayudar a confirmar los resultados obtenidos, lo que además puede constituirse en un indicador del riesgo sanitario de la fuente y/o de hábitos inadecuados de higiene. Sin embargo, las estadísticas de salud no siempre están disponibles y por lo tanto un registro de baja incidencia de enfermedades de origen hídrico, no es una garantía de un bajo nivel de riesgo sanitario, pues por ejemplo, muchos casos de diarrea pueden no estar registrados. De otra parte, una alta incidencia de enfermedades de origen hídrico, puede ser el resultado de la contaminación de agua de buena calidad como resultado de la manipulación por los usuarios dentro de la vivienda, desde la recolección hasta su consumo.

### **1.5 2.5 IDENTIFICANDO PRIORIDADES EN PROGRAMAS DE MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DE AGUA**

El establecimiento del nivel de riesgo en una inspección sanitaria así como la interpretación de los resultados de los análisis de calidad de agua, requiere perspicacia y experiencia. En la inspección sanitaria el riesgo se identifica sobre la base de una lista de chequeo que categoriza los problemas identificados por cada sistema de abastecimiento de agua. Dependiendo de la complejidad de los sistemas, puede implementarse un formato global o formatos independientes para cada componente del sistema, revisando separadamente el área de la cuenca, la captación, conducción, el sistema de tratamiento y la red de distribución. El establecimiento del nivel de riesgo se hace listando los 10 ó 20 posibles riesgos principales, tales como defecación a campo abierto en el área de la cuenca, o infiltración de agua superficial en la conducción o tanque de almacenamiento. Si tales riesgos son evidenciados, se da un puntaje positivo, los cuales al final deberán sumarse. Las sumatorias más altas corresponden a localidades donde las situaciones observadas presentan el mayor potencial de riesgo.

Para condiciones similares en términos de geografía, tipo de sistema y de vegetación, la forma de realizar la inspección puede ser estandarizada, reduciendo los costos de personal especializado y posibilitando la realización de comparaciones. Lloyd and Helmer (1991) y la WHO (1996) presentan ejemplos de inspecciones sanitarias y la forma aplicada en cada caso para valorar los riesgos. Estas formas pueden ser una buena base que necesita ser ajustada a las condiciones específicas del área en observación.

Los análisis bacteriológicos de calidad de agua también pueden ser clasificados por niveles de riesgo, lo cual es importante para establecer el posible nivel de tratamiento requerido por una fuente de agua específica. Si un gran número de sistemas necesitan ser comparados, la clasificación del riesgo puede ser ajustada con base en los resultados obtenidos, de tal manera que se posibilite el establecimiento de prioridades. La tabla 2.2 muestra dos casos de clasificación de riesgo en diferentes sitios.

**Tabla 2.2** Ejemplos de clasificación de sistemas de abastecimiento de agua con base en niveles de contaminación con coliformes fecales (Lloyd y Helmer, 1991).

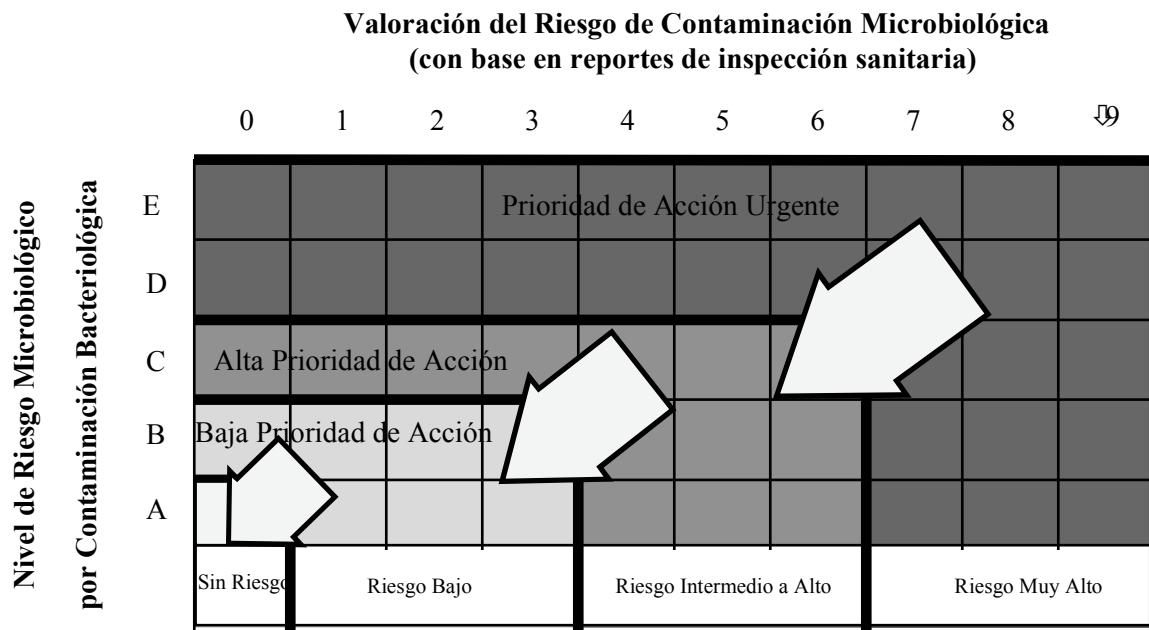
Nivel	Muestras de una Zona en Indonesia		Muestras de una Zona en Perú	
	(UFC/100ml)	Nivel de Riesgo	(UFC/100ml)	Nivel de Riesgo
A	0	Ninguno	0	Ninguno
B	1 - 10	Bajo	1 - 10	Bajo
C	11 - 100	Intermedio a alto	11 - 50	Intermedio
D	101 - 1000	Alto	> 50	Alto
E	> 1000	Muy alto	----	----

Si después de un tiempo se realizan medidas correctivas en el área en consideración ó existen mejores tecnologías, la clasificación puede ser ajustada, considerando que la intención debe orientarse a intervenir prioritariamente los sistemas clasificados en la categoría de riesgo más alta.

Los resultados de los análisis de calidad de agua y de las inspecciones sanitarias desarrolladas para diferentes sistemas, pueden ser llevados a un modelo como lo propusieron Lloyd and Helmer, (1991), el cual puede ser útil para definir necesidades prioritarias a realizar en sistemas existentes de abastecimiento de agua y orientadas a reducir particularmente el riesgo asociado con contaminación microbiológica.

En este modelo (figura 2.4), tanto los sistemas identificados a través de la inspección sanitaria, como de riesgo sanitario alto y los sistemas que afrontan una alta contaminación microbiológica, necesitan mejoramiento urgente. Para estos sistemas donde coinciden ambos niveles de riesgo, la decisión es fácil. Sin embargo, para aquellos sistemas que solamente tienen un alto puntaje en uno de los dos niveles de riesgo, los mejoramientos continúan siendo una prioridad. La discrepancia entre los dos puede ser debida, por ejemplo, a fuentes de contaminación no identificadas en la inspección sanitaria, tales como conexiones cruzadas o infiltración de agua contaminada en la red de distribución, lo que puede causar un alto nivel de coliformes fecales.

Ya que los análisis de calidad de agua se basan en muestras puntuales, no siempre reflejan el nivel verdadero de contaminación. Aun en estos casos los datos deben verificarse cuidadosamente para evitar inversiones indebidas como consecuencia de una interpretación inadecuada de resultados. Por ejemplo, en un área de la microcuenca que esté bien protegida, con alta cobertura vegetal y muy poca actividad humana, se deberían esperar niveles bajos de riesgo y por consiguiente, bajo costo de tratamiento. Al detectarse contaminación microbiológica, es recomendable realizar una doble verificación a fin de precisar si tanto el muestreo como la inspección fueron realizados correctamente.



**Figura 2.4** Identificación de acciones prioritarias de mejoramiento con base en la reducción de riesgos o de niveles de contaminación microbiológica, (adaptado de Lloyd y Helmer, 1991).

En el modelo, es posible relocalizar la posición de un sistema de abastecimiento específico, por ejemplo, cambiando de fuente; modificando prácticas de defecación a campo abierto y de pastoreo, haciendo menos énfasis en los requerimientos de tratamiento de agua y posibilitando la adopción de métodos de tratamiento menos complicados que pueden ser fáciles de operar y mantener por la comunidad.

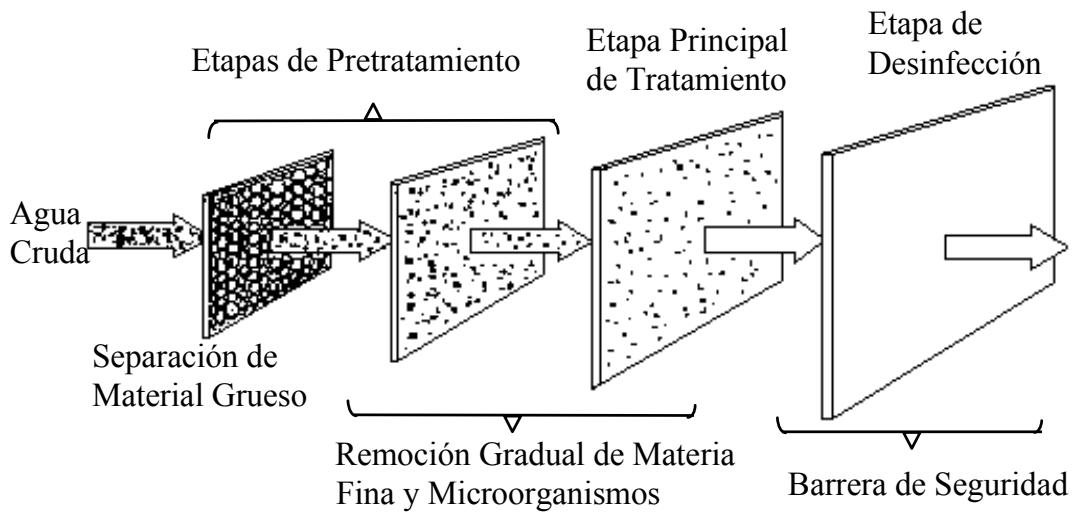
### **1.6 2.6 ESTRATEGIA DE LAS BARRERAS MULTIPLES PARA REDUCIR RIESGOS MICROBIOLOGICOS**

Una estrategia comprobada que contribuye eficazmente a reducir los riesgos de naturaleza microbiológica y contribuir a prevenir la transmisión de enfermedades de origen hídrico, lo constituye el uso de la mejor fuente de agua disponible, su protección de la contaminación, el tratamiento del agua captada para remover o inactivar patógenos, su adecuado almacenamiento y distribución y la existencia de prácticas adecuadas de manejo y consumo por parte de los usuarios del sistema de abastecimiento (Okun, 1991; Craun et al, 1994; Geldreich y Craun, 1996).

La protección adecuada de las cuencas o microcuencas abastecedoras de agua en Europa y en Estados Unidos utiliza regulaciones avanzadas que aun siguen teniendo desarrollos, mientras que en los países de América Latina, Asia y África, está en su etapa inicial, con legislación insuficiente, falta de herramientas de monitoreo y de personal entrenado para supervisar su cumplimiento. Esta situación requiere mayor atención y creatividad, particularmente en las zonas rurales, donde puede existir una estrecha colaboración entre las comunidades, las autoridades sanitarias, las entidades territoriales de soporte para el sector de agua y el gobierno en general. Esto puede ser necesario, por ejemplo, para regular la tala de árboles en áreas remotas, lo que solamente puede ser logrado a través de un control “social” por la comunidad que vive en la zona. Adicionalmente, es posible que sea necesario restringir el uso de pesticidas en algunas cuencas, lo cual genera el problema de compensación a los granjeros de la cuenca, en regiones donde la economía de sus productos apenas empieza.

Un factor importante para contribuir a la protección de las cuencas es la reducción de riesgos asociados con las descargas de aguas residuales, en particular cuando ellas incluyen el aporte potencial de patógenos originados en los desechos de humanos y animales. Para poblaciones dispersas o de baja densidad, esta reducción se puede conseguir tratando las aguas residuales en el sitio de producción. Para poblaciones nucleadas y de alta densidad, se pueden recolectar y tratar en un sitio diferente a los de su producción. Los niveles de tratamiento de las aguas residuales deben ser tales que sus efluentes no superen la capacidad de autodepuración de las fuentes de agua receptoras.

Aún manteniendo las barreras anteriores, las fuentes superficiales de agua requieren regularmente tratamiento para cumplir con los parámetros básicos recomendados por la OMS (1996). Una tecnología de tratamiento de agua para consumo humano, confiable y eficiente, se beneficia de cumplir con los siguientes conceptos básicos o características principales ilustrados en la figura 2.5.



**Figura 2.5** Esquema para ilustrar la aplicación de los conceptos de múltiples etapas, de tratamiento integrado y de desinfección de seguridad en el tratamiento de agua.

### 1.6.1 2.6.1 Conceptos Básicos Asociados con el Tratamiento de agua

#### Múltiples etapas de tratamiento

Este concepto tiene una larga historia, ha evolucionado de la práctica en mejoramiento de la calidad de agua (Craun, 1988) e implica tener más de una etapa de tratamiento. Juntas, estas etapas remueven progresivamente los contaminantes para producir agua de buena calidad. Idealmente, se debe tener agua de bajo nivel de contaminación fecal antes de la etapa final de tratamiento, la cual se convierte entonces en una barrera de seguridad (Lloyd et al, 1991).

#### Tratamiento Integrado

Al aplicar el concepto de tratamiento en múltiples etapas es importante reconocer que cada una de ellas pueden diferir en los mecanismos y eficiencias de remoción de los diferentes contaminantes. Según el concepto tratamiento integrado, las fortalezas y debilidades de cada etapa debe ser reconocida, estimada y balanceada para remover los contaminantes efectiva y económicamente (Lloyd et al, 1991). En general, la experiencia ha establecido la conveniencia de separar primero el material más pesado o de mayor tamaño y gradualmente ir avanzando en la remoción del material más pequeño, que incluye microorganismos, para finalizar en la desinfección.

#### La Desinfección Terminal

La desinfección es normalmente la última etapa o barrera en el tratamiento de agua que contribuye a eliminar o a reducir a límites aceptables, según la reglamentación vigente, los riesgos de transmisión de enfermedades de origen hídrico. Para que ella sea efectiva se requiere que las etapas previas remuevan, tanto a contaminantes que puedan interferir con los mecanismos de desinfección, como a la gran mayoría de microorganismos patógenos, de tal manera que no sea superada, en ninguna circunstancia, la capacidad de remoción del desinfectante. Así, se puede esperar que el efluente de las etapas previas presente demandas

bajas y poco variables de desinfectante, haciendo más económica, confiable y sencilla de operar esta última etapa de tratamiento.

Lo anterior, junto con estrategias mejoradas de transferencia de tecnologías de desinfección y de soporte al nivel local, debe contribuir a mejorar situaciones como la reportada por Reiff (1988), según la cual del orden del 70% de las unidades de desinfección estudiadas en sistemas comunitarios de abastecimiento de agua en Latinoamérica no operaban satisfactoriamente.

La tabla 2.3 presenta un ejemplo que ilustra la aplicación de estos conceptos en el tratamiento, sin la dosificación de coagulantes, de una fuente superficial. En este ejemplo el objetivo es producir agua que cumpla con los requerimientos básicos de las guías de la OMS.

**Tabla 2.3** Ejemplo de combinación de etapas de tratamiento para remover turbiedad e indicador de contaminación fecal (Lloyd et al, 1991; OMS, 1993).

Etapa de tratamiento y distribución	Turbiedad (UNT)			Coliformes fecales (UFC/100 ml)		
	Remoción (%) *	Carga promedio	Carga máxima	Remoción (%) *	Carga promedio	Carga máxima
Cribado	NA **	NA	NA	NA **	NA	NA
Sedimentación	50	60	600	50	1000	10000
Filtración en grava	80	30	300	90	500	5000
Filtración lenta	>90	6	60	95	50	500
Desinfección	NA	<1	<5	>99.9	<3	<25
Red de distribución		<1	<5		<1	<1

\* Remociones esperadas en cada etapa para cumplir con los objetivos del tratamiento. UNT, unidades nefelométricas de turbiedad y UFC, unidades formadoras de colonias.

\*\* NA, no aplicable. La etapa de tratamiento o proceso no se especifica para remover turbiedad o bacterias.

En Estados Unidos, la normatividad vigente acepta la desinfección de aguas superficiales como única etapa de tratamiento sólo cuando se cumplen una serie de ocho (8) condiciones (Pontius, 1990), las cuales se presentan de manera resumida a continuación:

- El nivel de contaminación fecal no debe superar 20 UFC/100 ml en el 90% de las muestras.
- La turbiedad no debe ser superior a 5 UNT. Ocionalmente se aceptan valores superiores pero con frecuencia estadística inferior a dos veces por año.
- La desinfección debe operarse para inactivar el 99.9 % y 99.99 % de quistes de *Giardia* y virus respectivamente. Esto se controla con base en valores mínimos reglamentados del producto de C, cloro residual, por T, tiempo de contacto del cloro con el agua hasta el primer usuario, medido a la hora pico de consumo.
- Establecer y mantener un programa efectivo de control de la cuenca.
- Llevar a cabo inspecciones sanitarias anuales con participación de la autoridad sanitaria o su delegado.

- Haber eliminado los brotes de enfermedades de origen hídrico.
- Cumplir con la reglamentación relacionada con los indicadores de contaminación fecal.
- Cumplir con la reglamentación para nivel máximo de contaminación por trihalometanos.

Esta reglamentación corresponde a estudios epidemiológicos y de administración de riesgo propios de ese país y establecen, en la medida de sus posibilidades, condiciones exigentes para evitar la aplicación del concepto de tratamiento en múltiples etapas y consecuentemente el de tratamiento integrado dejando la desinfección terminal como la última barrera de seguridad.

## **2. LA BUSQUEDA DE SOLUCIONES SOSTENIBLES.**

Atendiendo una solicitud de la Asamblea General de las Naciones Unidas, la Comisión Mundial sobre Medio Ambiente y Desarrollo incluyó el concepto de Sostenibilidad en su informe de 1987. Desde ese momento, tal concepto empezó a influir en la concepción de los programas de desarrollo. El concepto, en general, indica que las actividades que se realizan en la presente generación, no deben comprometer los recursos ni las condiciones ambientales de las futuras generaciones.

En respuesta a esta orientación el DAC, Development Assistance Committee del OECD, Organization for Economic Cooperation and Development, plantea que un programa de desarrollo es sostenible cuando es capaz de suministrar un nivel apropiado de beneficios, durante un período extenso de tiempo, después de que la asistencia financiera, administrativa o técnica de un ente externo haya terminado (OECD/DAC, 1988 citado por MDF, 1992). Esta definición está inscrita en la forma de trabajo de las instituciones de los países miembros de la OECD, la cual se orienta a la ejecución y financiación de proyectos que luego se transfieren a los gobiernos o las comunidades. Warner (1990) presenta el mismo concepto pero orientándolo más a la comunidad. Este considera que el éxito o la sostenibilidad de un proyecto se alcanza cuando cumple con sus objetivos y es mantenido por los usuarios durante un período significativo de tiempo.

Estas aproximaciones al concepto de sostenibilidad no hacen referencia clara a la conservación del ambiente. Es posible que un proyecto sea mantenido durante años por el nivel local, beneficiando la presente generación de usuarios, pero los subproductos del mismo estarían comprometiendo el bienestar de las nuevas generaciones. Este proyecto no sería sostenible en concepto de la Comisión Mundial de Medio Ambiente y Desarrollo, pero si lo sería, según el criterio de la OECD/DAC. Tampoco es razonable esperar, como parece sugerirlo Warner, que los usuarios de los servicios, o sus formas organizativas a nivel local, estén solos, después de concluidas las inversiones o intervenciones eventuales de agencias externas a la localidad

El sector de agua se mueve ahora en nuevos escenarios y en ellos, el papel del estado y las instituciones cambia de proveedor a facilitador, brindando apoyo y asesoría sin suplantar las funciones y responsabilidades de las comunidades u organizaciones locales, y por el contrario, mediante trabajo en equipo se debe posibilitar el fortalecimiento de sus capacidades y potencialidades (Vrom, 1995). Entonces, el nivel local, con espacios abiertos a la participación de mujeres, hombres y niños, debe jugar papel protagónico en el proceso de su desarrollo.

Aunque para algunos es todavía bastante novedoso, en el contexto político actual el nivel local tiene poder en la toma de decisiones, sin perjuicio del derecho a buscar asistencia de las instituciones especializadas relacionadas con el sector. A su vez, es conveniente que el nivel local tenga en cuenta que las instituciones hacen esfuerzos para adaptarse y ser más eficientes en roles ajustados a los nuevos escenarios jurídicos y de política sectorial. Reconocer que existen estas limitaciones es importante para empezar a superarlas, asumiendo el desarrollo como un proceso permanente de aprendizaje.

Junto con las limitaciones institucionales más evidentes para los niveles locales, como aquellas asociadas a la financiación, capacitación o asistencia técnica, es necesario identificar y promover la superación de otras restricciones para conseguir un sector dinámico y eficiente. Estas incluyen, por ejemplo, limitaciones para realizar programas de investigación y desarrollo o de vigilancia y control. Normalmente, instituciones con este tipo de misiones trascienden el nivel local y requieren legitimidad social, con base en la cantidad y calidad de sus productos, lo mismo que economía de escala, mediante el trabajo en equipo con otros actores del desarrollo, para estar con ellos al servicio de muchos sistemas con gran número de usuarios.

En este capítulo se revisa el concepto de sostenibilidad en relación con el sector de agua y saneamiento y se presentan consideraciones que orientan el proceso de búsqueda de las mejores soluciones para el nivel local. Después se revisan aspectos relacionados con el concepto y se identifican y proponen indicadores para facilitar su aplicación. Estos indicadores incluyen asuntos relacionados con el funcionamiento y aprovechamiento del sistema y con la administración de la prestación del servicio. Finalmente se reflexiona sobre varios aspectos relevantes en la realización de proyectos de tratamiento de agua.

## **2.1 SOLUCIONES SOSTENIBLES**

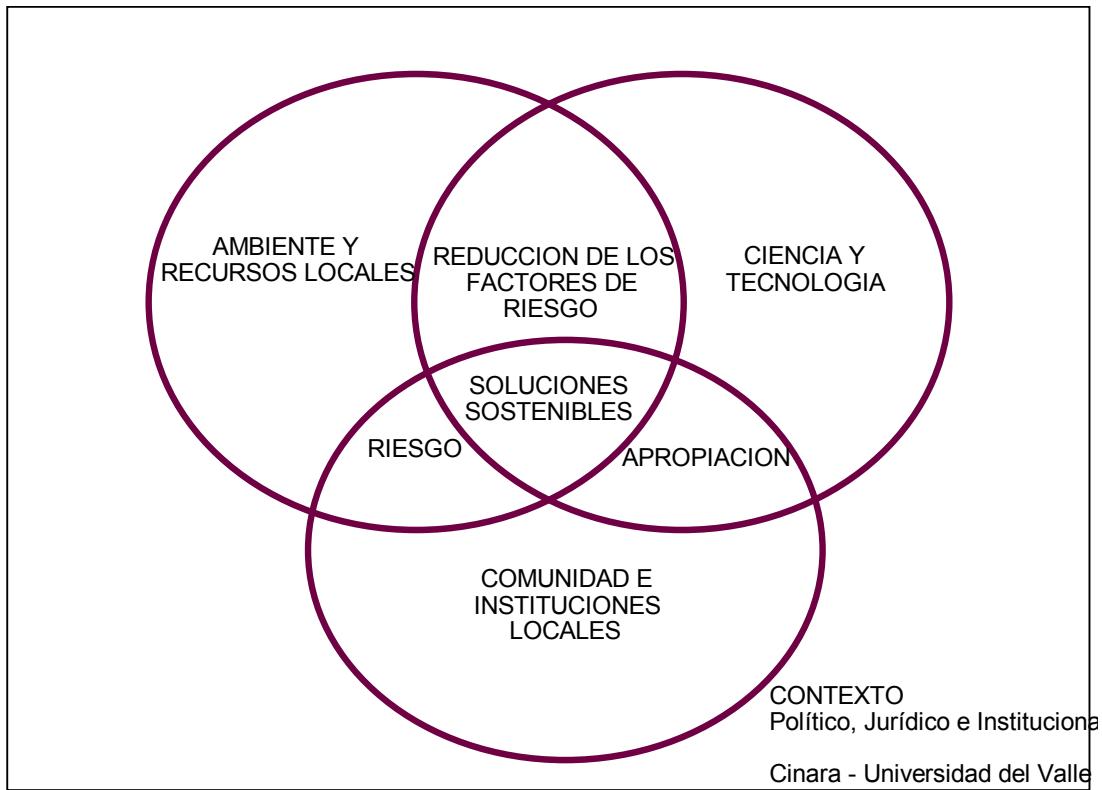
Siguiendo los recientes desarrollos del sector y considerando la experiencia de Cinara-IRC la siguiente aproximación a sistemas sostenibles en abastecimiento de agua y saneamiento puede ser considerada. Un sistema de abastecimiento de agua ó saneamiento es sostenible cuando:

- Provee un servicio eficiente y confiable a un nivel deseado.
- Puede ser financiado ó cofinanciado por los usuarios con limitado pero viable soporte externo y asistencia técnica.
- Es usado de manera eficiente, sin afectar negativamente el ambiente.

La administración del sistema es un aspecto crucial que cada vez más debe quedar en manos de organizaciones de base comunitaria. Los proyectos que relacionan la capacidad de gestión y autoestima de las comunidades y aseguran soluciones conjuntas, han incluido dentro de su método de trabajo, las condiciones locales, la cultura y particularmente han identificado y caracterizado los problemas sanitarios que prevalecen, dando así una mejor oportunidad para desarrollar sistemas sostenibles.

La definición de sostenibilidad implica, un encuentro entre las estructuras política, socio-económica, legal e institucional en lo cual, los sistemas necesitan operar y para lograrlo se deben involucrar 3 estrategias que interrelacionan dimensiones como se indica en la figura 3.1 (Galvis, 1993; Galvis et al, 1994):

- **La comunidad y las instituciones de nivel local.** Esta dimensión incluye variables tales como, capacidad y deseos de pagar por el nivel de servicio requerido; posibilidades de financiación o cofinanciación de la inversión inicial por parte de agencias nacionales o internacionales; capacidad de operación y mantenimiento; recursos y programas para asistencia técnica, vigilancia o control por parte del estado a nivel nacional o seccional; capacidad del nivel local para gestionar proyectos de desarrollo, manejar conflictos o trabajar en equipo con otras instituciones; educación ambiental, etc.



**Figura 3.1** Marco conceptual para ilustrar la búsqueda de soluciones sostenibles en programas de desarrollo en agua potable y saneamiento.

- **El ambiente o entorno** en el cual la comunidad vive, produce, se recrea y gestiona su desarrollo. En proyectos de abastecimiento de agua, especial atención requieren observaciones tales como: disponibilidad y comportamiento de los recursos hídricos; patrones de comportamiento o prácticas sanitarias de la comunidad en su entorno; valoración de factores de riesgo o la medición de niveles de contaminación en las formas existentes de abastecimiento de agua, según se revisó en los apartes 2.4 y 2.5; etc. Es en el intercepto de comunidad y ambiente donde se identifican factores de riesgo y con base en ellos se pueden reconocer, tipificar y jerarquizar acciones para superarlos.
- **La ciencia y la tecnología**, representadas o reflejadas en el conocimiento, la cultura y las obras o herramientas metodológicas, con base en las cuales seleccionan y realizan acciones los diferentes actores del desarrollo, para eliminar o reducir los factores de riesgo identificados en el intercepto de comunidad con ambiente, sin descuidar que estas acciones deben estar, a la vez, en el intercepto de comunidad con ciencia y tecnología, para facilitar su apropiación.

En el caso del intercepto de la ciencia y la tecnología con el ambiente o entorno, las acciones pueden estar orientadas a eliminar o reducir los niveles de contaminación de la fuente de agua, situación en la cual es relevante la estrategia de las barreras múltiples para reducir riesgos de naturaleza microbiológica, presentada el aparte 2.6 y con los conceptos de tratamiento de agua, ilustrados en la figura 2.5 del capítulo 2. En el intercepto del ambiente con la comunidad o nivel local, se pueden identificar y priorizar acciones, tales como: modificar patrones sanitarios o de comportamiento en las viviendas o en las cuencas; concertar sobre la mejor fuente de agua (lluvias, subterránea o superficial) y sobre las posibilidades de combinarlas para diferentes usos en la localidad; a partir del intercepto entre tecnología y comunidad se puede identificar el tipo de solución que la comunidad espera y que es capaz de administrar y sostener y que además sea coherente con las condiciones técnicas, socio-económicas y ambientales y con capacidades mismas de la comunidad.

El marco conceptual ilustrado en la figura 3.1, es una simplificación del proceso que requiere la búsqueda de las mejores soluciones en los programas de desarrollo. Sin embargo, se resalta la diversidad de variables en juego, muchas veces subestimadas por falta de información oportuna y de buena calidad; por restricciones para el trabajo interdisciplinario; o por limitaciones en la capacidad o en las oportunidades para realizar actividades de investigación, con base en inquietudes originadas inclusive en los programas mismos de desarrollo. Si bien para estas inquietudes la ciencia y la tecnología no siempre tienen respuestas claras, especialmente en el contexto o entorno específicos en que se requieren, normalmente si tiene los fundamentos o las herramientas metodológicas para enriquecer su búsqueda y la calidad de los resultados. Los beneficios de la adecuada divulgación y aplicación de estos resultados normalmente compensan con creces las inversiones realizadas para hallarlos.

Se subraya la necesidad de que los programas de desarrollo en el sector de agua y saneamiento apoyen o estimulen el fortalecimiento de la capacidad de instituciones de realizar actividades de investigación y desarrollo de buena calidad, con acceso a redes especializadas de información y con posibilidades de contactos o de trabajo en equipo con grupos activos en tópicos de común interés y relevantes para contribuir al entendimiento y a la búsqueda más sistemática de soluciones sostenibles, en los contextos o entornos específicos en que se requiere actuar en el sector de agua potable y saneamiento.

Se subraya también que, al menos en parte, las respuestas que puede tener la comunidad o las instituciones del nivel local y que es clave establecer con ellas los mejores canales posibles de comunicación para recuperar su experiencia y potenciar su iniciativa y creatividad.

En la zona del programa, en muchas circunstancias se puede obtener gran parte de las soluciones a los problemas existentes, en consecuencia, se aconseja revisar participativamente las experiencias locales para enriquecer con ellas los planes de acción correspondientes. De otra parte, si se considera la opción de introducir nuevas tecnologías, es necesario verificar si requieren adaptación o validación en las condiciones locales, antes de promover su utilización masiva. Es necesario acompañar y apoyar su puesta en marcha, con el fin de realizar los ajustes necesarios para las condiciones específicas de operación y mantenimiento. También se debe analizar la conveniencia de producir o adaptar y promover adecuadamente material didáctico, en armonía con actividades de capacitación bien organizadas, según la cultura y los niveles de escolaridad de los diferentes actores del desarrollo.

De acuerdo con las tres dimensiones indicadas y en evidencia como la reportada por Esrey (1990), se reitera que para lograr un mayor impacto en la salud pública de las localidades, las acciones de mejoramiento de calidad del agua, deben acompañarse de otras que incluyan actividades relacionadas con higiene personal, saneamiento básico y educación ambiental.

## **2.2 ASPECTOS E INDICADORES DE SOSTENIBILIDAD DE LAS SOLUCIONES**

La ejecución ajustada de los cronogramas de actividades y de los presupuestos son metas importantes a cumplir en la administración de los programas de desarrollo, pero no son en sí, indicadoras del impacto de las inversiones realizadas en las localidades incluidas en el programa. La valoración de este impacto se facilita reconociendo que los servicios de agua potable y saneamiento son necesarios para posibilitar una mejor salud pública y unas mejores condiciones para la productividad y la calidad de vida (WASH, 1993). En consecuencia, para verificar el cumplimiento de estas necesidades para el desarrollo, resulta clave establecer si estos servicios funcionan adecuadamente y son bien aprovechados por los usuarios. Estos dos aspectos (funcionamiento y aprovechamiento) son la base de los procedimientos mínimos de evaluación (Minimum Evaluation Procedures) presentados por WHO (1983).

Cuando se discute acerca de sistemas sostenibles, el énfasis debe incluir desde los propósitos de la construcción hasta localizarse en indicadores que muestren de la mejor manera los resultados del proyecto tanto a mediano como a largo plazo. Tres grupos principales de indicadores han sido identificados, los que se describen a continuación:

- La calidad y el nivel de servicio, claramente relacionados con el funcionamiento del sistema.
- El uso eficiente de agua, relacionado con la forma como la comunidad usa el recurso.
- La administración del servicio.

La identificación clara de indicadores facilita la toma de decisiones tanto en la comunidad como con agencias financieras en aspectos relativos al nivel de servicio esperado por los usuarios en un sistema nuevo. Cada tópico necesita de indicadores específicos que cuantifiquen los beneficios requeridos y los que el sistema debe proveer. A través de indicadores se debe establecer la necesidad de gestión y soporte.

### 2.2.1 El nivel de servicio

Para establecer el nivel de servicio de sistemas de abastecimiento de agua se pueden aprovechar los siguientes criterios o indicadores básicos (adaptados de Lloyd et al., 1987):

**Cobertura**, referida como el acceso que la comunidad tiene al sistema de abastecimiento. El servicio debe ser equitativo para el mayor número de usuarios posible. Por ejemplo, en zonas montañosas el diseño hidráulico del sistema de distribución, debe permitir a los residentes de las partes altas recibir cantidades semejantes de agua que a los de las partes bajas. Aunque este puede ser el indicador más importante en comunidades con problemas de cobertura, las experiencias de la Década del Agua indican que no es suficiente enfocarse en este único aspecto.

La cobertura puede ser expresada como el porcentaje de viviendas ocupadas en la localidad que tienen conexión al sistema o mejor aún, que tienen un servicio equitativo. La cobertura puede ser también un indicador de gestión, pues cambios en el tiempo pueden indicar si el ente encargado de administrar del servicio, mantiene el número o porcentaje de conexiones existentes o mejor, logra incrementos, sin perjuicio de otros indicadores de la prestación del servicio.

**Continuidad** en la prestación del servicio, evita riesgos de recontaminación en la distribución o en almacenamientos inadecuados a nivel de los usuarios. El diseño de las componentes de tratamiento o de distribución debe permitir, al menos, actividades normales de operación y mantenimiento, sin suspender la prestación del servicio. Sin embargo, en localidades donde el agua no pueda ser suministrada continuamente, se deben reducir en lo posible los riesgos de recontaminación en la distribución, especificar horarios para el suministro de agua e informar oportunamente a la comunidad sobre las medidas preventivas correspondientes. Esto debe ser motivo de concertación con las autoridades sanitarias respectivas.

La continuidad se puede evaluar con base en el número de veces que se suspende la prestación del servicio por más de cierto tiempo por año; o más específicamente, por el número de horas sin suministro por día, en períodos representativos del año. Estos pueden corresponder, por ejemplo, con las suspensiones del servicio eléctrico o de escasez de combustible en sistemas con bombeo; con la época de sequía en localidades con problemas de escasez de agua, o con períodos de lluvias o de deshielos en localidades con problemas de erosión en las cuencas. La continuidad se puede reportar también por zonas dentro de una localidad, donde

las diferencias de valores pueden estar asociadas con problemas de diseño, operación o mantenimiento en la componente de distribución.

**Cantidad** de agua es factor importante para el mejoramiento de la salud pública y la calidad de vida, al posibilitar una mejor higiene personal, lavado de los alimentos y ahorro de tiempo de acarreo, especialmente de mujeres y niños. Para ello el agua suministrada debe ser suficiente para beber, cocinar y aseo tanto personal como de la vivienda. Las consecuencias socioeconómicas y ambientales de incluir otros posibles consumos debe revisarse con la comunidad. Si ella está dispuesta a financiar otros tipos de usos y si la fuente y las condiciones de saneamiento existentes lo permiten, se podrían considerar dotaciones mayores. Sin embargo, la comunidad debe hacer conciencia de cuando presenta consumos excesivos y explorar prácticas y procedimientos para superar esta situación limitante para la sostenibilidad del sistema. Consecuentemente, el uso indiscriminado de normas que asignan cifras globales y rígidas a la dotación, puede conducir a sistemas inadecuados, con poca aceptación y apropiación local.

Una primera aproximación de la cantidad de agua que se está suministrando en un sistema, puede ser definida a partir de la relación entre el consumo diario, medido en el tanque de almacenamiento, y el número de usuarios que se abastecen. Sin embargo, este valor es mayor que el consumo per cápita, pues se incluyen las pérdidas visibles y no visibles que se presentan dentro del sistema. La cantidad suministrada solo puede ser analizada en detalle, si existen lecturas confiables de medidores domiciliarios, o durante un estudio, si la calidad de agua lo permite instalando algunos con base en una muestra representativa.

Otro punto clave en un servicio sostenible, lo constituye la relación entre el volumen de agua suministrada para el consumo y la capacidad de la fuente abastecedora. Esta relación debe ser menor que uno durante el período crítico de verano; entre menor valor tenga la relación, mucho más ventajoso para la fuente misma, particularmente si el abastecimiento compite en la fuente con otros usos relevantes para el desarrollo de la localidad y su entorno.

**Calidad**, factor clave para la salud pública y para la aceptación, operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua. Aspectos de calidad de agua se revisaron en los apartes 2.2, 2.3 y 2.4. Se recuerda que la combinación de observaciones metódicas de campo (inspecciones sanitarias) con la medición de niveles o intensidad de la contaminación (análisis de muestras) constituyen la base para la identificación de factores de riesgos para la selección de acciones orientadas a superarlos. En el capítulo 2 se citan partes relevantes de las guías de la OMS para los alcances de este documento; sin embargo, se recomienda al lector revisar adicionalmente las normas nacionales o las guías mismas de la OMS.

**Costo**, determinado en buena parte por niveles de riesgo en la fuente y por características geográficas del asentamiento humano a servir. La combinación de fuentes de agua, en algunas circunstancias puede contribuir a la viabilidad económica del sistema de abastecimiento. En la vereda de Zaragoza costa pacífica colombiana, por ejemplo, en algunas localidades, para evitar bombeos o conducciones costosas, están aprovechando fuentes superficiales cercanas de baja capacidad, con el uso de aguas lluvias. De cualquier manera, la solución planteada debe, en lo posible, guardar armonía con las condiciones socioeconómicas y sobre todo con la voluntad de pago de los usuarios del sistema. La tarifa debe cubrir como mínimo aspectos de operación, mantenimiento preventivo, reparaciones menores y algunas circunstancias, costos de administración del sistema. Además, si se requiere, dependiendo de la reglamentación de los programas nacionales de financiación o cofinanciación, se deben incluir recursos para la recuperación de la inversión, bajo criterios convenidos entre la fuente financiera y los usuarios.

A nivel internacional se considera que la tarifa mensual no debe superar del 3 al 5% de los ingresos promedio mensual del usuario (UNDP, 1990). Esta consideración puede orientar el establecimiento de criterios a nivel

local dependiendo de los costos que se decidan finalmente recuperar con la tarifa y de la estimación de los ingresos de los usuarios . Además, como un indicador de la voluntad de pago, se puede utilizar la morosidad, expresada como el porcentaje de usuarios que adeudan los últimos dos, tres ó cuatro meses.

### **2.2.2 El uso eficiente del agua.**

La actitud de la comunidad frente al ambiente en general y al agua en particular, son aspectos importantes a revisar coordinadamente con ella. La preservación de fuentes y el aprovechamiento eficaz de su sistema de abastecimiento son tópicos a precisar. En la región Andina, por ejemplo, se han identificado consumos en el rango de 20 a 600 l/hab/d, en localidades con diferente nivel de servicio y condiciones socio culturales y económicas. Entendiendo la "Cultura del Agua" como la forma en que la comunidad percibe y usa su recurso, es importante comprender creencias y costumbres que orientan su comportamiento, lo cual en muchas circunstancias puede estar relacionado con sus antecedentes históricos o con condiciones en su entorno. Esta comprensión debería proporcionar herramientas para facilitar reflexiones al interior de la comunidad, que conduzcan a nuevas actitudes o prácticas en el uso del agua en la vivienda o en su entorno, tales como riego de huertas, cuidado de animales, grifos permanentemente abiertos o la necesidad de realizar mantenimiento a conexiones intradomiciliarias y aparatos de fontanería.

En muchas circunstancias los consumos excesivos se originan en redes de distribución pobremente diseñadas, con demasiada energía disponible al momento de abrir los grifos en los domicilios, o pobremente construidas o mantenidas con fugas excesivas. También un diseño o una construcción deficiente en la estructura puede generar pérdidas constantes bien sea a través de rebose en el almacenamiento ó por fisuras debido al proceso constructivo. En otras circunstancias, el inadecuado mantenimiento de las unidades de micro y macro medición, puede arrojar información no coherente con la realidad.

Además de la pobreza en el diseño hidráulico ó de obras civiles, limitaciones de las especificaciones técnicas ó de los mismos procesos constructivos, se presenta otro factor como elemento importante para el incremento de las fugas en los sistemas de abastecimiento de agua. Este hace referencia a la ausencia de adecuadas especificaciones para construcción con materiales utilizados dentro del sector de agua potable y saneamiento, aunado al hecho de falta ó ausencia de control en la calidad del producto distribuido. Una estrategia que obvie tales limitantes deberá ser concertada entre los entes involucrados, pensando bajo toda circunstancia en la sostenibilidad de los sistemas.

Como indicadores que pueden ser usados para evaluar el uso eficiente del agua se sugieren: el consumo promedio por usuario, de manera global, individual o por zonas en la localidad; el porcentaje de usuarios que utilizan agua de otras fuentes con alto riesgo sanitario para el consumo humano; el porcentaje de viviendas con aparatos de fontanería en mal estado; el uso no previsto o concertado para riego o aseo de animales; y los usuarios que hierven el agua para niños mayores de 1 o 5 años, aún si el agua suministrada cumple con las normas nacionales o las guías de OMS.

### **2.2.3 La administración.**

Se debe procurar que la capacidad de organización y de gestión del nivel local correspondan con las necesidades de operación, mantenimiento y administración del sistema, con un mínimo razonable de apoyo gubernamental o institucional externo. El ente administrador de la prestación del servicio a nivel local, debe estar al tanto de los requerimientos de personal y de materiales para mantener su sistema en óptimas condiciones. Es evidente que una buena administración requiere de un control contable adecuado y de claras

y frecuentes comunicaciones sobre la situación financiera de la organización y sobre el comportamiento del sistema. Estas comunicaciones deben establecerse y conservarse con las instituciones que brindan la asistencia técnica y hacen la vigilancia o el control y con la comunidad misma.

Es importante que la comunidad confie en el ente administrativo y en sus instancias de soporte o seguimiento, tanto en aspectos técnicos, como administrativos; para consolidar esta confianza no debería ahorrarse esfuerzo alguno. La administración debe ser muy cuidadosa con los contratos de suministro y construcción, los cuales deben tener especificaciones claras y completas, exigiendo a los contratistas las garantías del caso. Los gobiernos deberían procurar que las instituciones de soporte no suplanten las funciones de los entes administrativos de nivel local, o de las asociaciones de núcleos rurales, de municipios u otras opciones legalmente reconocidas para la prestación del servicio. Además parece, por lo menos inconveniente, concentrar en una misma institución la asistencia técnica con las funciones de vigilancia y control de los entes administradores de los sistemas.

La administración del sistema puede revisarse aprovechando indicadores indirectos como, experiencia relevante de los funcionarios y capacitación recibida; participación de hombres y mujeres y su papel en la toma de decisiones; número de reuniones del grupo directivo; frecuencia y calidad de las comunicaciones entre el ente administrador con representantes de la comunidad o comunidades beneficiadas, en el caso de asociaciones o empresas que sirvan a más de una localidad; frecuencia y calidad de la supervisión del trabajo de fontaneros u operadores del sistema; calidad de atención a los usuarios vía, por ejemplo, número, tipo y tiempo requerido para atender quejas de los usuarios, frecuencia y calidad de las actividades de soporte, vigilancia o control, etc.

La administración puede revisarse también con base en indicadores más directos, como, el número de inspecciones realizadas al sistema de abastecimiento; cumplimiento de la reglamentación vigente sobre calidad de agua, presentación de estados financieros de la organización, etc.; búsqueda de soluciones a problemas de morosidad de pago, de oportunidades de capacitación para funcionarios o de educación para la comunidades beneficiadas; gestiones realizadas ante otras instancias en beneficio del mejoramiento del sistema, etc.

#### **2.2.4 Seguimiento y Evaluación**

Desde el inicio de un programa de mejoramiento de la calidad de agua o de un proyecto, si es el caso, es importante definir metas, indicadores y los niveles o los rangos con que se quieren cumplir. Esto debe hacerse en el marco de la legislación o reglamentación vigente, procurando tener en cuenta también particularidades en la zona de trabajo, difícilmente previsibles a nivel de leyes o decretos de nivel nacional. Los indicadores y sus niveles o rangos de cumplimiento deben ser acordados o compartidos por los diferentes actores del desarrollo, de cuyos actos depende la búsqueda de la sostenibilidad del programa o del proyecto de desarrollo correspondiente.

La formulación de indicadores debe ser clara y creativa. Por ejemplo, un indicador de cobertura puede ser el número de usuarios conectados al sistema dividido por el número de familias en una comunidad. Sin embargo, en una zona dispersa con nacimientos de agua bien protegidos, el sistema comunitario no tiene que alcanzar una cobertura del 100%. En este caso el indicador de cobertura podría formularse, por ejemplo, como el número de familias con acceso al sistema, dentro de una distancia de 200 m de su casa, sobre el número de familias en la comunidad.

En la tabla 3.1 se presentan una serie de indicadores adaptados de una experiencia de evaluación participativa sobre sostenibilidad en Ecuador, con base en 40 sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento básico (Visscher et al., 1996).

Los niveles deseables para los indicadores incluidos en la tabla anterior deben entenderse sólo como un ejemplo ya que fueron formulados teniendo en cuenta la situación en la zona de aplicación y las condiciones en que debió realizarse la evaluación. En consecuencia, el lector es invitado a revisarlos o reformularlos, de acuerdo con las circunstancias en las cuales hace su contribución al desarrollo. Los indicadores pueden formularse por actividades del ente administrador, o por componentes del sistema de abastecimiento.

En el anexo 1 se incluye una propuesta de seguimiento para la tecnología de tratamiento de agua FiME. En ella se presentan rangos aceptables para cada indicador y se recomiendan acciones en caso de que los valores observados estén por fuera de los rangos indicados.

### **2.3 PARTICIPACION DE LA COMUNIDAD**

En la búsqueda de soluciones sostenibles la participación de la comunidad juega papel protagónico y es esencial que ella, directamente o a través de verdaderos representantes, tenga la oportunidad de contribuir a establecer formas de expresión, a manifestar sus necesidades y puntos de vista en las diferentes etapas del proyecto, desde su gestación hasta su ejecución y funcionamiento (White, 1982; Wijk Sijbesma, 1986). En la conferencia de Ministros de Noordwijk en 1995, se recuperaron muchas de las lecciones aprendidas en la Década del agua de los 80s y se reconoció la necesidad de manejar la dimensión humana del problema como el mayor reto a cumplir (Vrom, 1995). Los gobiernos deben promover y facilitar la solución de los problemas del desarrollo asumidos por las comunidades y sus formas organizativas. Esto implica un desafío importante para movilizar personas y comunidades hacia la búsqueda de un nuevo futuro en la que ellas sean el motor de su propio desarrollo.

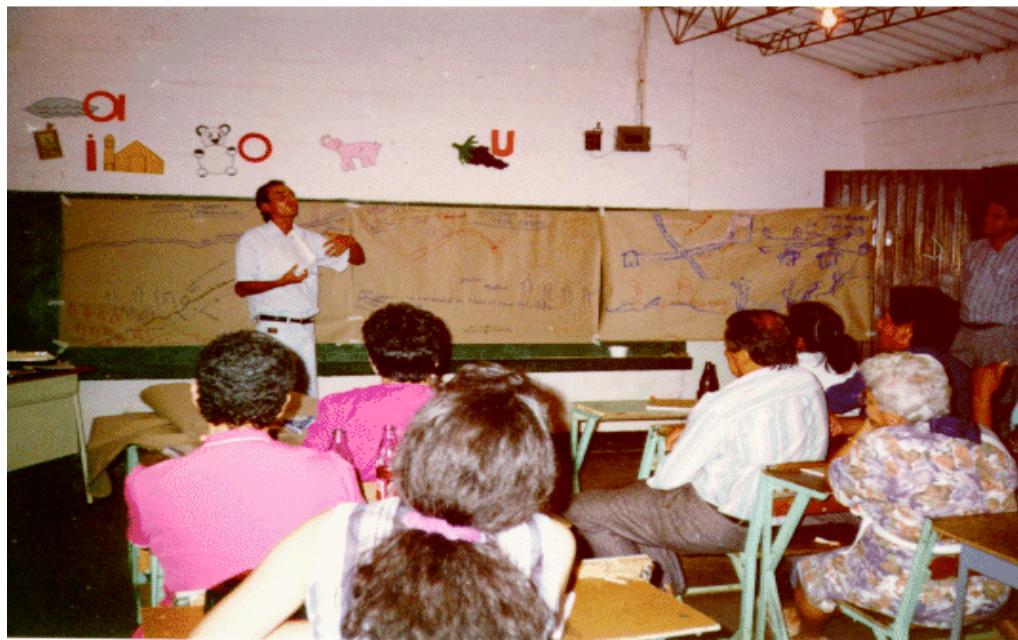
**Tabla 3.1** Ejemplo de indicadores de sostenibilidad en sistemas de abastecimiento de agua \* (Adaptado de Visscher et al., 1996).

Tema	Indicador	Nivel Deseable
1. Cobertura	<u>No. de viviendas conectadas</u> No. total de viviendas	100%
2. Cantidad disponible	<u>Demanda máxima del sistema</u> Caudal mínimo de la fuente	Menor a 50%
2.1 Producción	<u>Demandा actual del sistema</u> Caudal de diseño	Menor a 100%
2.2 Cantidad de uso	<u>Consumo real por usuario</u> Consumo de diseño por usuario	Menor a 100%

3.	Continuidad	Número de horas de suministro por día	24 horas
3.1	Continuidad en la fuente	Reducción en el tiempo	Sin reducción
4.	Calidad	Turbiedad en el efluente tratado  Cloro residual en la red de distribución	Menor a 5 UNT  0.3 - 0.6 mg/l
5.	Uso de otras fuentes	<u>No. de personas que se abastecen de otras fuentes</u> No. de personas entrevistadas	0%
5.1	Uso eficiente de agua	<u>No. de viviendas con desperdicio</u> No. de viviendas visitadas	0%
6.	Capacidad de gestión	<u>No. de suscriptores morosos</u> No. total de suscriptores  Supervisión del operador	Menor a 5%  Si
6.1	Capacidad de O&M	Operador capacitado con herramientas de trabajo	Si
6.2	Representación de la mujer, dentro del ente administrador	<u>No. de mujeres capacitadas</u> No. de miembros capacitados	≥ 50 %
7	Costos	<u>Ingresos totales por mes</u> Gastos totales por mes	Superior a 1
7.1	Tarifas	<u>Tarifa actual por mes</u> Ingresos por familia por mes	Menor a 3%

\*Estos indicadores deben ser formulados y concertados entre los diferentes actores del desarrollo según su contexto específico. Las actividades que se promueven con la comunidad deben incluir acciones de información, educación, consulta, fortalecimiento de la iniciativa, gestión, fiscalización, concertación y una toma de decisiones.

Lo anterior requiere de una población consciente de la importancia ambiental, económica, etc. de los recursos hídricos y de las crisis y conflictos crecientes que hay alrededor de ellos y que esté en capacidad de participar en los análisis y en la toma de decisiones alrededor de problemas específicos. En el caso de proyectos de abastecimiento de agua, se subraya la necesidad que los habitantes de la localidad, o en últimas los representantes de todos los sectores de la población (hombres y mujeres con diferentes niveles de ingresos y formas de producción; etnias; grupos religiosos; etc.), sean informados, consultados y se hagan partícipes de la toma de decisiones, desde el inicio del proyecto, como requerimientos para posibilitar su apropiación a nivel local. Después de realizar talleres participativos con la comunidad sobre identificación de riesgos y acciones a implementar en su sistema de abastecimiento de agua, la figura 3.2 ilustra un representante comunitario exponiendo los resultados de su grupo de trabajo, con base en la aplicación de la técnica con pintura dactilar.



**Figura 3.2** Exposición de resultados por un líder comunitario dentro de un taller participativo sobre el sistema de abastecimiento de agua. La Sirena, Cali, Colombia, 1996.

Algunos aspectos relevantes en los cuales la comunidad puede participar, se reiteran a continuación:

- La conservación y la protección de los recursos naturales, en particular de las fuentes de agua. En efecto estos aspectos son los primeros afectados por la pobre protección, originada en muchas circunstancias por quienes viven más cerca de tales lugares, pero los que a la vez, podrían ser los mejores vigilantes de los recursos hídricos.
- Los beneficios de un buen servicio de abastecimiento de agua y de su uso eficiente.
- Los derechos y responsabilidades adquiridos a través de la formulación, ejecución y operación de los proyectos ejecutados por los diferentes actores del desarrollo involucrados en su realización: comunidad, gobierno, organismos financieros o de asistencia técnica, instituciones u organismos de vigilancia y control, etc.
- Las implicaciones técnicas (v.g. operación y mantenimiento) y financieras (v.g. tarifa) de la selección de fuentes, niveles de servicio u opciones de localización o construcción para los diferentes componentes del sistema de abastecimiento.
- Los papeles de planificadores, diseñadores, constructores, interventores, comités de veeduría ciudadana, etc. durante la concepción y construcción de las obras.

En la práctica no siempre es fácil comunicarse con todos los sectores de la comunidad y en algunas culturas en particular, con las mujeres. Sin embargo, son ellas quienes normalmente están relacionadas más directamente con el agua y el saneamiento por ser usuarias, amas de casa, educadoras de los niños y protectoras de la salud de la familia. En consecuencia, es necesario concertar procedimientos para vincularlas a las diferentes etapas del proyecto. Para ello pueden contactarse programas afines presentes en la zona,

consultarlas informalmente en sus lugares de trabajo o enriquecer las reuniones comunitarias tradicionales con técnicas participativas que estimulen y faciliten su participación efectiva (Wijk Sijbesma, 1985; García, 1996).

## **2.4 CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE PROYECTOS DE TRATAMIENTO DE AGUA.**

### **3.4.1 La localización**

La localización de la planta de tratamiento tiene implicaciones en los costos de inversión y sostenimiento de las obras. Debe estar preferiblemente cerca de la población, para facilitar labores de supervisión del trabajo del operador. Además, el sitio de planta debe estar a una elevación tal que evite en lo posible el bombeo, bien sea de la captación a la planta o de ella a la distribución, por sus implicaciones en operación y mantenimiento y en los costos de sostenimiento del sistema. También debe tenerse en cuenta, que la ubicación no limite el funcionamiento hidráulico de las conducciones entre captación y planta o entre la planta y la distribución, cuando se trata de la optimización de sistemas existentes. Deben evitarse suelos de mala calidad o sitios escarpados, con pendientes altas, para disminuir en lo posible cimentaciones complejas, grandes excavaciones o muros de contención costosos. La atención simultánea de estas consideraciones puede llevar a situaciones de compromiso que el diseñador debe resolver, en coordinación con otros actores del desarrollo, incluida la comunidad, pensando siempre en el sostenimiento a largo plazo del proyecto.

### **3.4.2 Criterios de Diseño**

El período de diseño y la dotación por habitante son criterios con implicaciones en el tamaño de las obras y consecuentemente en los costos de inversión y sostenimiento. El período de diseño debe guardar armonía con la dinámica de crecimiento de la población y con el costo de oportunidad de acceso a la financiación o cofinanciación de los proyectos. En general, deben evitarse períodos largos, que superen los 10 o 15 años, por sus implicaciones innecesarias en costos. Especial atención se recomienda durante el diseño para prever y especificar las obras de tal manera que se facilite, en todo lo posible, el trabajo de hombres o mujeres cuando realizan las actividades rutinarias o esporádicas de operación y mantenimiento que requerirá la planta.

Las decisiones sobre la dotación deben incluir la revisión de patrones de consumo en el tiempo, procurando estimar un valor representativo para el consumo máximo diario (CMD) con base en el cual se recomienda el diseño de la planta. Sin embargo, para valores muy altos de CMD con respecto al promedio, puede ser más económico prever más almacenamiento que aumentar por esta razón el tamaño de la planta. Es importante involucrar a la comunidad en la discusión, sobre todo cuando hay un sistema existente con dotación muy alta o cuando las expectativas de la gente rebasan la capacidad de la fuente de abastecimiento o los recursos disponibles para inversión o sostenimiento de las obras.

La planta de tratamiento debe proyectarse con consideraciones estéticas, y puede convertirse en un sitio lúdico para la comunidad o en herramienta de capacitación para las escuelas o colegios de la localidad, particularmente con la tecnología de FiME, por la naturaleza de sus procesos o etapas de tratamiento. Consideraciones adicionales sobre los criterios de diseño de esta tecnología se presentarán en los siguientes capítulos.

### **3.4.3 Consideraciones en la construcción**

Un buen diseño no garantiza la calidad de las obras. Para esto se requiere también un buen proceso constructivo. Este proceso se beneficia de previsiones realizadas durante las etapas de planeación y diseño sobre aspectos tales como: disponibilidad y calidad de materiales; accesibilidad al sitio; características geotécnicas y topográficas del lugar y calidad de la mano de obra disponible. Cuando se trate de construir tecnologías relativamente novedosas para la región donde se realiza el proyecto, es importante requerir y brindar condiciones para que los diferentes actores en el proceso se capaciten y tengan criterio para tomar decisiones frente a situaciones imprevistas. Aún las tecnologías que parecen más sencillas tienen elementos claves que suelen ser subestimados por constructores con experiencia en tecnologías complejas y que luego afectan negativamente la operación o el mantenimiento de las obras.

Con una adecuada capacitación, la comunidad puede ejercer las funciones de veeduría social, cívica o ciudadana, según la reglamentación de cada país. Esta veeduría debe contribuir a una mejor ejecución de las obras, si se entiende y realiza apropiadamente. El interventor “clásico” debe comprenderla y estimularla, pues no solo contribuirá a la solución de conflictos, sino a agilizar la solución de inquietudes y a aprovechar mejor los recursos de la zona, con lo cual todos pueden salir ganando, incluido, por supuesto, el constructor. Esto puede contribuir también a un manejo más transparente del proceso y a enriquecer la apropiación del proyecto por parte del nivel local.

### 3.4.4 Operación y Mantenimiento

De nuevo, buenos diseños y procesos constructivos contribuirán muy poco a la sostenibilidad de las obras, si éstas no se operan y mantienen adecuadamente. Aquí el trabajo de los operadores u operadoras es clave, para lo cual requieren capacitación adecuada y un ambiente de trabajo respetuoso y estimulante. Un operador motivado y capacitado es esencial para contribuir a la salud de la comunidad, como se ilustra en la figura 3.3.



**Figura 3.3** La salud de una comunidad depende del grado de entrenamiento y motivación del operador; también del seguimiento y apoyo brindado por la comunidad y las instituciones de soporte. Planta FiME, Filtro Grueso Dinámico, Colegio Colombo Británico, Cali, Colombia, 1997.

Durante las etapas de planeación, diseño y ejecución de las obras se deben tener siempre en cuenta las comodidades y los recursos necesarios para su operación y mantenimiento. Para que el operador u operadora pueda desarrollar sus labores de manera adecuada, debe tener un esquema o plan básico de trabajo claro y contar con el apoyo del ente administrador del sistema y de la comunidad y recibir también acompañamiento de las instituciones del sector. El ente administrador o su delegado formal, coordinan el trabajo de operación y debe procurar mantener una buena comunicación, de tal manera que todos los niveles de la comunidad conozcan sobre el desempeño del sistema y puedan enterarse oportunamente sobre interrupciones en el suministro, generadas por reparaciones o ejecución de labores imprevistas de mantenimiento. Se subraya la conveniencia de que el operador conozca con quien coordinarse y que esto sea, en lo posible, respetado por los demás actores que contribuyen en la localidad al sostenimiento del sistema.

El plan básico de operación debe incluir las tareas más importantes y su frecuencia de aplicación. Estas tareas pueden incluir también actividades en otros componentes del sistema de abastecimiento, por ejemplo, la captación, la conducción o la red de distribución y también apoyo al ente administrador, por ejemplo, en la distribución de los recibos de pago. Estas combinación de tareas no impide que se obtengan buenos resultados en las labores de operación y mantenimiento de los sistemas, si la tecnología de tratamiento no requiere de la presencia continua de personal.

En el anexo 2 se ilustra un esquema de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento basada en la tecnología FiME y se incluyen posibles soluciones a problemas previsibles. Además, Cinara e IRC, con el apoyo de los gobiernos de Colombia y los Países Bajos, han producido un manual, afiches y videos de utilidad para la capacitación de operadores y demás actores del desarrollo que decidan utilizar esta alternativa de tratamiento de agua.

## **4. FILTRACION EN MULTIPLES ETAPAS**

Si bien en las últimas décadas se han hecho avances significativos en el desarrollo de la tecnología de filtración rápida de agua químicamente coagulada, FiR, y en su adaptación a condiciones propias de la América Latina (AWWA, 1990; ASCE - AWWA, 1990; Arboleda, 1993; Di Bernardo, 1993), aún dista mucho de ser ésta una solución sostenible en la mayoría de localidades o asentamientos humanos nucleados en la región andina, por sus limitaciones de infraestructura y de capacidad institucional para utilizar eficaz y continuamente alguna de sus aplicaciones al tratamiento de agua. En efecto, la búsqueda de soluciones a las necesidades de mejoramiento de la calidad de agua en asentamientos humanos que utilizan fuentes superficiales en esta región, originó el desarrollo de la tecnología de filtración en múltiples etapas, FiME, según se la presenta en esta publicación.

Esta búsqueda ha sido catalizada por los procesos de descentralización administrativa, las posibilidades de participación de formas organizativas del nivel local en la selección de opciones tecnológicas para la prestación de los servicios de agua potable y saneamiento básico, lo mismo que en su administración y sostenimiento. En estas circunstancias, las dificultades para aprovechar adecuadamente alguna de las variantes de la tecnología FiR en el tratamiento de agua, originadas en la necesidad de adquirir, transportar, almacenar o dosificar coagulantes químicos, generalmente limitan su aplicación a ciudades grandes o intermedias. Estas dificultades se agudizan en los casos frecuentes de localidades pequeñas abastecidas con fuentes superficiales que presentan cambios bruscos de calidad de agua, por la complejidad de cuantificar, ajustar y controlar oportunamente la dosificación de químicos.

La superación de estas dificultades se está haciendo por dos vías principales. La una, cuando existe la disponibilidad de coagulantes y es necesaria su dosificación, por ejemplo ante altos contenidos de color o de sólidos de naturaleza coloidal, consiste en innovar la aplicación de FiR con el desarrollo de nuevas modalidades de clarificación y acondicionamiento de agua, con base en la utilización de algunas de las modalidades de filtración en gravas o filtración gruesa, en combinación con técnicas simplificadas de dosificación de coagulantes (Cinara e IRC, 1996; Ahsan, 1995; Cruz, 1997). Esta combinación parece tener buenas posibilidades de reducir las cantidades necesarias de coagulantes químicos y de simplificar los procedimientos para estimarlas y controlarlas durante la operación. Si las actividades de investigación y desarrollo tecnológico, actualmente en ejecución, confirman y precisan estas posibilidades, se ampliaría el potencial técnico, económico y ambiental de la tecnología de FiR hacia localidades que hoy no la pueden utilizar adecuadamente.

La otra vía consiste en la búsqueda de opciones de acondicionamiento de la calidad del agua cruda, orientadas a superar las limitaciones de la tecnología de filtración lenta en arena, FLA, para operar adecuadamente como única etapa de tratamiento, antes de la desinfección terminal (Galvis y Visscher, 1987; Galvis et al, 1989; Lloyd et al, 1991). Para conservar el potencial de la tecnología de FLA, originado en sus requerimientos relativamente bajos de operación y mantenimiento, estas opciones de acondicionamiento o pretratamiento no deben requerir la dosificación de coagulantes químicos, ni ser más complejos de operar y mantener que la tecnología FLA, manteniéndose así su potencial para contribuir a la búsqueda de la sostenibilidad de los proyectos de mejoramiento de calidad de agua en un mayor número de localidades. Con base en este tipo de razones, las opciones incluyeron la identificación y el desarrollo de etapas de pretratamiento mediante la filtración en gravas y el estudio comparativo de diferentes combinaciones de estas etapas de filtración, operando en serie con la tecnología FLA. La combinación de estas diferentes modalidades de filtración en una planta de tratamiento es lo que ahora se denomina tecnología de filtración en múltiples etapas, FiME. Dependiendo de la calidad del agua en la fuente y de las normas vigentes para el agua de bebida, la tecnología de FiME puede ir precedida de otros procesos de tratamiento, como sedimentación simple en embalses o

desarenadores, cribas, etc. y siempre que sea posible se debe incluir la desinfección terminal, como barrera de seguridad, según se consideró en el aparte 2.6 de esta publicación.

Teniendo en cuenta las experiencias de la última década en proyectos a escala piloto y real con esta tecnología y su gran potencial para contribuir al mejoramiento de la calidad de agua, junto a limitaciones existentes de información sobre su aplicación, los siguientes capítulos de esta publicación se centran en presentar una visión de sus antecedentes y evolución, junto a su desarrollo y aplicación en el valle geográfico del río Cauca en Colombia, con consideraciones sobre cantidades de obra y costos, guías para selección de la tecnología y características y especificaciones de los componentes o etapas de tratamiento de la tecnología. Esto se hace recuperando experiencias de un conjunto de proyectos de investigación aplicada y de transferencia de tecnología, realizados por Cinara, instituto de investigación y desarrollo de la Universidad del Valle, trabajando en equipo con el IRC y con organizaciones de base comunitaria, instituciones nacionales del sector y agencias de cooperación bilateral y multilateral.

#### **4.1 LA TECNOLOGIA DE FILTRACION LENTA EN ARENA**

La utilización de la filtración de lenta arena, FLA, para suministro de agua a una comunidad empieza a documentarse desde 1804, cuando John Gibb vendió agua filtrada de una fuente superficial a los habitantes de Paisley, en Escocia. El filtro desarrollado por James Simpson fue puesto en operación en Londres en 1829 (Baker, 1948), después de tres años de experimentación y de viajes de observación.

En 1852 en Londres la filtración se convirtió en un requisito legal para toda agua captada de fuentes superficiales. FLA se empezó a utilizar en Berlín en 1856, en Altona en 1860 y en Zurich en 1871. En 1892 se presentó en Alemania un hecho que resaltó la importancia de la filtración: en Hamburgo se presentaron cerca de 7500 muertes en una epidemia de cólera, mientras que en la ciudad vecina de Altona solo se presentaron unas pocas defunciones (Huismann et al, 1974). Ambas ciudades captaban agua del río Elba, pero solo en Altona se filtraba antes de distribuirla. La planta de filtración de Hamburgo fue construida luego a marchas forzadas y puesta en operación en 1893 (Hazen, 1913; citado por Bellamy et al, 1985). En Europa, al finalizar el siglo XIX, ya se trataban con FLA cerca de  $55 \text{ m}^3/\text{s}$ , antes de su distribución (Hazen, 1913).

FLA continua hoy siendo utilizada en Europa pero con una renovada perspectiva, motivada por el nivel de industrialización, la naturaleza y los niveles de contaminación o por las exigencias de la reglamentación vigente. En general, ahora es una de las etapas finales de las plantas de tratamiento, antes que la unidad convencional, de cuya eficiencia dependía esencialmente la calidad del agua producida. Por esta razón, al revisar literatura europea reciente sobre la tecnología de FLA, el lector debe ser cuidadoso sobre las condiciones en que se proyectan u operan las unidades con base en las cuales se escribe, antes de aplicarlas a propio contexto.

En EE UU, la primera aplicación reportada de FLA fue en Poughkeepsie, New York, en 1872. Las carreras cortas de filtración en las unidades de FLA, asociadas con las aguas turbias en algunas regiones del país, estimularon el desarrollo de la tecnología de FiR (Bellamy et al, 1985). Para 1940, había 2275 plantas utilizando FiR y cerca de 100 utilizando FLA (Fox et al, 1994). Encuestas realizadas a 47 plantas con unidades convencionales de FLA ( Slezak et al, 1984; Sims et al, 1991) permitieron una visión sobre su aprovechamiento. El 76% de la población servida por estas plantas corresponde a comunidades menores de  $10^4$  habitantes, el 21% entre  $10^4$  y  $10^5$  y el 3% a mayores de  $10^5$ . La mayoría, el 54%, utilizan ríos pequeños, el 41% lagos o embalses y el 5% agua subterránea.. Estas fuentes tenían turbiedades promedio de 2 UNT, con valores pico de 15 UNT. El 88% de las plantas producían efluentes con turbiedades inferiores a 1 UNT. el 80% de las fuentes de agua tenían menos de 100 coliformes por 100 ml y mas del 70% de las plantas

producían efluentes con niveles inferiores o iguales a 1 coliforme por 100 ml. En los 90s se esperaba que un buen número de comunidades construyeran plantas de tratamiento para cumplir con la reglamentación vigente sobre calidad de agua, la agencia de protección ambiental, USEPA, estimaba en el orden de 1000 las poblaciones que utilizarían FLA para cumplir con los requerimientos de filtración para fuentes superficiales de agua (Fox et al, 1994).

En América Latina y el Caribe, FLA fue usada en el tratamiento de agua de ciudades como Buenos Aires y Kingston. Sin embargo, la mayoría de las que utilizaron tecnología para el tratamiento de agua en la primera mitad del siglo XX lo hicieron aprovechando variantes de la tecnología FiR. La introducción de FLA en la región fue realizada, en la mayoría de las veces, sin un procedimiento adecuado de adaptación y transferencia y su aprovechamiento ha sido muy limitado. El mayor número de plantas se construyeron en países como Brasil(Hespanhol, 1969) y Perú (Canepa, 1982; Lloyd y Helmer, 1991) y los resultados fueron muy deficientes.

Situaciones parecidas se han encontrada en África, en países como Camerún , Kenia y Zambia y en Asia, en países como India, Pakistán y Thailandia. Por ejemplo, en el Estado de Andhra Pradesh, en India, existen unas 1100 plantas de FLA, la mayoría de ellas con deficiencias en su concepción o funcionamiento (Visscher, 1993).

A pesar de las dificultades antes enunciadas, desde comienzos de la década de los 90s hay un renovado interés en la tecnología FLA. Para explicar este hecho podrían citarse factores como las actividades realizadas por organismos de la ONU, en el marco del Decenio del Agua; el “Development and Demonstration Programme on Slow Sand Filtration” apoyado por el gobierno de los Países Bajos y realizado por el IRC, en colaboración con instituciones de diferentes países, incluido Colombia (Galvis et al, 1989); el trabajo en red de universidades, centros e instituciones del sector, lo cual ha estimulado la innovación y la transferencia de conocimiento, incluido el campo del tratamiento de agua; el reconocimiento de FLA en EE UU como una buena alternativa de tratamiento de agua; y la decisión política de mejorar la cobertura y la calidad de la prestación de los servicios de agua potable y saneamiento básico, catalizada por la epidemia de cólera que afectó las Américas desde comienzos de 1991.

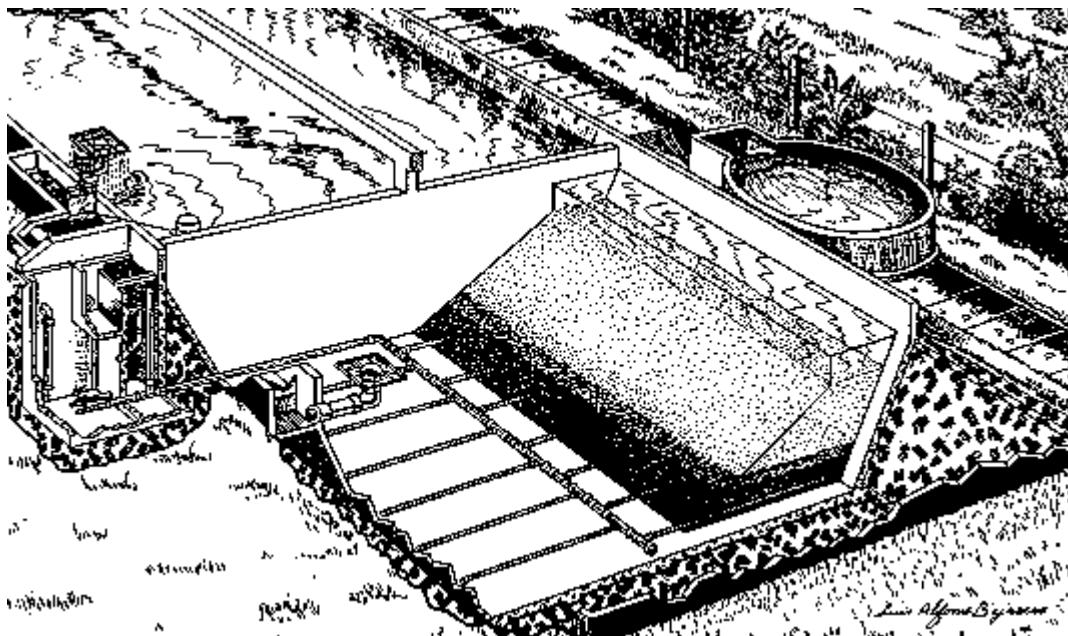
#### **4.1.1 Las Unidades de Filtración Lenta en Arena**

Las unidades de FLA deben operar con velocidades bajas de filtración, usualmente en el rango de 0.1 a 0.3 m/h. La velocidad no debe variar significativamente y para ello, el caudal a filtrar puede ser controlado a la salida o a la entrada. La estructura de una unidad de FLA consiste básicamente en un tanque con un lecho de arena fina, de diámetro efectivo entre 0.15 y 0.30 mm y profundidad de 0.5 a 1 m, colocada sobre una camada de grava, que constituye el medio de soporte y de transición al fondo del filtro, donde se encuentra un sistema de drenaje; el drenaje puede estar constituido por ladrillos, bloques de concreto porosos o, después de la experiencia de Cinara en Colombia, por tubería corrugada perforada, como la utilizada en el drenaje de suelos. En la figura 4.1 se muestra una foto de una planta de tratamiento con unidades de FLA y en la figura 4.2 se ilustran, de manera esquemática dos unidades de FLA. En el capítulo 10 se incluye información específica sobre FLA, como una de las etapas de tratamiento de FiME.



**Figura 4.1** Planta de Filtración lenta en arena, comunidad la Sirena, Cali Colombia.

Después de que el filtro ha estado produciendo agua de buena calidad durante varias semanas o meses, los primeros centímetros del lecho se colmatan debido a la acumulación de material inorgánico y orgánico, incluyendo biomasa, lo cual da origen a una especie de biomembrana, conocida también como “schmutzdecke”, “dirt blanket” o “capa sucia”. En ella sucede la gran mayoría del incremento de pérdida de energía hidráulica del lecho de arena durante una carrera de filtración, de tal manera que su raspado permite recuperar la conductividad hidráulica que tenía el lecho al inicio de la carrera. Esto se hace retirando 1 o 2 cm de la parte superior del medio filtrante. Después de diferentes raspados, cuando se llegue a 50 cm, altura mínima recomendable del lecho de arena, se requiere el rearenamiento. Actividad mediante la cual se repone la arena retirada previamente del filtro, colocándola debajo de la arena que no se había removido durante los raspados. Esta actividad se realiza con muy baja frecuencia, una vez cada tres o más años.



**Figura 4.2** Esquema de un filtro lento en arena.

#### 4.1.2 Mecanismos de Remoción en las Unidades de Filtración lenta

El tratamiento del agua en una unidad de FLA es el producto de un conjunto de mecanismos de naturaleza biológica y física, los cuales interactúan de manera compleja. Si bien es difícil establecer el papel de cada mecanismo específico en la reducción de los niveles de contaminación en FLA, Haarhoff y Cleasby (1991) identifican los siguientes, con base en evidencia reportada en la literatura: predación de algas por invertebrados benthicos y de bacterias por protozoarios; consumo de detrito o materia muerta por saprófitos; muerte o inactivación de microorganismos en el ambiente relativamente hostil del filtro; actividad metabólica asociada con la reducción parcial de carbono orgánico.

Aunque no se reporta investigación experimental sobre mecanismos físicos asociados con la captura de partículas en FLA, en la literatura se extrapolan frecuentemente los conceptos desarrollados para FiR para explicar el comportamiento de FLA, a pesar de algunas dificultades para hacerlo, pues en FiR, de una parte, se remueven partículas previamente desestabilizadas con coagulantes químicos y de otra parte, no es relevante la actividad biológica, debido a las altas velocidades de filtración y a lo corto de las carreras de filtración, del orden de horas o días, en comparación con semanas o meses en las unidades de FLA. Aún así, Haarhoff y Cleasby (1991), con base en su revisión de literatura, identifican los principales mecanismos físicos asociados con la remoción de partículas en las unidades de FLA. El cribado superficial es eficaz removiendo partículas grandes, de cerca de  $30\text{ }\mu\text{m}$ , mucho mayores que las bacterias ( $0.1$  a  $10\text{ }\mu\text{m}$ ), los viruses ( $0.01$  a  $0.1\mu\text{m}$ ) y el material coloidal ( $0.001$  a  $1\text{ }\mu\text{m}$ ). En la medida en que partículas grandes son cribadas en la superficie del filtro, aumenta la probabilidad de que otras partículas, mas pequeñas, sean removidas también mediante este mecanismo.

La remoción de las partículas pequeñas que entran a los poros del filtro, requieren mecanismos de transporte para ir a la superficie de la arena, donde deben actuar fuerzas de adherencia para que permanezcan allí. Para el estudio de las eficiencias de remoción se han seguido varios modelos; uno de ellos es conocido como el “análisis de trayectorias”, en el cual el lecho filtrante se aproxima a un conjunto de colectores y se estima la eficiencia de remoción como la fracción de partículas que llegan a un colector y hacen contacto con él. Para

que el contacto suceda debe actuar al menos un mecanismo específico. Estos mecanismos incluyen intercepción, sedimentación, difusión, inercia e hidrodinámica.

Los primeros tres predominan en FiR y aún de mayor manera predominan también en FLA, como lo muestran Haarhoff y Cleasby (1991), con base en la revisión del trabajo de Yao et al. (1971). En efecto, según este modelo y considerando criterios típicos de diseño de FiR y FLA, las eficiencias de remoción de partículas en FLA pueden ser alrededor de 8 veces mas altas que en FiR por el mecanismo de intercepción, de 34 por el mecanismo de difusión y de 200 veces por el mecanismo de sedimentación. Esto se explica, en general, por que comparando la remoción partículas del mismo tamaño y densidad en FLA y en FiR, la eficiencia de estos mecanismos se ve favorecida en FLA por que sus granos en el medio filtrante son cerca de la mitad en tamaño; por que en sus lechos de filtración hay aproximadamente el doble de “colectores” y por que su velocidad de aproximación a la superficie de filtración es alrededor de 100 veces menor.

En relación con los mecanismos de adherencia, no es claro cómo se pueden remover partículas en una unidad de FLA, sin el uso de coagulantes químicos. La posibilidad de atracción electrostática parece discutible dado que la gran mayoría de partículas están cargadas negativamente alrededor de pH neutral. Sin embargo, Haarhoff y Cleasby (1991), citando el trabajo de Jorden (1963) y de McConnell (1984), dejan abierta la posibilidad de que cationes polivalentes puedan actuar como puentes entre partículas y superficies cargadas negativamente. En efecto, se ha observado que la adsorción de virus en la arena mejora cuando se incrementa la concentración de iones y la valencia de los cationes en solución.

Debido a la importancia de la actividad biológica en el comportamiento de las unidades de FLA, Haarhoff y Cleasby (1991) consideran plausible que la adherencia o la adsorción de partículas esté relacionada con la actividad biológica. En este sentido se han estudiado el efecto de los polímeros extracelulares (PEC) capaces de flocular suspensiones de caolín (Pavoni et al., 1972) o microorganismos en los lodos activados (Metcalf and Eddy, 1979). Estos PEC parecen tener diferentes capacidades de desestabilización o aglutinación, dependiendo de las condiciones de crecimiento de la biomasa que los produzca (Galvis, 1981). En armonía con lo anterior, Bellamy (1985) observó que los microorganismos que crecían en superficies producían PEC y especuló sobre la posibilidad de que estos polímeros facilitaran la desestabilización de bacterias y su adherencia a la biomembrana o a la superficie de los granos de arena.

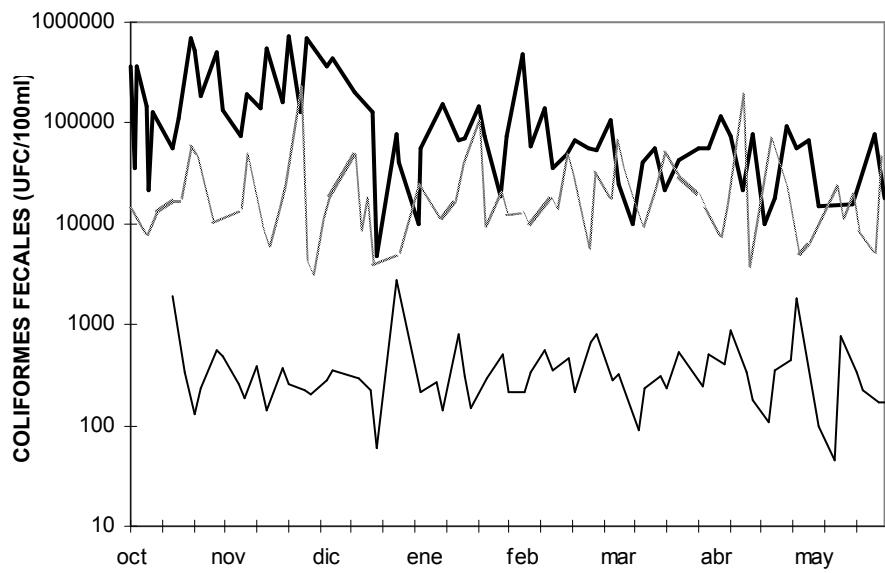
## 4.2 LIMITACIONES DE LA TECNOLOGIA DE FILTRACION LENTA EN ARENA

La Filtración lenta en arena (FLA) es reconocida como una tecnología de tratamiento sencilla, confiable y eficiente, no superada en este conjunto de características por ningún otro proceso o etapa única de tratamiento. En efecto, FLA puede producir efluentes de baja turbiedad, libre de impurezas ofensivas disueltas, y aún más importante, virtualmente libres de entero-bacterias, entero-viruses y quistes de protozoarios. Con base en revisión de literatura, en la tabla 4.1 se presenta una visión de las eficiencias de remoción que pueden alcanzarse con la tecnología FLA para varios parámetros de importancia sanitaria. Estas eficiencias han sido reportadas en unidades operadas con temperaturas superiores a 5 °C, velocidades en el rango de 0.04 a 0.20 m/h, profundidades de lecho filtrante superiores a 0.5 mm y tamaños efectivos de los granos de arena entre 0.15 y 0.30 mm

**Tabla 4.1** Eficiencias típicas de tratamiento de unidades convencionales de FLA (Bellamy et al, 1985; Ellis, 1985; Huck, 1987; Rachwal et al, 1988; Haarhoff, 1991; Hrubec et al, 1991; Fox et al , 1994)

Parámetro de calidad	Efluente o reducción típica	Comentarios
Turbiedad	< 1 UNT	Nivel de turbiedad, naturaleza y distribución de tamaño de partículas afectan capacidad de tratamiento.
Enterobacterias	90 a 99.9%	Afectada por temperatura; velocidad de filtración; tamaño, uniformidad y altura de arena; limpieza de lechos.
Enterovirus y quistes de giardia	99 a 99.99%	Remociones altas, inclusive después de la limpieza de los lechos (remoción de biomembrana).
Cercarias de esquistosoma	100%	En condiciones adecuadas de operación y mantenimiento, la remoción es prácticamente completa .
Color real TOC	25 a 30% < 15 - 25%	Color asociado con materia orgánica natural, sustancias húmicas COT, carbono orgánico total.
COA	< 50%	COA, carbono orgánico asimilable o biodegradable.
Precursores THM	< 25%	precursores de trihalometanos.
Hierro, manganeso	30 a 90%	Valores > 1 mg/l de Fe reducen carreras de filtración

Aún con los valores altos de remoción resumidos en la tabla 4.1, frecuentemente la tecnología FLA, por si sola, no puede producir un efluente que cumpla consistentemente las normas de calidad de agua establecidas, debido a los altos niveles de contaminación originados en la naturaleza geológica de algunas cuencas o a la falta de protección de muchas fuentes de agua. La figura 4.3 muestra información sobre la calidad del agua cruda, en términos de recuento de coliformes fecales en tres ríos andinos Colombianos. Con el alto recuento en los ríos Cauca y Pance (derivación del Colombo), sería necesario depender fuertemente del proceso de desinfección, aunque se lograran eficiencias de remoción del 99% en las unidades de FLA. Esta situación, además de dificultar la aplicación del concepto de desinfección terminal como barrera de seguridad, enunciado en el capítulo 2, coloca la salud pública en situación de alto riesgo, particularmente en Latinoamérica y el Caribe, donde se requieren realizar actividades orientadas a mejorar la confiabilidad de la desinfección en la mayoría de localidades de la (Reiff, 1995).



**Figura 4.3** Recuento de unidades formadoras de colonias de coliformes fecales (UFC/100 ml) en tres ríos andinos (Octubre 1990 - Mayo 1991).

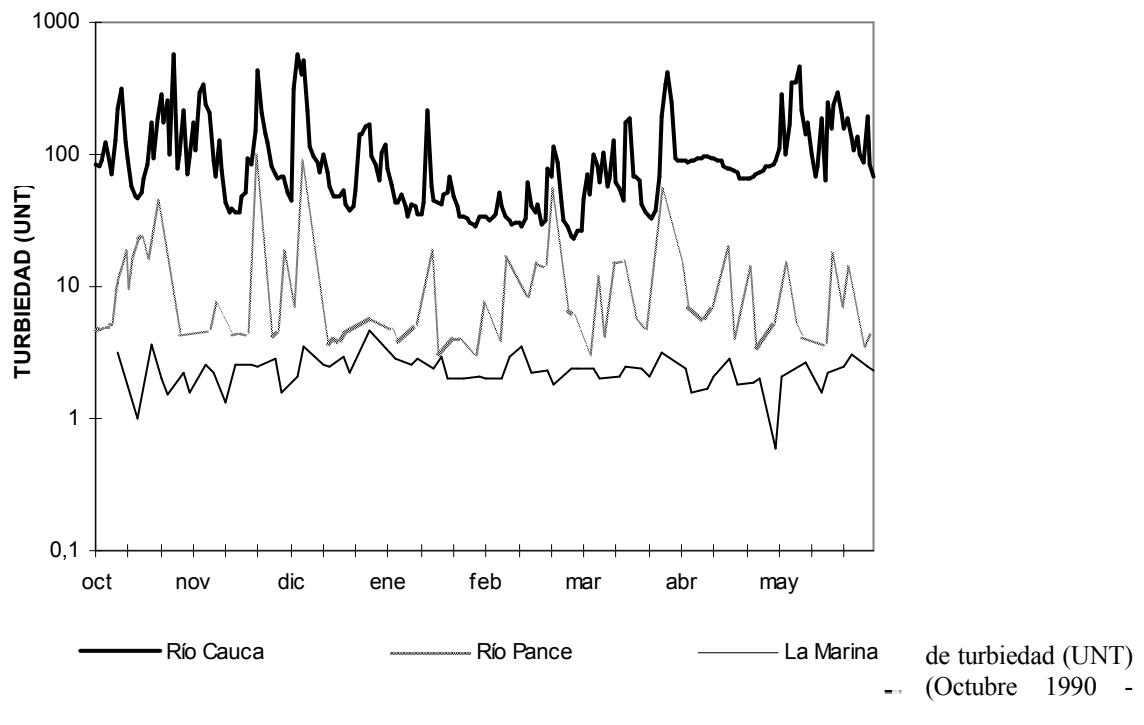
Claramente, FLA no es una panacea para todos los problemas de calidad de agua, en todas las circunstancias. Los factores asociados con las deficiencias son múltiples y consideraciones como las presentadas en el capítulo 3 deben contribuir a superarlas. Además, especial atención merecen las características de la fuente de agua que limitan la viabilidad de FLA como opción de tratamiento y, en general, se pueden distinguir dos situaciones principales en las cuales FLA presenta limitaciones:

- Niveles de contaminación en el agua cruda que superan la capacidad del tratamiento para cumplir con la normatividad vigente o para tener carreras o ciclos de filtración suficientemente largos.
- Condiciones que reducen o inhiben la capacidad de tratamiento.

#### 4.2.1 Niveles de Contaminación que Superan la Capacidad de Tratamiento

##### Sólidos Suspendidos o Turbiedad

La limitación más comúnmente mencionada en relación con las unidades convencionales de FLA, utilizadas como única etapa de tratamiento, es su severa restricción para tratar fuentes de agua donde el material particulado supere niveles relativamente bajos. Este material puede crear condiciones ambientales adversas para la biomasa que actúa en los lechos de arena, v.g. para grupos de protozoarios que predan bacterias y que contribuyen a pulir la calidad microbiológica del efluente (Lloyd, 1974; Lloyd, 1996). Sin embargo, no son estas posibles implicaciones de importancia sanitaria las que usualmente se citan en la literatura, si no las dificultades del tratamiento de fuentes donde predominen partículas pequeñas, de naturaleza coloidal o el impacto de las altas concentraciones de material particulado en la longitud de las carreras de filtración. La figura 4.4 muestra información sobre los niveles de turbiedad de los mismos tres ríos andinos Colombianos y en relación con este parámetro, sólo el agua de La Elvira podría ser tratada directamente con FLA. Este no es el caso de El Cauca, el cual tuvo, entre Enero y Septiembre de 1990, niveles de sólidos suspendidos en el rango de 20 a 4200 mg/l, con un promedio de 212 mg/l



Si bien no se presentan razones claras para justificar la longitud mínima de una carrera o ciclo de filtración, algunos autores consideran que deben ser mayores de 30 días, por factores de tipo económico u operacional (Hendricks, 1991). Para prevenir efluentes con turbiedades elevadas, colmataciones de los lechos de arena demasiado frecuentes o ambientes desfavorables para la actividad microbiológica, se recomiendan diversos límites para la turbiedad en el afluente; estos varían desde < 5 UNT (Cleasby, 1984) o < 10 UNT (Hendricks, 1991), hasta < 50 UNT (Ellis, 1985; TSS, 1987). Además, la mayoría de referencias aceptan, sin ser deseables, valores altos, en el rango de 50 a 120 UNT, siempre que sus duraciones sean inferiores a 1 o 2 días. Sin embargo, la turbiedad del agua, como único parámetro, no se considera una medida suficiente para identificar limitaciones asociadas con la duración de las carreras (Cleasby, 1984). Si bien la turbiedad, por su sencillez, seguirá siendo un parámetro muy usado como indicador indirecto de la presencia de material particulado, se sabe que no refleja siempre bien la carga de sólidos que reciben los lechos filtrantes, especialmente cuando las partículas no son de naturaleza arcillosa o silícea, como es el caso de algas o de flóculos de hierro. Como carga máxima de sólidos suspendidos (SS) existen pocas recomendaciones, una de ellas recomienda SS< 5 mg/l, con base en experiencias a escala piloto, utilizando suspensiones de caolín como fuente de agua a tratar (Wegelin, 1986)

## Hierro y Manganeso

En los lechos de filtración, pueden haber bacterias capaces de contribuir a la oxidación del hierro y el manganeso presentes en el agua. Pequeñas cantidades de precipitados de hierro mejoran la capacidad de remoción de compuestos orgánicos (Collins et al, 1985). Sin embargo, concentraciones de hierro superiores a 1 mg/l, pueden contribuir significativamente a la colmatación de las unidades de FLA (Spencer et al, 1991).

## Algas

La presencia de algas en cantidades moderadas son usualmente benéficas para el funcionamiento de las unidades de FLA. Las algas son generalmente retenidas a la altura de la parte superior de los lechos, donde se desarrolla una especie de biomembrana, con traspasos individuales de algas unicelulares (Toms et al, 1988).

Los crecimientos significativos de algas pueden ocasionar la pérdida acelerada de energía hidráulica en los lechos y reducir hasta en cinco sextos los períodos de filtración (Ives, 1957). También pueden ser factor importante en las concentraciones altas de orgánicos solubles y de problemas de olores y sabores. Además, Como consecuencia de la actividad fotosintética, las algas pueden afectar la capacidad reguladora del agua y aumentar el pH a niveles aún por encima de 10 u 11, los cuales pueden ocasionar precipitaciones de hidróxidos de magnesio y calcio sobre la arena (Ives, 1957); esto contribuye a la obstrucción de los lechos o a aumentar el tamaño efectivo de la arena, lo cual puede repercutir en una menor eficiencia de tratamiento.

Consecuentemente, varios valores de indicadores directos o indirectos se han propuesto para establecer límites deseables a los niveles de algas (Tabla 4.2). Finalmente, se resalta que las algas pueden estar presentes en las fuentes de agua o crecer en el sobrenadante de los filtros, si existen condiciones favorables de nutrientes y radiación solar. Sólo en este último caso, la cobertura de las unidades de FLA contribuiría a aliviar el efecto de las algas en los procesos de tratamiento y antes de hacerlo, se recomienda verificar si la operación y el mantenimiento puede hacerse compatible con su presencia, particularmente cuando se presentan en cantidades bajas o moderadas.

## Materia Orgánica Natural o Color Real

La remoción de color real asociado a carbono orgánico disuelto o sustancias húmicas, es reportada normalmente como baja, del orden de 25 a 30% (Cleasby et al, 1984; Ellis, 1985; Collins et al, 1991). Esta remoción baja es consistente con la reportada para otros parámetros más directamente ligados con la medición de materia orgánica, como se muestra en la tabla 4.1. Debido al riesgo potencial de tipo crónico asociado con los subproductos de la desinfección con cloro en presencia de este tipo de materia orgánica, los niveles de color deseables en el agua a tratar son bajos, según los autores citados en la tabla 4.2. Sin embargo, se subraya, que riesgos agudos, de naturaleza microbiológica, son prioritarios de tratar y que estos niveles deseables de color no deben comprometer, de ser posible, la etapa de desinfección terminal del agua (Craun et al, 1994).

De otra parte, niveles mínimos de materia orgánica y nutrientes parecen ser necesarios para tratar mejor otros indicadores de calidad de agua. Bellamy et al (1985) reportan remociones de turbiedad en el rango de 27 a 39%, para un río de montaña con muy bajo contenido de materia orgánica y observaron que estas eficiencias se mejoraban significativamente al agregarse carbono orgánico y nutrientes al afluente de las unidades de experimentación.

### 4.2.2 Condiciones que Inhiben o Reducen la Eficiencia del proceso

Diversas circunstancias pueden interferir con los procesos de tratamiento en las unidades de FLA y no alcanzarse las eficiencias esperadas de remoción. Por ejemplo, carreras de filtración demasiado cortas para una adecuada maduración de los filtros; niveles de sólidos que crean ambientes desfavorables para el establecimiento de una biomasa adecuadamente diversa y activa; bajas temperaturas; escasez de nutrientes y bajos niveles de oxígeno disuelto. A continuación se amplían consideraciones sobre algunas de ellas

#### Bajas temperaturas

A temperaturas bajas aumenta la viscosidad del agua y se reduce la actividad bioquímica en los lechos de arena, lo cual afecta la eficiencia de remoción de algunos parámetros. Huisman (1974), reporta que la

remoción de *E. Coli* se reduce de 99% a 50%, cuando la temperatura baja de 20 °C a 2 °C, respectivamente. Esta observación es consistente con la reportada por Toms et al (1988) según la cual, filtros convencionales en Londres, antes de su optimización, operados a 0.30 m/h y a temperaturas inferiores a 4 °C, producían efluentes con niveles de coliformes fecales por encima de los 50 UFC/100 ml. La estrategia en regiones estacionales, con inviernos fuertes, v.g. Canadá, Suiza, Países Bajos y parte de EE UU, para evitar congelamiento o reducir el impacto de bajas temperaturas, ha sido cubrir o enterrar los filtros, con sus correspondientes implicaciones económicas. Reducir las velocidades de filtración también aminora el impacto de bajas temperaturas y Toms et al (1988) presenta evidencia en este sentido pues los mismos filtros en Londres, operando a velocidades menores de 0.20 m/h produjeron efluentes con menos de 10 UFC/ml, aún a bajas temperaturas. En la figura 4.5 se presenta un filtro lento en arena que se encuentra congelado por efectos del invierno en el Norte de los Estados Unidos.



**Figura 4.5** Filtro lento en arena congelado, ubicado al Norte de los Estados Unidos.

## Nutrientes

Los microorganismos activos en los lechos de arena requieren carbono, nitrógeno, fósforo y azufre para su metabolismo y crecimiento. Los ácidos húmicos y fulvicos son ricos en carbono pero pobres en el contenido de otros elementos (Spencer et al, 1991). Esto podría ser, al menos en parte la explicación para las limitaciones de FLA a remover color natural de fuentes de agua bien protegidas y los resultados reportados por Bellamy et al (1985), según los cuales, la adición de nutrientes permitió aumentar la actividad biológica en lechos experimentales de arena y mejorar las eficiencias de remoción de turbiedad y de indicadores de contaminación microbiológica.

## Oxígeno Disuelto

Cuando las velocidades de filtración son muy bajas, y hay suficiente demanda en el agua, el contenido de oxígeno puede agotarse debido al largo contacto con la biomasa que lo consume (Joshiet et al, 1982). Estas posibilidades de situaciones anóxicas o anaeróbicas en los lechos deben evitarse, pues pueden dar origen a serios problemas de calidad de agua, tales como olores, sabores o la resuspensión de metales con implicaciones estéticas o de interferencia con la etapa de desinfección terminal (Ellis, 1985).

En la tabla 4.2 se resumen algunos criterios que, a juicio de varios autores, hacen una fuente ideal para su tratamiento directo con unidades de FLA. De las limitaciones mencionadas antes y de los criterios mostrados en la tabla 4.2, resulta claro que para la gran mayoría de fuentes superficiales, particularmente lagos o embalses con algún grado de eutrofificación, ríos no regulados en cuencas no muy bien conservadas o fuentes en el trópico, expuestas a períodos mas o menos cortos pero intensos de lluvia, no pueden ser tratadas adecuadamente con unidades de FLA, como única etapa de tratamiento, antes de la desinfección terminal.

**Tabla 4.2** Calidad de agua para tratamiento directo con FLA (Galvis et al., 1993)

Criterio de Calidad de Agua Cruda	Límites de Calidad según Referencias de 1991		
	Spencer et al	Cleasby	Di Bernardo
Turbiedad	5 - 10 UNT <sup>(1)</sup>	5 UNT	10 UNT
Algas (Unidades/l)	200000 <sup>(2)</sup>	5 mg/m <sup>3</sup> <sup>(3)</sup>	250000
Color Real	15 - 25 UPC		5 UPC
Absorbancia (254 nm)	0.08 UA		
Oxígeno Disuelto	> 6 mg/l		
Fósforo (PO <sub>4</sub> )	30 mg/l		
Amoníaco	3 mg/l		
Hierro Total	1 mg/l	0.3 mg/l	2.0 mg/l
Manganoso		0.05 mg/l	0.2 mg/l
C. Fecales (NMP)			200 org./100 ml

(1) Son significativas la naturaleza de la turbiedad y la distribución de tamaño de las partículas y la manera en que se producen los cambios de calidad de agua en el afluente.

(2) Importantes tanto el número, como las especies presentes en la fuente de agua. Esta recomendación supone filtros cubiertos.

(3) Este límite (0.005 mg/l) corresponde a clorofila-a en el agua encima del filtro, como una medida indirecta del nivel de algas.

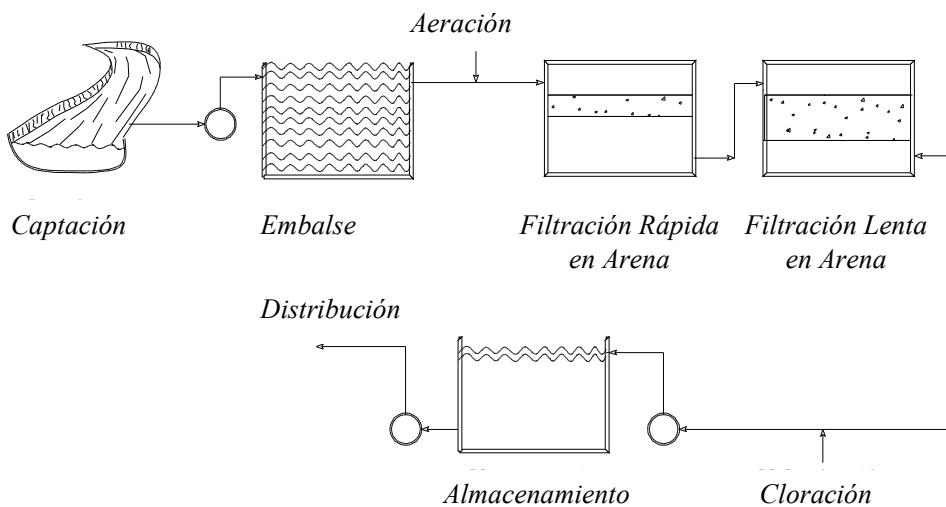
## 4.3 SUPERANDO LIMITACIONES DE LA FILTRACION LENTA EN ARENA

### 4.3.1 Evolución en el uso de la tecnología FLA en Europa

Para conservar las bondades y superar limitaciones de FLA, resulta útil revisar, así sea globalmente, la manera como se han identificado otros procesos de tratamiento, con capacidades complementarias a las de FLA y que en combinación con ella procuran producir agua que cumpla los requisitos cada vez más exigentes de tratamiento. Esta revisión incluye inicialmente algunas ciudades europeas y después algunos de los proyectos o trabajos que antecedieron o acompañaron la propuesta de FiME.

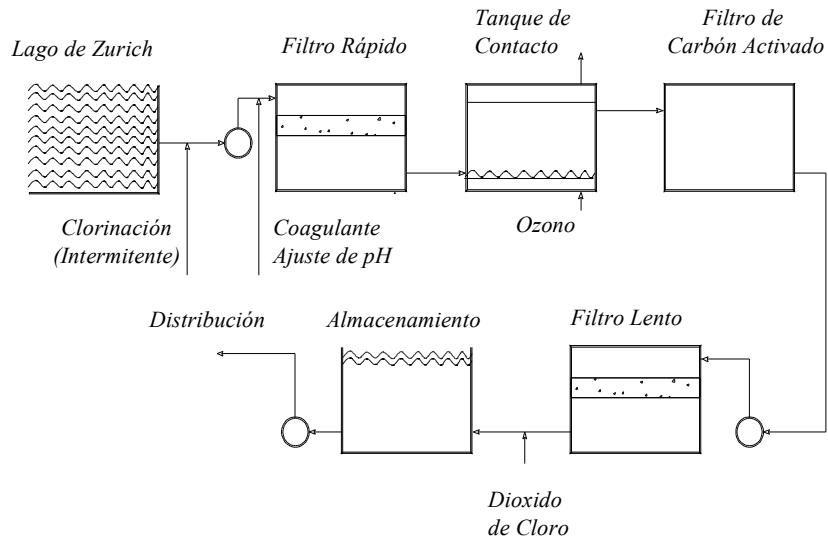
**Londres:** A comienzos del siglo XX Embalses, con períodos de retención del orden de semanas (sedimentación simple) y desinfección terminal con cloro, fueron incorporadas como etapas adicionales de tratamiento en Londres. Cada una de las tres etapas y su combinación fueron claves para darle calidad al

agua. Sin embargo, la proliferación de algas en los embalses y el aumento en los niveles de sólidos suspendidos, crearon problemas de colmatación en las unidades de FLA. Este problema se superó cuando en 1923 la Metropolitan Water Board (MWB) introdujo su primer filtro “rápido” de arena, el cual no requería la dosificación de coagulantes (Ridley, 1967). Con sólo modificaciones menores, este sistema de filtración doble en arena se utilizó hasta los 80s. En la figura 4.6 se ilustra el mejoramiento microbiológico gradual del agua, en cada una de las cuatro etapas de tratamiento. En los 90s, para cumplir con los requerimientos de la comunidad Europea, las plantas fueron optimizadas, incluyendo ozono y una camada adicional de carbón activado en el interior de los lechos de arena de las unidades de FLA, para incrementar biodegradabilidad y la remoción de compuestos orgánicos y para mejorar la confiabilidad de la desinfección.



**Figura 4.6** Remoción de coliformes fecales en las diferentes etapas de tratamiento de una planta típica de Londres hasta los años 80s. Datos promedios de los 60s (Adaptado de Windle, 1974)

**Zurich:** La ciudad se abastece de tres fuentes: Lago de Zurich, agua subterránea y nacimientos. La primera planta tratando agua del lago entró en operación en 1871; actualmente el agua del lago representa el 70% del abastecimiento y es tratada en dos plantas, Lengg y Moss. Para atender nuevos riesgos de contaminación y una reglamentación cada vez mas estricta, sobre todo en lo relacionado con sustancias orgánicas, FLA es ahora una de las múltiples etapas de tratamiento de estas plantas que incluyen: pre-oxidación en los colectores de agua del lago, coagulación / floculación, ajuste de pH, filtración, rápida en arena, tratamiento con ozono, filtración en carbón activado, FLA y desinfección usando dioxido de cloro para proteger el sistema de distribución. Esto se ilustra en la figura 4.7. En Zurich El agua cruda es de buena calidad y debido al impacto de las etapas precedentes, el impacto de FLA, se refleja principalmente en la reducción de COA., carbono orgánicamente asimilable (Huck, 1987).



**Figura 4.7** Diagrama de Flujo Planta de Tratamiento Lengg en Zurich (Huck, 1988)

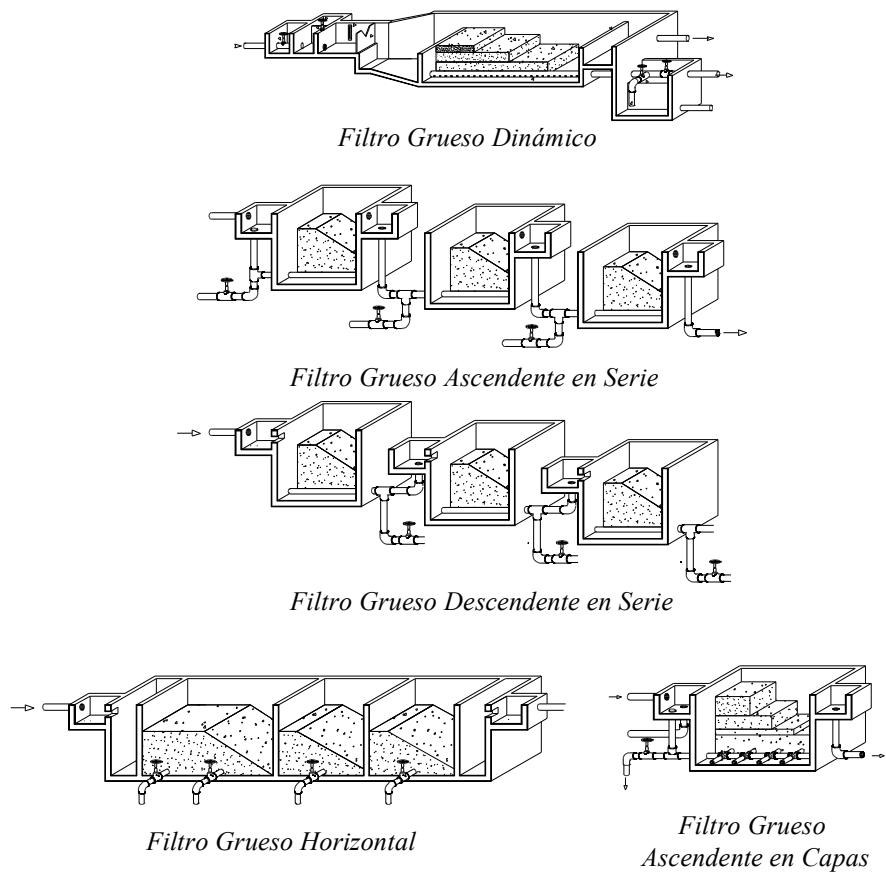
Como lo ilustran los dos casos anteriores, FLA continúa siendo utilizada en las plantas de tratamiento de importantes ciudades Europeas, pero ahora como una sus últimas de etapas o de los procesos que las constituyen. En consecuencia, las unidades de FLA reciben agua de muy buena calidad, mucho mejor que la requerida por los autores citados en la tabla 4.2 y por eso puede operar como filtros lentos “rápidos”, con velocidades del orden de 0.4 a 0.8m/h, muy superiores a los valores mas tradicionalmente usados, en el rango de 0.04 a 0.2 m/h. Debe ser claro para el lector en otros contextos, que estas velocidades altas pueden ser adecuadas sólo si se cumplen las condiciones que las están haciendo posibles. Además, la estrategia reciente de estas ciudades para alcanzar dichas condiciones es mas exigente en términos de instrumentación y equipamiento, que la clásica dosificación de coagulantes que ha dificultado la aplicación de FiR en tantas localidades de la región. A continuación una visión parcial sobre la búsqueda de otras etapas o procesos de pretratamiento orientadas a posibilitar estrategias menos exigentes en recursos humanos e infraestructura para el tratamiento del agua, aprovechando la tecnología de FLA.

#### 4.3.2 Consideraciones sobre la búsqueda de alternativas de pretratamiento

El uso adecuado de la tecnología FLA ha estado determinado por la disponibilidad de fuentes de agua de buena calidad, como parece ser el caso de su aplicación en EE UU, según lo evidencia la revisión de literatura resumida en el aparte 4.1, o por la posibilidad de utilizar diferentes modalidades de pretratamiento para acondicionar la calidad del agua antes de su entrada a las unidades e FLA. Estas modalidades incluyen sedimentación simple, microcribado, filtración en grava o arena gruesa y más recientemente ozono o carbón activado para potencializar su capacidad de remover orgánicos.

En las últimas décadas y en la perspectiva de promover el uso de la tecnología de FLA en núcleos rurales y cabeceras municipales pequeñas o medianas se ha vivido un renovado interés por recuperar y optimizar el aprovechamiento de los filtros en grava, tales como los que se ilustran en la figura 4.8. Entre otras experiencias, se enuncian investigaciones y aplicaciones llevadas a cabo por el Instituto Asiático de Tecnología (AIT) en Tailandia con la filtración gruesa horizontal (FGH); en el marco del proyecto

Internacional de Filtración Lenta en Arena, coordinado por el IRC, se construyeron unidades de FGH a escala real en Ban Bangloa, Tailandia (Visscher et al., 1992). Un mayor empuje a la alternativa FGH fue realizado con base en los trabajos reportados por Wegelin (1986) y Wegelin et al. (1991), los cuales incluyeron la construcción de unidades a escala piloto y real en varios países, Perú y Colombia entre ellos. En Latinoamérica se realizaron también estudios con filtración gruesa de flujo descendente (FGD) en Perú (Pérez et al., 1985; Pardón, 1987; Lloyd et al, 1987) y con filtración gruesa de flujo ascendente en Brasil y Colombia (Di Bernardo 1991; Galvis y Visscher, 1987; Galvis et al, 1989). En Colombia, Cinara, trabajo en el desarrollo de la filtración gruesa dinámica (FGDi) orientada a superar los problemas asociados con los cambios bruscos en los niveles de sólidos suspendidos que presentan la mayoría de ríos andinos (Galvis y Fernández, 1992; Galvis et al, 1992).



**Figura 4.8** Ilustración de un filtro grueso dinámico y de filtros gruesos de flujo ascendente, descendente y horizontal.

Al finalizar los años 80s parecía claro que la filtración en gravas o filtración gruesa (FG), era una buena opción para pretratar o acondicionar el agua antes de las unidades de FLA. Sin embargo, no había información que orientara la selección ni la combinación de las diferentes alternativas reportadas en la literatura para especificarlas en combinación FLA, frente a la necesidad de tratar una fuente específica de agua. Esto estimuló la realización de un programa integrado de investigación y demostración sobre alternativas de pretratamiento, el cual incluyó estudios comparativos de las diferentes modalidades de la filtración en gravas; búsqueda de posibles combinaciones de las diferentes etapas de pretratamiento, orientada por los conceptos de barreras múltiples y de tratamiento integrado, que permitieran producir un efluente en las unidades de FLA que se acercara al concepto de desinfección terminal como barrera de seguridad (estos tres conceptos fueron enunciados en el marco del capítulo 2); estudios sobre costos y la producción herramientas metodológicas y de material didáctico que facilitara la transferencia de la experiencia (Cinara e IRC, 1992;

1996; Galvis et al. 1996). Parte de la experiencia en desarrollo de este programa se presenta en los siguientes capítulos de esta publicación.

En resumen, por ahora, puede decirse, que para las condiciones en que se realizó el programa, la combinación de filtración gruesa dinámica (FGDi) con la filtración ascendente (FGA) resultó ser la mejor opción para pretratar el agua antes de las unidades de FLA. En todas las alternativas estudiadas se incluyeron múltiples o "manifolds" como sistema de drenaje, innovación, que ha facilitado significativamente el proceso de limpieza de las unidades de filtración gruesa. No obstante, el sistema de drenaje es quizás uno de los campos en que más se requiere investigación, para continuar potencializando esta tecnología. Otro desarrollo importante es el FGDi, el cual es un filtro grueso con flujo descendente, funcionando como primera etapa de tratamiento y como una especie de "válvula automática", que paulatinamente o rápidamente declina el flujo captado ante valores altos o de cambios bruscos en los sólidos suspendidos que lleguen a la planta de tratamiento.

#### 4.4 CONSIDERACIONES SOBRE LA FILTRACION EN MULTIPLES ETAPAS

La combinación de las etapas de filtración gruesa y filtración lenta en arena, es lo que en esta publicación se denomina filtración en múltiples etapas, FiME. Esta tecnología ha tenido buena acogida en Colombia, donde ya hay alrededor de 50 plantas operando, 10 de ellas desde mediados de la década de los 80s, con efluentes de bajo riesgo sanitario antes de la desinfección terminal y con bajos costos de operación y mantenimiento, los cuales son cubiertos en su totalidad por los usuarios pagando una tarifa de alrededor de 3 dólares americanos, en un país donde el salario mínimo oficial está por encima de los 150. Todos estos sistemas son administrados por organizaciones de base comunitaria, con apoyo técnico de instituciones relacionadas con el sector, el cual aún resulta difícil, a pesar de la transferencia de recursos y responsabilidades a los niveles locales, en del proceso de descentralización que vive el país.

FiME no compromete las ventajas asociadas a los requerimientos sencillos de operación y mantenimiento de FLA y permite la producción de agua de buena calidad en un gran número de núcleos rurales y de cabeceras municipales, donde el tratamiento con productos químicos es poco factible. La tabla 4.3 presenta un resumen de consideraciones sobre la tecnología de FiME.

##### 4.4.1 Descripción de los componentes con filtración gruesa.

FiME, puede estar conformada por dos o tres componentes o etapas principales de filtración, dependiendo de los niveles de contaminación en la fuente. La opción de tres componentes, FGDi, FG y FLA, se ilustra en figuras 4.9. La segunda componente, o sea FG, puede obviarse con fuentes de buena calidad. FGDi se orienta principalmente a la reducción de sólidos suspendidos, con base en la remoción de las partículas más grandes; a medida que el agua avanza en las siguientes etapas, gradualmente se prioriza la remoción de partículas más pequeñas y microorganismos.

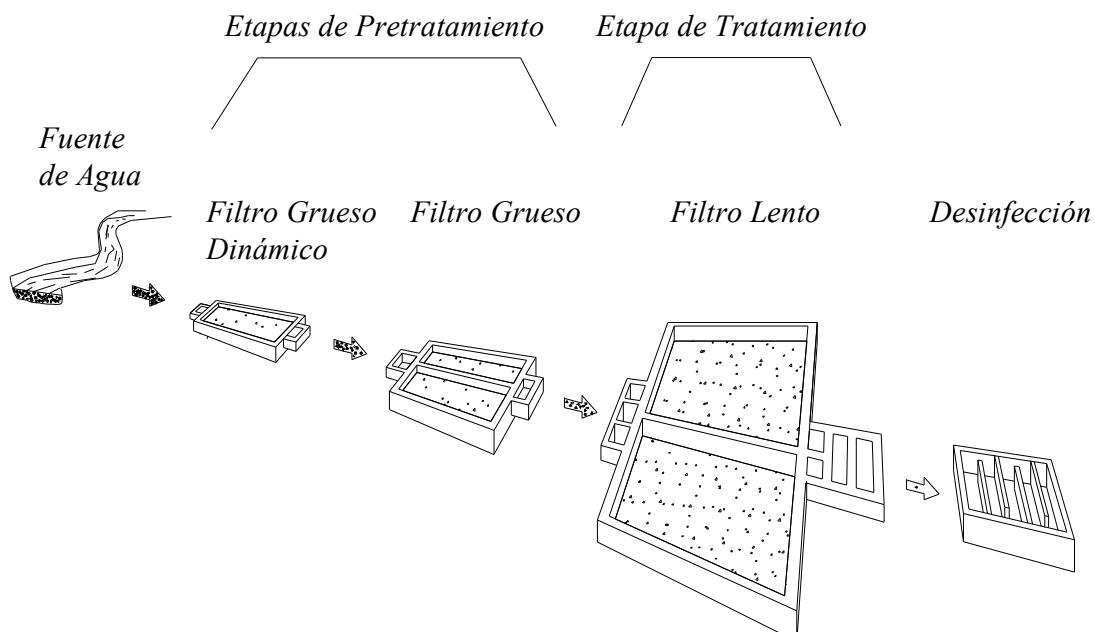
**Tabla 4.3** Resumen de consideraciones sobre FiME

Consideración	Comentario
Calidad del agua tratada	Es una excelente alternativa para mejorar la calidad física, química y microbiológica del agua. En muchas localidades FiME es la única opción confiable de tratamiento.
Facilidades de construcción	El diseño relativamente simple y facilita el uso de materiales y de la mano de obra del lugar. No se requiere equipo especializado.
Costos de construcción	La construcción con materiales y mano de obra local reduce los costos. Usualmente, no se requieren materiales importados.

Facilidades de O&M	Después de un corto período de capacitación operadores locales, sin alto nivel de escolaridad, pueden operar y mantener el sistema.
Costos de O&M	Los costos de operación y mantenimiento y las necesidades de energía eléctrica son menores que en otros sistemas. No requieren productos químicos para coagulación.
Confiabilidad	Riesgo bajo de fallas mecánicas o de problemas asociados con cambios en la calidad del agua cruda. Esto pueden resolverse la mayoría de las veces sin interrumpir el servicio
Limpieza	El proceso de limpieza es simple aunque laborioso y esto no debe representar un problema mayor en países donde la mano de obra es relativamente barata.
Requerimientos área superficial	de Una planta convencional de FiR, con áreas de almacenamiento y de manejo de químicos, zonas de tráfico, etc., puede requerir áreas comparables a FiME.
No es una panacea	Existen niveles de contaminación o factores ambientales que superan la eficiencia o inhiben los procesos de tratamiento ligados con FiME.

**Los Filtros Gruesos Dinámicos (FGDi)** incluyen una capa delgada de grava fina en la parte superior y otra grava más gruesa en contacto con el sistema de drenaje en el fondo. El agua que entra en la unidad pasa sobre la grava y parte de ella es captada a través del lecho, hacia la próxima etapa de tratamiento. Con niveles moderados o estables de sólidos en la fuente, las unidades de FGDi se obstruirán gradualmente; ante cambios bruscos la colmatación será mas rápida y una fracción significativa o, eventualmente, el total del flujo captado fluirá sobre el lecho colmatado y retornará a la fuente, protegiendo de esta manera las etapas de tratamiento relativamente mas difíciles de operar y mantener. En el capítulo 8 se amplia la información sobre esta componente de FiME.

De acuerdo con el sentido del flujo en los lechos de grava de la segunda etapa de tratamiento, los filtros gruesos pueden ser de tipo ascendentes (FGA), descendentes (FGD) u horizontales (FGH). Según se resume en el capítulo 5, después del estudio comparativo de estas modalidades de FG (Cinara e IRC; 1992;1996), se encontró técnica y económicamente ventajosas las variantes de FGA, si bien, las opciones de FGD y FGH también presentaron buenas eficiencias de remoción en los parámetros de mayor relevancia sanitaria revisados en el capítulo 2.



**Figura 4.9** Sistema de tratamiento por filtración en múltiples etapas

**Los filtros gruesos de flujo ascendente** consisten en un compartimiento principal donde se ubica un lecho filtrante de grava el cual disminuye de tamaño con la dirección del flujo. Un sistema de drenaje, ubicado en el fondo de la estructura, sirve para distribuir el flujo durante la carrera de filtración o para drenar los lechos de grava durante las actividades de limpieza hidráulica, con base en las descargas frecuentes de fondo. Según la longitud y distribución de las capas de grava, se pueden distinguir dos alternativas: **La Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC)**, cuando los lechos de grava son instalados en una misma unidad o estructura y **la Filtración Gruesa Ascendente en Serie (FGAS)**, cuando los lechos de grava son instalados en dos o tres unidades de filtración, cada una conteniendo un tamaño predominante de grava, que decrece en el sentido del flujo. Estas opciones de FG se ilustraron en la figura 4.8 y en el capítulo 9 se presenta información adicional.

**Los Filtros Gruesos de flujo Descendente en Serie (FGDS)** hasta ahora evaluados constan de tres compartimientos, con gravas que van de gruesas a finas en el sentido del flujo. En el capítulo 5 se incluye información sobre el comportamiento de esta opción, en comparación con otras modalidades de filtración gruesa. El comportamiento de FGDS es semejante al de FGAS3, en términos de eficiencias de remoción, sin embargo, el mantenimiento se hace mas difícil, pues el lodo tiende a acumularse en la superficie de la primera unidad de la serie de tres y su limpieza es relativamente mas difícil que en las unidades de FGAS, donde el lodo se acumula preferencialmente en la camada inferior de grava, cerca de los drenes.

**En los Filtros Gruesos de flujo Horizontal (FGH)** las unidades consisten de uno o varios módulos construidos que conforman tres compartimientos separados por una pared perforada. En un comienzo estas opción era muy voluminosa pues no incluía un sistema de drenaje que facilitara su limpieza hidráulica. Después de su aplicación en diferentes países, incluidos Perú y Colombia, se le incluyó un sistema de drenaje. Si bien esto permitió reducirle el tamaño a las unidades, las actividades de operación y mantenimiento de FGH son las mas exigentes en términos de mano de obra y de consumo de agua. Cinara ensayó con una nueva variante, la filtración gruesa horizontal en serie (FGHS) y encontró que con ella se puede optimizar el comportamiento hidráulico de esta opción de pretratamiento (Galvis et al., 1996), lo cual debe contribuir a reducir la longitud de los lechos de grava, manteniendo los mismos niveles de eficiencia que ahora presenta la tecnología “convencional” de FGH. En el Capítulo 5 se incluye información sobre el comportamiento de FGH y sus variantes, estudiadas en Colombia.

## 4.5 OTRAS ALTERNATIVAS DE PRETRATAMIENTO

Existen otras posibilidades de pretratamiento que pueden ser utilizadas en combinación con FiME y que no comprometen su simplicidad en términos de operación y mantenimiento. Se incluyen en este ítem algunas alternativas que tienen buen potencial, tales como: pozos o galerías de infiltración y la sedimentación simple.

### Los pozos de Infiltración

Una de las técnicas más antiguas de pretratamiento la constituyen la filtración de agua a orillas de los ríos o pozos de infiltración. Dependiendo de la calidad del agua en el río y de las características del suelo a través del cual debe percolar el agua a captar, ésta puede resultar inadecuada tanto para desinfección, como afluente para unidades de FLA. Engels et al. (1989) reportan problemas en la resuspensión de óxidos de hierro y manganeso presentes en el suelo, cuando los niveles de oxígeno en el río han caído por debajo de 1 mg/l. Cambios en la capacidad de transporte de sólidos de la fuente pueden afectar la capacidad de captación de los pozos, dada la dificultad de mantenimiento del material filtrante.

## Galerías de Infiltración

Las galerías de infiltración están constituidas principalmente por tuberías perforadas colocadas en los lechos de los ríos. Si la permeabilidad del lecho natural es muy baja, este puede ser reemplazado parcialmente por otro material, tal como grava y arena. Se han reportado velocidades de captación en el rango de 0.25 a 1.5 m/h, dependiendo de la turbiedad en la fuente y de los requerimientos de calidad en el efluente. En ríos con turbiedades bajas se han reportado buenos resultados, mientras que en fuentes con crecientes y picos de turbiedad, la obstrucción periódica de los lechos hace necesaria su limpieza, o la reposición del material filtrante. En la práctica, este mantenimiento se dificulta por la localización del sistema de captación. Evaluaciones realizadas en Colombia a captaciones de lecho filtrante mostraron eficiencias muy bajas, generalmente inferiores al 20% (Cinara - IRCWD, 1988). El reconocimiento de este tipo de limitaciones motivó en Cinara el desarrollo de los Filtros Gruesos Dinámicos, FGDi.

## Sedimentación Simple

La sedimentación es un proceso físico que permite reducir el contenido de sólidos suspendidos presentes en el caudal afluente a la unidad de tratamiento. Su eficiencia de remoción depende de la carga superficial (relación entre caudal y área superficial), número de Reynolds, numero de Froude, temperatura y de características propias de las partículas a sedimentar, tales como densidad y tamaño. La calidad efluente de un sedimentador podría ser adecuada para su tratamiento posterior por FLA.

Se pueden distinguir dos variantes principales en la aplicación de la sedimentación simple. De una parte, aquellas con períodos teóricos cortos de retención (menos de un día) y de otro lado, aquellas con períodos largos (varios días o semanas). Fuentes de agua con valores altos de sólidos suspendidos pueden mostrar significativas reducciones con períodos de algunas horas de detención. En contraste, puede tener poco impacto en fuentes con turbiedad de naturaleza coloidal.

El potencial de la sedimentación para períodos menores de un día, puede estimarse a través de columnas de sedimentación; para períodos más largos otros elementos como efectos térmicos, eólicos o producción de algas, comienzan a ser de mayor importancia, especialmente en unidades a escala real (Cleasby, 1991). La sedimentación simple con largos períodos de retención es de uso común en Londres, donde el crecimiento periódico de algas ha obligado la colocación de microcribas o de filtros “rápidos”, sin coagulación, antes de los filtros lentos (Ridley, 1967). Para controlar el crecimiento de algas en los embalses, de Londres se han desarrollado técnicas orientadas a prevenir la estratificación térmica, las cuales incluyen diferentes sistemas de bombeo. El potencial de los embalses como alternativa de pretratamiento en países tropicales y en zonas con limitaciones para sostener estos niveles de mecanización, debe ser cuidadosamente evaluado antes de promover su aprovechamiento amplio.

La sedimentación optimizada por medio de tubos o placas paralelas permite reducir en un 60-70% el área necesaria para la sedimentación simple. La sedimentación en placas paralelas ha sido aplicada exitosamente en el tratamiento de agua químicamente coagulada, sin embargo la experiencia con aguas no coaguladas es limitada. Experiencias desarrolladas en la estación de Cinara, en predios de la Empresas Municipales de Cali, no reportaron buenos resultados (Castilla et al., 1989).

## 5. COMPORTAMIENTO DE LA TECNOLOGIA FiME

La investigación de la tecnología FiME ha sido realizada en el marco del Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua, Pretratamientos, con base en unidades experimentales y en proyectos de demostración a escala real ubicadas en la región del Valle del Cauca en Colombia.

El objetivo de la investigación se centró en comparar diferentes alternativas de pretratamiento para filtración lenta en arena, producir criterios de selección, operación y mantenimiento, y evaluar la aplicación de las unidades de pretratamiento en combinación con unidades de FLA con base en los conceptos de multibarrera y tratamiento integrado.

El desarrollo de la investigación se realizó en el valle geográfico del río Cauca, localizado en el suroccidente de Colombia, y en su mayoría hace parte del departamento del Valle del Cauca. La figura 5.1 presenta la localización geográfica del Colombia y el departamento del Valle del Cauca, incluyendo los proyectos de demostración a escala real.

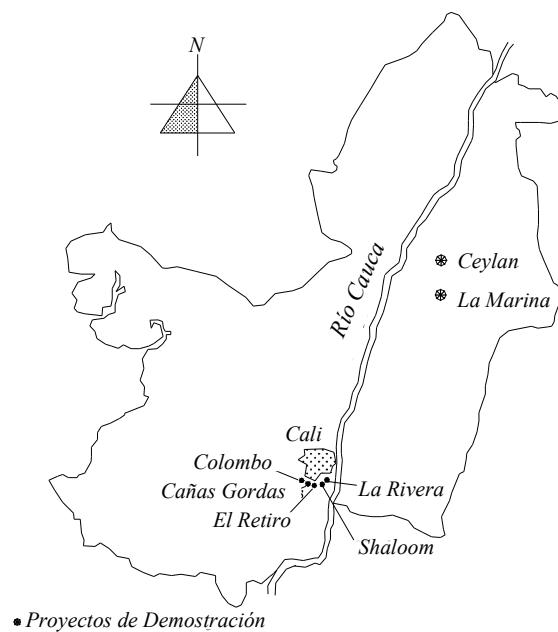
Figura

5.1

Localización geográfica del Proyecto Pretratamientos



El Valle del Cauca, con una temperatura promedio anual de 24 °C con bajas fluctuaciones estacionales, está localizado en 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.

El río Cauca, principal afluente de la región y fuente de agua cruda para la investigación a escala piloto, presenta una alta contaminación debido al vertimiento de aguas residuales domésticas sin tratamiento de varias comunidades y por el arrastre del suelo agrícola principalmente durante el período de lluvias. El río drena un área aproximada a 60.000 Km<sup>2</sup>. En sus 1200 Km. de longitud, 3600 Km<sup>2</sup> se encuentran antes del embalse de Salvajina. El efecto de embalse permite al río, en su paso por la ciudad de Cali, elevar los caudales mínimos de 40 m<sup>3</sup>/s a 130 m<sup>3</sup>/s, aliviando un poco el impacto de la contaminación durante el verano. El impacto del embalse en la calidad físico química del río en invierno es más limitado, pues aguas abajo de él se encuentran importantes tributarios, como los ríos Palo, Suarez, Jamundí, entre otros, que contribuyen significativamente en la época de lluvias.

Ante tales variaciones en la calidad del agua cruda, la investigación consideró períodos de evaluación de seis meses, incluyendo como mínimo un período seco y uno de lluvia.

Las unidades experimentales utilizadas en el proyecto se localizaron en la Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología de Cinara, ubicada en predios de la planta de tratamiento de agua de Puerto Mallarino de las Empresas Municipales de Cali, EMCALI. La Estación cuenta con una infraestructura de apoyo en laboratorios para el análisis de la calidad fisicoquímica y bacteriológica del agua, además de unidades a escala técnica para el estudio piloto de la tecnología FiME. Recientemente se ha construido el laboratorio para el estudio de sistemas de tratamiento con FiR . En la figura 5.2 se presenta una panorámica de la Estación.

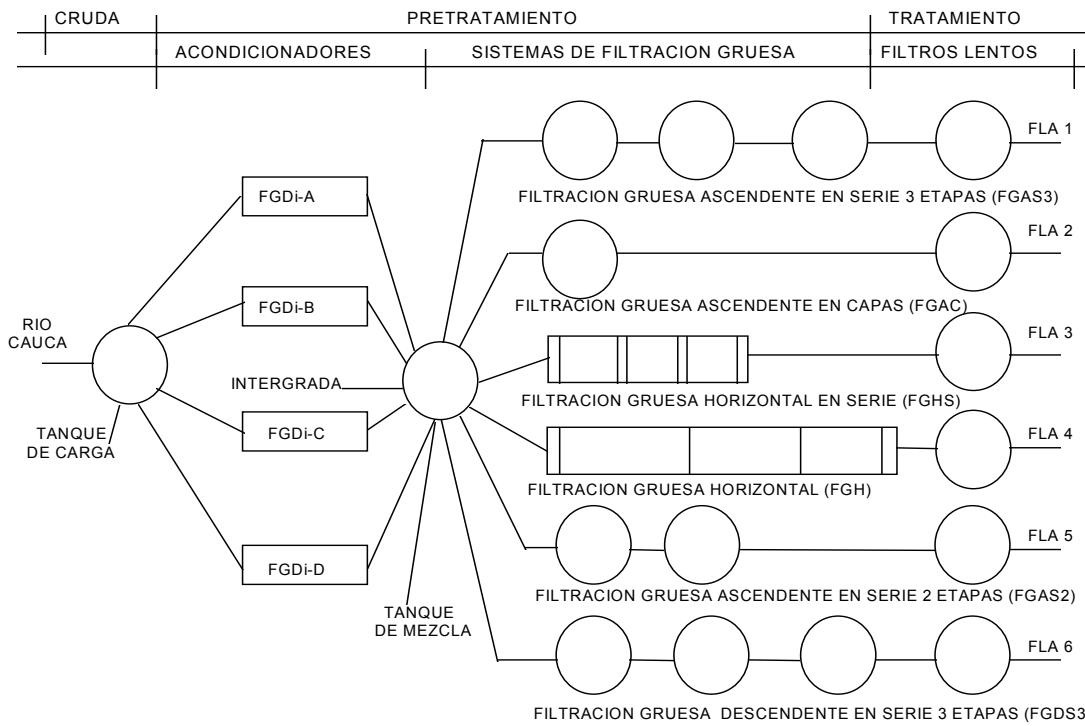


**Figura 5.2** Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología de Cinara en Puerto Mallarino.

## 5.1 EXPERIENCIAS CON PLANTAS A ESCALA TECNICA DE INVESTIGACION

### 5.1.1 Consideraciones Generales

Para el desarrollo del Proyecto Pretratamientos, se construyeron líneas de investigación con tres componentes básicos: filtro grueso dinámico, una alternativa de filtración gruesa y un filtro lento en arena. Cuatro FGDI constituyeron el sistema de acondicionamiento común a todas las líneas, cada de ellas incluyó una unidad de filtración gruesa, con una de las siguientes alternativas: filtros gruesos ascendentes en serie de 2 y 3 etapas, un ascendente en capas, filtros gruesos de flujo horizontal convencionales y en serie y un filtro grueso descendente en serie. Con el fin de evaluar el impacto de la calidad efluente del sistema de pretratamiento , cada línea incluyó un FLA. La figura 5.3 ilustra un esquema de las líneas de pretratamiento evaluadas



**Figura 5.3** Representación esquemática de las líneas de tratamiento en unidades a escala técnica de investigación. Proyecto Pretratamientos.

Los filtros ascendentes en serie consisten en sistemas de 2 o 3 tres unidades. En el caso de 2 unidades en serie, la primera unidad contiene grava gruesa y grava clasificadas entre media y fina en la segunda; para el caso de 3 unidades en serie, en la segunda y tercera unidad predomina la grava media y fina respectivamente. El filtro ascendente en capas consiste en una unidad llena con capas de grava de diferentes tamaños, ubicadas de gruesa en el fondo a fina en la superficie. Dos tipos de filtros grueso horizontal fueron usados, uno convencional que utiliza los mismos tamaños de grava del filtro grueso ascendente en serie de tres etapas, diseñado y construido con los criterios propuestos en Wegelin (1986). La segunda unidad de filtración horizontal fue acondicionada con longitudes de lecho filtrante similares a los del filtro ascendente en serie, que con el fin de mejorar su comportamiento hidráulico, el compartimiento principal fue dividido en tres pequeñas unidades en serie. El filtro grueso descendente comprende tres unidades en serie, con tamaños de grava similares al filtro grueso ascendente en serie de tres etapas.

La investigación evaluó cada etapa de tratamiento dentro de la línea de investigación tanto de manera independiente como en su conjunto. Así por ejemplo, los FGDi fueron evaluados, considerando aspectos hidráulicos, de operación y mantenimiento y eficiencias de remoción y factores que la limitan.

Los filtros gruesos se evaluaron usando velocidades de filtración de 0.30, 0.45, 0.60, 0.70 y 1.0 m/h. Se establecieron comparaciones en el funcionamiento hidráulico y en eficiencias en el mejoramiento de la calidad del agua, entre los seis tipos de filtración gruesa estudiados. Se realizaron mediciones en la remoción de parámetros físico químicos y bacteriológicos por cada componente de filtración gruesa para las velocidades de filtración indicadas, y orientadas a establecer límites de trabajo en cada caso. Las características de cada componente FiME de tratamiento se presentan en la tabla 5.1

**Tabla 5.1** Características de componentes FiME evaluados a nivel de plantas piloto a escala técnica.

Componente FiME	Número de Unidades en Serie	Área de Filtración (m <sup>2</sup> )	Lecho Filtrante	
			Tamaño (mm)	Longitud (m)
FGDi	1	0.75	6-25	0.6
FGAS3	3	3.14	25-1.6	4.55
FGAS2	2	3.14	25-1.6	3.1
FGAC	1	3.14	25-1.6	1.55
FGDS3	3	3.14	25-1.6	4.55
FGH	1	1.54	25-1.6	7.2
FGHS	3	1.54	25-1.6	4.55
FLA	1	3.14	Cu=1.57 $D_{10}=0.23$ mm	max. : 1.0 min. : 0.6

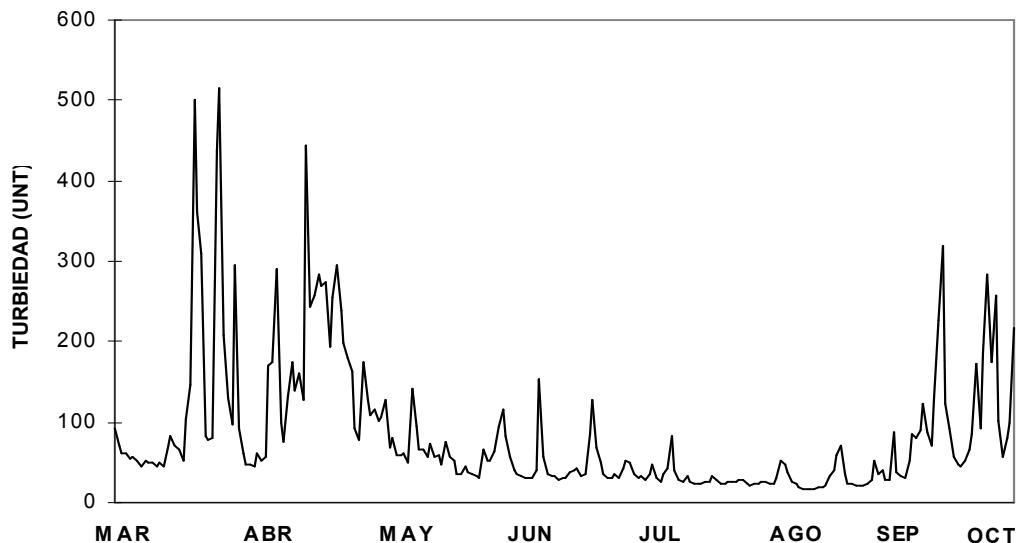
Cu : Coeficiente de uniformidad

$D_{10}$  : Tamaño efectivo

### 5.1.2 Evaluación de la calidad del agua cruda

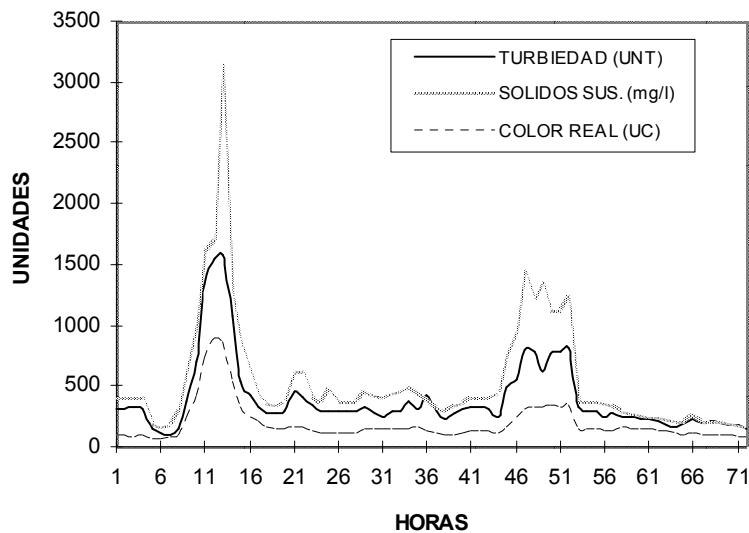
El río Cauca presentó variaciones en su calidad de agua influenciadas por las épocas secas y lluviosas. En la figura 5.4 se pueden apreciar la presencia de estos períodos, con base en la variación diaria de turbiedad en el río Cauca durante un año. Altos niveles de turbiedad se presentaron durante el periodo abril a junio y en septiembre y octubre, mientras que niveles mas bajos se presentaron entre julio y septiembre.

**Figura 5.4** Variación diaria de turbiedad del agua en el río Cauca. Período marzo a octubre de 1990.



Los valores de turbiedad estuvieron en el rango entre 15 y 1880 UNT, el color real se presentó entre 24 y 344 UPC, mientras que los coliformes fecales estuvieron en el rango 7300 y 396000 UFC/100 ml. Durante los períodos de lluvia, los valores de turbiedad se incrementan, presentándose ocasionalmente variaciones fuertes y bruscas de la calidad del agua cruda, que en menos de dos o tres horas incrementaron la turbiedad entre cinco y diez veces su valor promedio, según se ilustra en la figura 5.5 en el seguimiento horario a sólidos suspendidos, turbiedad, y color real.

La calidad del agua del río Cauca presentó promedios de hierro total y manganeso para los períodos de evaluación entre 3.5 y 14.0 mg/l y entre 0.5 y 0.9 mg/l respectivamente, con un valor máximo en hierro de 48 mg/l, el cual fue medido durante una condición anaeróbica del río, que presentó una duración aproximada de 2 horas.



**Figura 5.5** Seguimiento horario de un incremento brusco de la calidad del agua en el río Cauca. Marzo 26, 27 y 28 de 1990.

Bajo las condiciones de calidad presentadas anteriormente, esta fuente es muy contaminada y con valores elevados de gran variabilidad; por lo cual no se recomienda para ser tratada mediante filtración lenta en arena, tal como se discutió en el capítulo 4. Sin embargo para los propósitos del Proyecto Pretratamientos esta calidad es muy útil para probar la tecnología bajo condiciones exigentes.

### 5.1.3 Evaluación de las unidades de FGDI

Ante la necesidad de proteger el sistema de abastecimiento, principalmente los componentes de tratamiento, contra el tipo de variaciones bruscas de calidad como las indicadas en la figura anterior, se ha desarrollado la tecnología de filtración gruesa dinámica. Diferentes estudios a nivel piloto fueron realizados, entre los que se destacan la evaluación del flujo superficial, el estudio de velocidades de filtración y la eficiencia de remoción del sistema y la comparación de las unidades operando a tasa constante y declinante.

La evaluación del flujo superficial en los FGDI mostró que este no presenta ningún efecto sobre el arrastre de las partículas, ni sobre la calidad del agua efluente de la unidad. Este resultado es particularmente importante cuando se requiere el bombeo del agua cruda hacia el sistema de tratamiento, ya que en estos

casos se debe bombear un caudal de exceso para garantizar el flujo superficial sobre la unidad. Mayores detalles de esta evaluación se encuentran en Latorre et al (1996).

El eliminar el flujo superficial motivó evaluar la operación del sistema a tasa constante, lo cual se realizó comparando el comportamiento de una unidad a tasa declinante con una tasa constante. La evaluación mostró que las unidades a tasa constante presentan un mejor comportamiento hidráulico debido a que en la capa superficial de grava los sólidos son removidos de manera uniforme sobre la superficie, mientras que en la unidades a tasa declinante se presentan zonas preferenciales en la acumulación del lodo, lo cual genera zonas muertas y cortos circuitos (Guzmán, 1997).

El estudio de la eficiencia de remoción de estas unidades utilizando velocidades de filtración entre 1.0 y 5.0 m/h, mostró que la eficiencia de remoción en turbiedad y sólidos suspendidos de unidades de filtración gruesa dinámica no presentaba diferencias significativas en el rango entre 1.0 y 4.0 m/h, y están en el orden de 50% para turbiedad y entre el 80 y 90% para sólidos suspendidos. Este resultado puede motivar la utilización de la velocidad de filtración mas alta del rango, sin embargo el costo de esta unidad representa del orden del 5% del costo total de inversión inicial del sistema de tratamiento, por lo tanto utilizar velocidades de filtración mas bajas no incrementaría los costo substancialmente, pero si permitiría contar con una mayor flexibilidad en la operación del sistema.

#### **5.1.4 Evaluación de las unidades de filtración gruesa**

Un estudio comparativo entre unidades de filtración gruesa ascendente en serie de tres etapas con las unidades de flujo horizontal convencionales y en serie, operando con velocidades de filtración de 0.70 m/h, mostró que el sistema de unidades de flujo ascendente en serie presentó las mayores remociones en términos de coliformes fecales, las cuales fueron del 99.4%, del 95.6% para FGHS y del 95.4% para FGH, en términos de turbiedad la remoción fue del 80% para FGAS3, 66.7 % para FGHS y del 68.5% para FGH y en sólidos suspendidos 97.9% para FGAS3, 93.8% tanto para FGHS como para el FGH.

De igual manera, se indica que el comportamiento hidráulico del sistema con flujo ascendente, basado en el modelo del número virtual de reactores en serie, fue considerablemente mejor que en las unidades de filtración horizontal. Mientras en el FGAS3 el número de reactores estuvo en el rango de 9 a 13, para el FGHS fue de 6 a 12 y para el FGH convencional entre 3 y 5. La comparación de las unidades en cuanto a operación y mantenimiento mostró que las unidades ascendente en serie son menos exigentes en términos de tiempo por persona por metro cuadrado requerido para la limpieza mensual, mientras que el FGAS3 requiere 1.35 horas-persona /m<sup>2</sup> de área de filtro, el FGH y FGHS requiere respectivamente 2.20 y 1.39 horas-persona/m<sup>2</sup>, de igual manera, el volumen de agua requerido para la limpieza de cada una de estas unidades indica que es menor para el FGAS3 siendo 2.2 m<sup>3</sup>/ m<sup>2</sup>, y de 3.4 y 2.7 m<sup>3</sup>/ m<sup>2</sup> para el FGH y FGHS respectivamente.

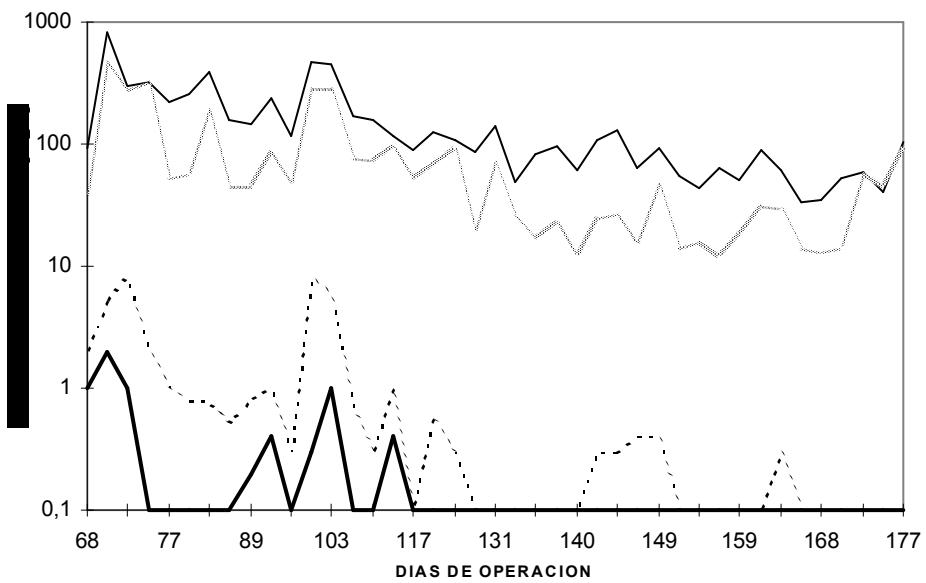
Los anteriores resultados indican que la unidades de flujo ascendente pueden ser una mejor alternativa de pretratamiento que las unidades de flujo horizontal para las condiciones de la región Andina, dado que su utilización implica menores costos de tanto de inversión inicial como de operación y mantenimiento. Sin embargo dado que los FGH presentan un mayor volumen de almacenamiento y que sus eficiencias de remoción en términos de sólidos suspendidos son muy similares a las obtenidas en los FGAS3, estas unidades podrían ser utilizadas bajo contextos, en los cuales las fuentes de agua presentan altas concentraciones de sólidos suspendidos durante varios días. También podrían tener aplicación en zonas de emergencia pues podrían excavarse zanjas sobre el terreno con longitudes similares a las de un filtro grueso horizontal y rellenarse con grava de diferentes tamaños, según se recomienda en la literatura (Wegelin, 1986).

El comportamiento frente a la calidad del agua cruda del río Cauca del sistema de unidades de FAGS3 operando a una velocidad de filtración de 0.45 m/h, se pueden apreciar en las figuras 5.6 y 5.7 donde se presentan las series de tiempo en sólidos suspendidos, turbiedad, color real y coliformes fecales. Durante los días 66 a 178 de este período se observa que la turbiedad en el agua cruda presenta valores que oscilaron entre 20 y 1880 UNT, los cuales corresponden con una época de lluvia. Niveles de sólidos suspendidos altos también se presentaron durante este período variando entre 33 y 813 mg/l. El desempeño de las unidades de tratamiento se ve afectado por estos niveles, así el efluente del FGAS3 produjo turbiedades que superaron la mayor parte del tiempo las 10 UNT, lo cual representó valores de sólidos suspendidos que oscilaron entre 0.1 y 8.0 mg/l.

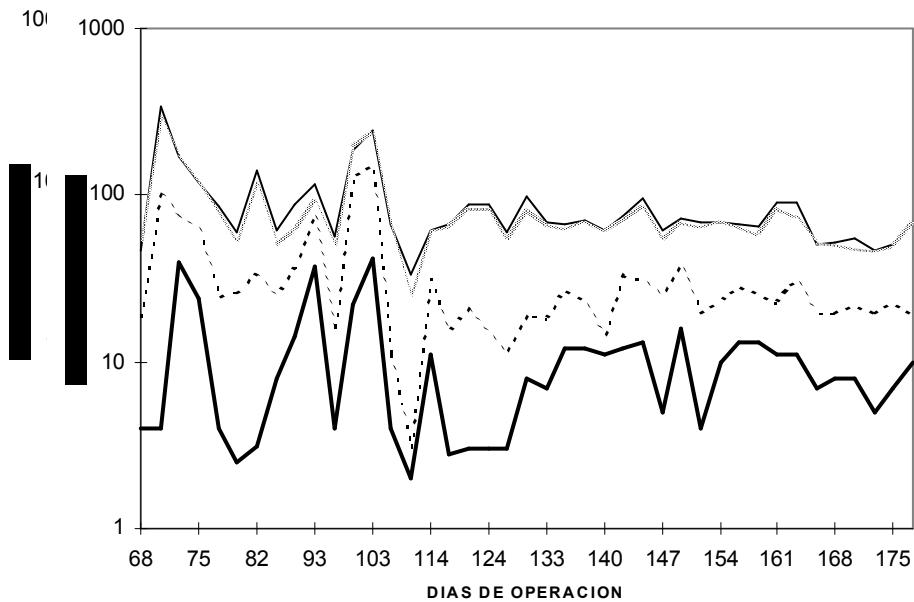
Tal como se discutió en el capítulo 4, valores de turbiedad y sólidos suspendidos en los rangos mencionados anteriormente pueden limitar no solamente la duración carreras de los filtros lentos, sino también afecta la eficiencia de remoción, en particular la relacionada con la actividad biológica. Este efecto puede observarse en las figuras 5.6 y 5.7 con los efluentes de coliformes fecales en el filtro lento, los cuales variaron entre 0 y 231 UFC/100 ml durante los días de operación 66 a 107, el cual corresponde con un período de lluvia con las características de agua cruda indicadas en el párrafo anterior. En contraste, durante el período de operación 107 a 178, la calidad física del agua cruda mejoró, lo cual se manifiesta en valores más bajos en el efluente del FLA, oscilando entre 3 y 10 UNT y los coliformes fecales efluentes del filtro lento en el rango de 0 a 5 UFC/100 ml, mejorando significativamente la calidad bacteriológica del agua producida.

### **5.1.5 Comportamiento de las unidades de filtración lenta en arena.**

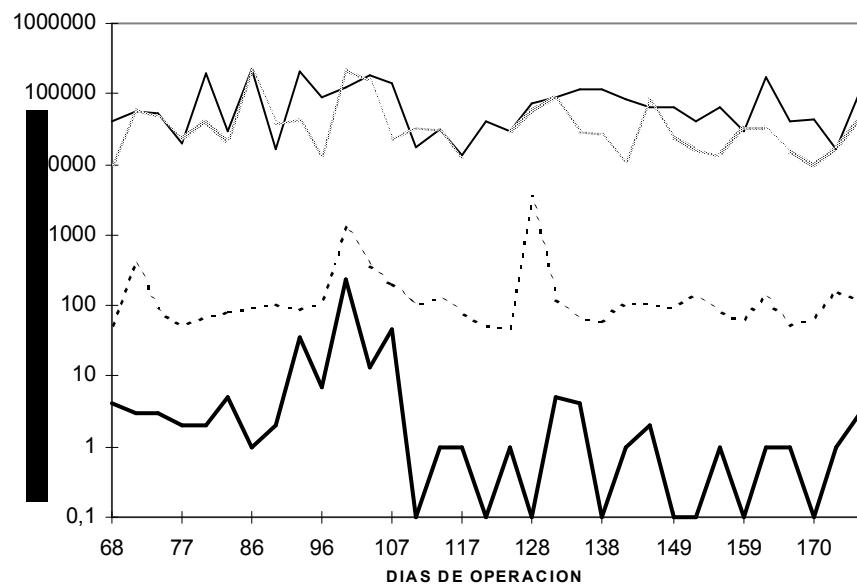
Las unidades de filtración lenta, durante su arranque, presentaron un efecto de "maduración" como se aprecia en la figura 5.8 para el FLA de la línea que contiene FGAS3. De esta manera la calidad microbiológica del agua producida durante los primeros veinte días presentó niveles de contaminación superiores a 10 UFC/100 ml. Sin embargo después de este período, el efluente presentó consistentemente niveles bajos de contaminación bacteriológica. Este comportamiento es importante tenerlo en cuenta ya que durante el período de maduración, la desinfección debe ser aplicada rigurosamente, de igual manera, las medidas de vigilancia y control de la calidad del agua así como la operación y el mantenimiento deben ser extremadas.



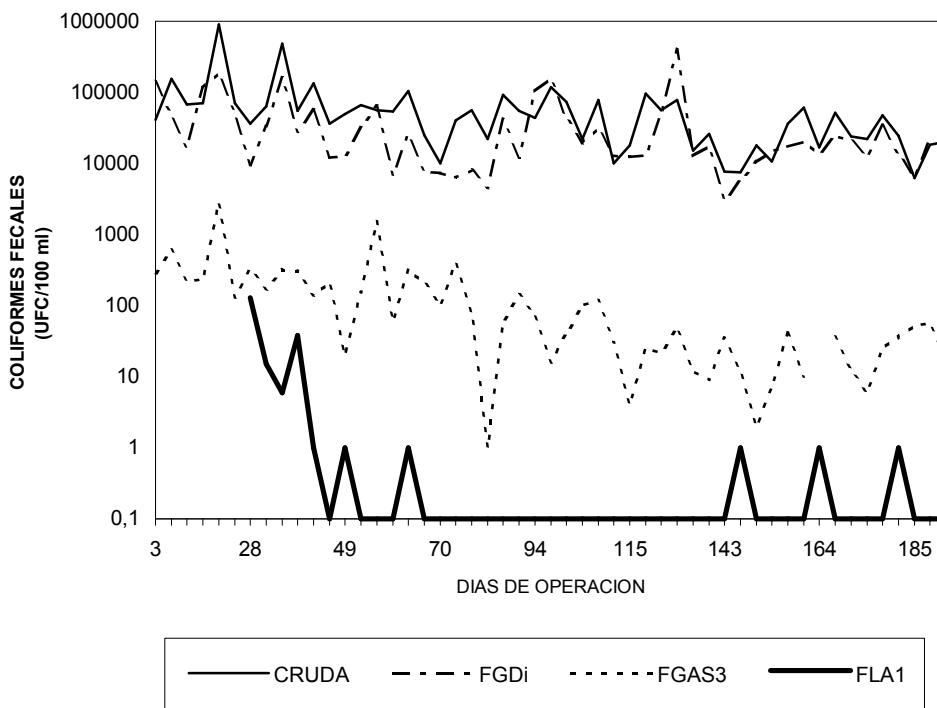
**Figura 5.6**  
Comportamiento de la línea de filtración gruesa en serie FGAS3 tratando agua cruda del Río Cauca, en los parámetros sólidos suspendidos y turbiedad. Velocidad de filtración en FGAS3: 0.45 m/h. Período Abril-Agosto de 1994.



**Figura 5.7**  
Comportamiento de la línea de filtración gruesa en serie FGAS3 tratando agua cruda del Río Cauca, en los parámetros: color real y coliformes fecales. Velocidad de filtración en FGAS3: 0.45 m/h. Período Abril-Agosto de 1994.



— CRUDA — FGDi - - - FGAS3 — FLA



**Figura 5.8** Variación de coliformes fecales (UFC/100 ml), en la línea que incluye FGAS3 como pretratamiento. Período Enero-Junio de 1991.

En las tablas 5.2 a 5.5 se resumen los resultados de sólidos suspendidos, turbiedad, coliformes fecales y color real obtenidos en la evaluación de la línea con filtración ascendente en serie de tres etapas para diferentes velocidades de operación. Las tablas incluyen además el rango de calidad de agua cruda, promedio y desviación estándar ( $\sigma$ ) para cada etapa del tratamiento, además del percentil 90 para el agua cruda y tratada; también se incluyó para el efluente del FLA la frecuencia de datos con turbiedad menores de 1 y 5 UNT, coliformes menores a 3 y 25 UFC/100 ml y la frecuencia de color real menor a 15 UPC.

La eficiencia en la remoción de turbiedad en la línea con FGAS3 estuvo al rededor del 80%, para todas las velocidades de filtración evaluadas. Las etapas de FGDi + FGAS3 remueven entre el 80 y el 85% de la turbiedad del agua cruda. Esta combinación presenta eficiencias aun mayores a las obtenidas en turbiedad para sólidos suspendidos, donde se remueve del orden del 99%. Estas remociones están acorde con el concepto de multibarrera en el cual las etapas de FGDi y FGAS3 se orientan hacia la remoción del material grueso.

**Tabla 5.2** Turbiedad (UNT) en unidades a escala técnica de investigación en la línea de tratamiento con filtración gruesa ascendente en serie.

Velocidad de Filtración (m/h) (Días de Operación)	AGUA CRUDA				FGDi				FG				FLA			
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC. (%)	Rango	Media	P90	FREC. (%)

												<= 1	<= 5
0.45 (66-178)	20 -1880	92	239	207	14 - 1700	72	3 - 68	13	0.9 - 36	5.5	14	1	74
0.45 (107-178)	20 -144	45	131	76	14 - 348	32	3.1 - 30	6	0.9 - 25	2.2	3.1	2	98
1.0 (179-250)	15 -219	37	131	62	8.6 -136	25	1.6 - 132	5	0.4 - 3	2.0	2.2	17	100
0.30 (251-402)	16 -330	62	251	134	6 - 267	43	0.9 - 56	7	0.2 - 1.4	2.0	5.0	46	91
0.70 (418-622)	16 -760	78	321	155	10 -450	56	1.2 - 53	12	0.4 - 43	4.0	7.0	9	79

N: número de datos

FREC. : frecuencia

**Tabla 5.3** Coliformes fecales (UFC / 100 ml) en unidades a escala técnica de investigación en la línea de tratamiento con filtración gruesa ascendente en serie.

Velocidad de Filtración (m/h) (Días de Operación)	AGUA CRUDA				FGDi				FG				FLA		
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC. (%)	<= 3	<= 25	
	0.45 (66 - 178)	13800 - 220000	81000	32	184000	9300 - 224000	48000	46 - 3600	265	0 - 231	10	7	75	99	
0.45 (107-178)	13800 - 170000	68000	20	130500	10000 - 92000	32000	46 - 3600	278	0 - 5	1.0	4	90	100		
1.0 (179-250)	17000 - 396000	116000	18	224000	81000 - 163000	81000	67 - 1630	192	0 - 3	1.0	3	100	100		
0.30 (251-402)	36000 - 209000	99000	40	186000	3700 - 172000	57000	5 - 215	44	0 - 23	2.0	3	93	100		
0.70 (418-622)	7300 - 320000	86000	59	181000	2800 - 137000	42000	58 - 402	169	0 - 81	6.0	18	69	95		

N: número de datos

FREC. : frecuencia

Reducciones importantes de coliformes fecales también se alcanzaron en estas dos primeras etapas de tratamiento, variando entre 2.6 y 3.2 unidades log. Reducciones entre 1.4 y 2.5 unidades log se presentaron para el filtro lento y en su conjunto el sistema presentó reducciones entre 4.5 y 5.5 unidades log.

**Tabla 5.4** Color real (UPC) en unidades a escala técnica de investigación en la línea de tratamiento con filtración gruesa ascendente en serie.

Velocidad de Filtración (m/h) (Días de Operación)	AGUA CRUDA				FGDi				FG				FLA		
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC. %<= 15	<= 15		
	0.45 (66 - 178)	33 - 344	88	41	140	25 - 300	82	3 - 154	34	2 - 42	11	22	85		
0.45 (107-178)	33 - 98	68	27	90	25 - 85	64	3 - 38	22	2 - 16	8.0	13	96			
1.0 (179-250)	32 - 119	63	30	95	28 - 316	57	9 - 53	23	4 - 29	9.0	14	93			
0.30	28 -257	82	65	142	25 - 225	70	2 - 99	23	2 - 39	9.0	24	82			

(251-402)										
0.70 (418-622)	24 - 322	93	77	172	24 - 267	79	4 - 140	33	2 - 52	12

N: número de datos

FREC. : frecuencia

**Tabla 5.5** Sólidos Suspensidos (mg/l) en unidades a escala técnica de investigación en la línea de tratamiento con filtración gruesa ascendente en serie.

Velocidad de Filtración (m/h) (Días de Operación)	AGUA CRUDA				FGDi		FG	
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media
0.45 (66 - 178)	33 - 813	154	41	320	12 - 466	80	0.1 - 8	1.0
0.45 (107-178)	33 -156	81	27	132	12 - 98	38	0.1 - 1	0.2
1.0 (179-250)	22 - 150	59	30	93	8 - 82	25	0.1 - 13	0.2
0.30 (251-402)	27 - 510	107	64	193	5 - 212	41	0.1 - 3.3	0.4
0.70 (418 - 622)	19 - 399	122	77	248	4 - 232	51	0.1 - 32	2.0

N: número de datos

Max. : Valor máximo

En color real, la tecnología presentó remociones totales entre el 86% y el 89%, con promedios en el agua cruda entre 63 y 93 UPC y promedios en el efluente del FLA entre 8.2 y 12.0 UPC. La frecuencia de datos que presentaron valores menores o iguales a 15 UPC estuvo entre el 77% y 96% para los diferentes períodos o velocidades de evaluación.

En turbiedad, aunque los promedios en el efluente estuvieron entre 2.0 y 5.5 UNT, estos pueden resultar inapropiados para la desinfección, ya que la frecuencia de datos con turbiedad menor a 1 UNT alcanza en el mejor de los casos, el 46%. Esta información contrasta con las frecuencias de coliformes fecales, para las cuales el 95% del tiempo los datos presenta menos de 25 UFC/100 ml. Esto parece indicar que a pesar de la existencia de valores de turbiedad superiores a 1 UNT, la contaminación bacteriológica es baja, y por lo tanto, la desinfección podría ser aplicada de manera confiable.

De otra parte parámetros como el hierro y manganeso que limitan de una parte la aplicación de la filtración lenta en arena cuando la concentración es mayor a 1.0 mg/l (Spencer et al., 1991), y de otra la desinfección cuando se encuentra en estado disuelto, fueron removidos significativamente en las líneas de tratamiento. Las unidades de filtración gruesa presentaron efluentes en el rango de 0.17 y 1.01 mg/l de hierro y entre 0.07 y 0.17 mg/l para el manganeso, mientras que los FLA presentaron promedios por debajo de 0.30 y 0.1 mg/l respectivamente.

La alcalinidad bicarbonática no es removida en el sistema, aumentando ligeramente en el filtro grueso y en el filtro lento, sin mayor alteración del equilibrio ácido carbónico-bicarbonato del agua, por lo tanto no se presentan variaciones apreciables del pH el cual se mantiene ligeramente arriba de la neutralidad, con valores entre 7.1 y 8.0

Estos resultados muestran que aunque la combinación de filtración gruesa en dos etapas con filtración lenta en arena, logra potencializar el uso de esta última tecnología de tratamiento, en el caso de fuentes

superficiales con alto grado de contaminación, y en particular con niveles de sólidos suspendidos elevados ( $> 100 \text{ mg/l}$ ), se debe mirar críticamente la selección de las barreras de tratamiento a recomendar y ser coherente con el tipo de riesgo existente y su variabilidad en el tiempo. En algunas circunstancias es preferible estudiar la viabilidad técnica que puedan presentar otras fuentes de abastecimiento; en otras circunstancias es recomendable realizar estudios a nivel piloto antes de implantar una solución.

## 5.2 EXPERIENCIAS CON PLANTAS FiME QUE UTILIZAN FUENTES SUPERFICIALES DE LADERA

En Colombia y particularmente en la región del Valle del Cauca se encuentran operando más de 50 plantas de potabilización de agua, que utilizan FiME como sistema de tratamiento. Estas vienen siendo administradas, operadas y mantenidas por las comunidades beneficiadas a través de Empresas Prestadoras de Servicios, con el apoyo de organizaciones del sector y entidades no gubernamentales de la región.

En el marco de los convenios de Cinara y en el desarrollo de proyectos específicos, se realizó por un tiempo superior a seis años, el seguimiento a siete sistemas FiME ubicados en la región del Valle del Cauca, dos de ellos al norte del departamento y los restantes al sur de la ciudad de Cali-Colombia, cuya localización geográfica fue presentada en la figura 5.1.

**Error! Switch argument not specified.** Los sistemas ubicados al norte del Valle, Ceylan y la Marina, son abastecidas por fuentes superficiales con bajo grado de intervención humana, mientras que las plantas localizadas en la zona sur de Cali, El Retiro, Cañas Gordas, La Rivera, Shaloom y Colombo, tratan agua de una misma fuente superficial, el río Pance, sin embargo, las obras de captación en cada caso han sido construidas sobre diferentes derivaciones del río, generando que en su recorrido hasta la planta de tratamiento, se contaminen y presenten niveles de riesgo diferentes. La temperatura ambiental promedio en los sistemas ubicados al norte del Valle es de  $18^{\circ}\text{C}$ , mientras que en la ubicadas al sur de Cali están sometida a una temperatura promedio de  $24^{\circ}\text{C}$ , con variaciones de mas o menos  $10^{\circ}\text{C}$ , para ambos casos.

El río Pance presenta un grado de intervención moderado y su cuenca es utilizada como receptora de aguas de infiltración efluentes de minas de carbón, con altas concentraciones de hierro y manganeso. La fuente es también es utilizada como sitio de recreación por los habitantes de la ciudad de Cali.

Todos los sistemas de tratamiento incluyen un FGDi, con excepción de las plantas Ceylan, La Marina y la Rivera, un filtro grueso ascendente en capas o en serie con dos o tres etapas y filtración lenta en arena como tratamiento final. Previo al almacenamiento, se aplica la desinfección con hipoclorito de sodio como barrera de seguridad. La planta El Retiro inicialmente operó con un desarenador previo al filtro grueso, sin embargo a partir de 1992, parte de esta unidad fue transformada en un filtro grueso dinámico. En 1995, el sistema de tratamiento se amplió de 10 l/s a 20 l/s, y se construyó dos unidades nuevas de FGDi, dos FGAC y dos FLA. Una descripción general de los sistema se presenta en la tabla 5.6

Los sistemas a escala real del norte del Valle incluyen un desarenador previo al sistema de tratamiento, que permite controlar el ingreso de partículas discretas. Estos sistemas fueron construidos entre 1987 y 1989, por lo cual no se beneficiaron de los desarrollos mas recientes alcanzados en la tecnología de FiME. En este sentido, los sistemas Ceylan y la Marina, presentan estructuras de filtración gruesa en serie de dos y tres etapas respectivamente, las cuales para el nivel de riesgo de la fuente de abastecimiento representan mayores costos de inversión inicial de los necesarios.

El sistema de la Rivera, cuenta con un lago previo al sistema de tratamiento, el cual cumple la función de mejorar la calidad del agua, retener partículas discretas y granizar el abastecimiento de agua cruda durante el periodo seco. Los filtros dinámicos no fueron incluidos en el diseño de este sistema tratamiento, tomando en consideración el efecto sobre la calidad del agua cruda que produce el lago.

La planta de tratamiento Cañas Gordas abastece una comunidad de altos ingresos; cuenta con un filtro dinámico, el cual inicialmente fue operado con una velocidad de filtración de 10.2 m/h, sin embargo, esto generó carreras de filtración del orden de 24 horas, causando problemas de operación y mantenimiento. A partir de mediados de 1997 se inició la construcción de dos unidades de FGDi nuevas, las cuales operan con una velocidad de filtración de 1.5 m/h.

La derivación del río Pance que abastece el sistema de tratamiento del Colombo, presenta una alta contaminación bacteriológica, la cual se ha incrementado de un promedio de 25100 UFC/100 ml en 1991 a 95890 UFC/100 ml en 1996. Este sistema abastece una comunidad estudiantil de la zona.

**Tabla 5.6** Descripción general plantas a escala real

Planta de Tratamiento	Caudal de diseño (l/s)	Sistema de Pretratamiento				Filtro Lento en Arena, FLA	
		Tipo	Vf (m/h)	Medio filtrante		Unidades en paralelo	Vf (m/h)
				Tamaño (mm)	Longitud (m)		
Ceylan	9.6	FGAS2	0.75	25-3	2.0	2	0.14
La Marina	7.9	FGAS3	0.90	20-6	1.8	2	0.16
Cañas Gordas	8.6	FGDi FGAS2	1.5 0.67	25-7 25-3	0.6 2.0	3	0.16
El Retiro	20.0	FGDi FGAC	1.50 0.60	25-7 25-4	0.6 1.0	4	0.15
Colombo	0.70	FGDi FGAC	1.5 0.60	25-13 25-4	0.6 1.2	2	0.11
Shaloom	1.0	FGDi FGAC	1.50 0.60	25-6 25-3	0.6 1.5	2	0.15
La Rivera	3.0	FGAC	0.60	25-4	1.2	2	0.15

El desempeño de los sistemas de tratamiento en la remoción de turbiedad se presenta en la tabla 5.7. El agua cruda de los sistemas abastecidos con agua del río Pance presentó turbiedades que estuvieron por debajo de 32 UNT en el 90% de las muestras analizadas, mientras que en el norte del Valle las fuentes de abastecimiento presentaron menores turbiedad, con valores menores a 9 UNT en el 90% de las veces. A pesar de que la planta La Marina presenta una de las menores turbiedades en el agua cruda y el sistema de pretratamiento más robusto, la calidad del agua tratada en este parámetro no presenta los mejores resultados. Esto es consecuencia de contar en el filtro grueso con el lecho filtrante más grueso y la velocidad de filtración más alta.

En general los efluentes de los sistemas de tratamiento presentaron turbiedades promedio menores a 1 UNT, lo cual es considerado apropiado para aplicar la desinfección terminal de manera confiable.

En la tabla 5.8 se puede apreciar el desempeño de los sistemas FiME a escala real en la reducción de la contaminación bacteriológica. Las fuentes de abastecimiento, presentaron gran variación en el contenido de coliformes fecales, presentando la menor contaminación los sistemas del norte del Valle, y la mayor corresponde al Colombo. Los sistemas presentan remociones mayores para las aguas mas contaminadas, lo cual implica que las barreras pueden volverse más efectivas si el agua cruda presenta un mayor riesgo, y aún así producir un efluente con bajo riesgo sanitario. Por ejemplo en Ceylan, con una concentración promedio en el agua cruda de 332 UFC/100 ml de coliformes fecales, presenta un reducción promedio de 2.5 unidades logarítmicas, mientras que en el Colombo con un agua más contaminada 44556 UFC/100 ml de coliformes fecales promedio, logra reducciones del 4.6 unidades logarítmicas, presentando en los efluentes del FLA, en ambos casos, concentraciones promedio de 1.0 UFC/100 ml.

**Tabla 5.7** Turbiedad (UNT) en sistemas de tratamiento con FiME, que son operadas a escala real

PLANTA	AGUA CRUDA					FGDi		FG					FLA		
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC. (%)	<= 1	<= 5	
Ceylan	0-6 -15	2.8	114	4	*	*	0.1 - 6.0	0.8	0.1 - 6.0	0.4	0.6	98	99		
La Marina	0.5 -112	6.0	110	9	*	*	0.2 - 63	3.0	0.9 - 8.6	1.0	1.9	65	98		
Cañas Gordas	2.0 - 75	13.0	112	29	29 - 98	11	2.3 - 87	6.0	0.1 - 4.1	0.8	1.3	84	100		
El Retiro(FGDi)	3.2 -120	15.0	153	32	2.0 - 150	7.6	1.2 -30	4.6	0.2 -12.0	0.8	1.3	86	99		
El Retiro (Desa.)	4.0 - 180	14.0	85	25	3.0 - 150	13.0	1.2 - 19	4.4	0.1 - 2.7	0.7	0.9	91	100		
Colombo	2.8 - 122	15.0	219	30	1.4 - 62	6.5	1 - 51	4.5	0.2 - 3.7	0.5	0.9	93	100		
Shaloom	0.6 - 15	3.3	31	6	0.4 - 18	2.5	0.3 - 5	1.6	0.4 - 2.0	0.6	1.0	97	100		
La Rivera	1.5 - 30	6.5	42	14	1.4 - 10	4.0	0.4 - 3.5	1.7	0.1 - 3.3	0.8	1.6	69	100		

\* No tiene FGDi

N: número de datos

\*\* Sedimentador

FREC. : frecuencia

Desa: Desarenador

El desempeño de los sistemas en color real se presenta en la tabla 5.9. El color en las fuentes de abastecimiento evaluadas, al igual que en los parámetros presentados anteriormente es menor en las fuentes del norte del Valle, y valores más elevados en el río Pance, los cuales superan los límites reportados en la literatura y mencionados en el capítulo 4 para su tratamiento por FLA, sin embargo, todos los sistemas de filtración gruesa logran en promedio reducir el color a valores que pueden ser tratados por FLA, los cuales a su vez producen efluentes con valores promedio de color menores a 4.0 UPC.

Los resultados de la evaluación en los sólidos suspendidos se presenta en la tabla 5.10. Los valores promedio en el agua cruda presentaron la misma tendencia que en los parámetros anteriores, siendo menores para Ceylan y la Marina, y mas elevados para el río pance. Los sistemas de filtración gruesa presentaron en sus efluentes concentraciones de sólidos suspendidos promedio entre 0.2 y 2.8 mg/l y los filtros lentos produjeron concentraciones menores de 0.1 mg/l, sin embargo no se logró establecer su valor por las limitaciones en el método de medición frente a bajas concentraciones.

**Tabla 5.8** Coliformes Fecales (UFC/100 ml) en sistemas de tratamiento con FiME, que son operadas a escala real

PLANTA	AGUA CRUDA					FGDi		FG					FLA		
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC. (%)	<= 3	<= 25	
Ceylan	46 - 1920	332	110	610	*	*	4 - 382	50	0 - 24	1.0	3	95	100		
La Marina	30 -	817	103	1050	*	*	0 - 139	0 -	2.0	4	84	99			

Cañas Gordas	35700 260- 56000	4870	111	11600	120 - 95000	4409	1250	29	0 - 11	1.0	3	92	100
El Retiro(FGDi)	140 - 162000	7416	168	11400	80 - 11800	3150	8 - 11800	358	0 - 85	1.3	1	85	98
El Retiro (Desa.)	240 - 69500	5896	85	10200	80 - 62800	4726	24 - 2000	312	0 - 92	1.8	3	91	97
Colombo	800 - 470000	44556	219	97000	210 - 193000	8051	24 - 48400	1837	0 - 17	1.0	2	94	99
Shaloom	200 - 3300	2765	31	7000	138 - 10900	2228	26 - 1020	155	0 - 17	2.2	6	74	100
La Rivera	370 - 23100	4250	43	65000	70 - 19300	1027** 491	4 - 68	0 - 2	0.2	1	100	100	

\* No tiene FGDi

N: número de datos

\*\* Sedimentador

FREC. : frecuencia

Desa: Desarenador

**Tabla 5.9** Color Real (UPC) en sistemas de tratamiento con FiME, que son operadas a escala real.

PLANTA	AGUA CRUDA				FGDi		FG				FLA		
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC . (%)	<= 15
Ceylan	2 - 21	5.4	114	9	*	*	2 - 21	4.0	2 - 8	3.0	5	100	
La Marina	2 - 116	7.0	111	12	*	*	2 - 103	5.5	2 - 16	3.0	5	98	
Cañas Gordas	3 - 70	20.0	113	39	3 - 70	19.0	2 - 61	15.0	2 - 12	3.3	6	100	
El Retiro(FGDi)	2 - 188	24.0	152	45	2 - 158	20.0	2 - 158	15.0	2 - 38	4.4	8	99	
El Retiro (Desa.)	4 - 100	19.0	87	36	2 - 70	17.0	2 - 55	14.0	2 - 16	4.0	7	99	
Colombo	3 - 122	24.0	243	42	2 - 107	19.0	2 - 107	15.0	2 - 13	4.0	8	100	
Shaloom	4 - 27	12.0	32	24	3 - 34	10.0	3 - 34	7.4	2 - 7	4.0	7	100	
La Rivera	3 - 54	15.0	42	25	2 - 25	2.0	2 - 19	7.5	2 - 12	4.0	8	100	

\* No tiene FGDi

N: número de datos

\*\* Sedimentador

FREC. : frecuencia

Desa: Desarenador

Estos valores bajos de sólidos suspendidos en el efluente de filtros grueso, esta correlacionado con las duraciones de carrera promedio en los filtros lentos, las cuales estuvieron entre 178 y 46 días, correspondiendo la mas alta a Ceylan y la mas baja a la planta La Marina. En esta ultima planta además de presentar uno de los efluentes del filtro grueso con mayor nivel de sólidos suspendidos, presentó un gran crecimiento de algas, el cual puede ser la causa principal para la corta duración de las carreras. En la tabla 5.11 se presentan las duraciones de carrera promedio en las unidades de filtración lenta de los sistemas evaluados.

**Tabla 5.10** Sólidos suspendidos (mg/L) en sistemas de tratamiento con FiME, que son operadas a escala real

PLANTA	AGUA CRUDA				FGDi		FG	
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media
Ceylan	0.1 - 34	2.8	84	5.5	*	*	0.1 - 5.6	0.3
La Marina	0.1 - 384	9.1	81	12.8	*	*	0.1 - 34	1.6
Cañas Gordas	0.1 - 126	12.4	71	32.0	0.1 - 105	12.2	0.1 - 54	2.8
El Retiro(FGDi)	0.2 - 316	20.6	146	43.0	0.1 - 64	4.6	0.1 - 27	1.1
El Retiro (Desa.)	0.2 - 46	9.4	53	27.0	0.1 - 44	8.3	0.1 - 27	2.4
Colombo	0.1 - 392	23.0	182	42.0	0.1 - 45	3.2	0.1 - 35	1.4
Shaloom	0.1 - 11	1.9	31	4.8	0.1 - 7.0	0.9	0.1 - 1.0	0.2
La Rivera	0.1 - 42	4.6	36	8.8	0.1 - 5.9	2.1	0.1 - 1.1	0.3

\* No tiene FGDi

N: número de datos

\*\* Sedimentador

FREC. : frecuencia

Desa: Desarenador

**Tabla 5.11** Duración de Carrera de los Sistemas a escala real. Basado en información colectada en el período Octubre de 1990 a junio de 1996.

Planta a Escala Real	Duración de Carrera (días)		
	Promedio	Mínimo	Máximo
Ceylan	178	95	233
La Marina	46	14	76
Cañas gordas	85	44	120
El Retiro	92	45	165
Colombo	92	71	159
Shaloom	82	51	130
La Rivera	90	90	143

### 5.3 LA APLICACION DE FiME

Los resultados de los sistemas a escala real muestran el potencial de la tecnología FiME en la reducción del riesgo fisicoquímico y bacteriológico, las calidades de agua tratada están acorde con las recomendaciones de WHO (1996) para contar con desinfección confiable, utilizando dosis constantes y baja de cloro.

Sin embargo claramente se observa que la tecnología no es la panacea y también presenta limitaciones particularmente con niveles altos de contaminación, en la cual el agua efluente no siempre presenta la calidad deseable para ser desinfectada.

La tecnología con fuentes superficiales de baja o moderada contaminación, como la que se presenta en las fuentes que alimenta las plantas a escala real evaluadas, parece ser una alternativa confiable en términos del mejoramiento de la calidad del agua. Sin embargo, el usar fuentes superficiales tan contaminadas como el Río Cauca, puede presentar dificultades para su tratamiento, en cuyo caso se recomienda realizar un estudio a nivel de planta piloto antes de tomar una decisión sobre el uso de FiME bajo estas condiciones.

### **3. 6. COSTOS DE PLANTAS FiME**

#### **3.1 6.1 PRESENTACION**

Tener acceso a herramientas que permitan obtener fácilmente y en forma aproximada los costos de potabilización del agua, es de gran utilidad para las instituciones y profesionales vinculados con la toma de decisiones en campos asociados con planificación, diseño, financiación, construcción, administración, operación y mantenimiento de los sistemas de tratamiento de agua.

Entre los factores que han limitado el aprovechamiento de la tecnología FiME, se encuentra la falta de información debidamente sistematizada y validada sobre costos, tanto de inversión inicial como recurrentes, estos últimos asociados con la administración, operación y mantenimiento. Esta carencia de información ha impedido realizar estudios comparativos entre FiME y otras opciones tecnológicas de tratamiento, así como también, entre varias combinaciones posibles de los componentes de la filtración en múltiples etapas. El conocimiento de los costos asociados a una tecnología a través de su vida útil, es un aspecto clave a considerar en la selección de tecnología, financiamiento de obras, identificación e implementación de tarifas, definición del manejo del sistema de tratamiento y sobre todo, la inclusión de la comunidad ó de las instituciones en la toma de decisiones.

En este capítulo se presenta un procedimiento que permite estimar de manera ágil los costos totales de un sistema de tratamiento por filtración en múltiples etapas. La estimación de costos se realiza a partir tanto del suministro de información básica sobre precios unitarios de materiales, como de requerimiento de materiales y de mano de obra en la zona del proyecto. Para determinar los costos de cada alternativa FiME en estudio, se han derivado modelos que permiten estimar cantidades de obra en los ítems de mayor incidencia en los costos de construcción. También se suministran criterios para estimar tiempo y personal requerido para las labores de operación, mantenimiento y administración. Finalmente se incluyen consideraciones sobre la distribución porcentual del costo, el efecto de economía de escala y el impacto de los costos sobre las tarifas del servicio de abastecimiento de agua, cuando se mejora su calidad.

#### **3.2 6.2 ANTECEDENTES**

La falta de información documentada sobre costos de los sistemas de tratamiento de agua para consumo humano, es un aspecto crítico, especialmente en el caso de los sistemas que abastecen a pequeños y medianos municipios y comunidades rurales. A principios de los 80's Arboleda et al (1982) compararon los costos de inversión inicial de plantas convencionales de tratamiento construidas en los Estados Unidos con las de América Latina para capacidades entre  $0.025 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $4.0 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esta publicación muestra reducciones significativas de costos como resultado de innovaciones en la adaptación de la tecnología a las condiciones de América Latina.

En Colombia el Instituto Nacional de Fomento Municipal desarrolló un modelo para predecir los costos de inversión inicial para sistemas convencionales de tratamiento de agua para consumo humano que incluyen procesos de mezcla rápida, coagulación, floculación, sedimentación, filtración, desinfección y acondicionamiento de pH (INSFOPAL, 1982). A partir de información generada por las empresas de agua adscritas al Instituto, se desarrollaron tres modelos para diferentes regiones de Colombia. Estos modelos se limitaron a caudales inferiores a  $2600 \text{ m}^3/\text{día}$  y fueron expresados en función de la capacidad de la planta tal como se indica a continuación:

Contexto Nacional  
Zona Norte

$$\begin{aligned} C &= 100003 Q^{-0.52} & r &= -0.40 \\ C &= 829810 Q^{-0.49} & r &= -0.33 \end{aligned}$$

Zona Centro-Sur

$$C = 1056107 Q^{-0.53}$$

$$r = -0.49$$

Donde,  
C= Costos de construcción, Pesos colombianos \$/m<sup>3</sup>/día (1982)  
Q= Caudal, m<sup>3</sup>/día  
r= Coeficiente de correlación.

Aunque el país fué dividido en dos grandes regiones, zona norte y zona centro sur, el modelo obtenido fué poco confiable ante la gran dispersión de los datos, y al hecho de que en cada región estudiada existen sectores con grandes variaciones en costos unitarios, mano de obra y condiciones socioeconómicas y culturales.

Cinara con el apoyo del IRC desarrollo en 1988, con base en experiencias de proyectos de demostración construidos a escala real en la zona de ladera del Valle del Cauca, modelos de costos de unidades de filtración lenta en arena (Cinara, 1989; Galvis, et al 1988). El estudio incluyó modelos para estimar el volumen y los costos de construcción de sistemas FLA, con caudales entre 2 l/s y 30 l/s usando velocidades de filtración de 0.15 m/h. También se estudió el efecto de la economía de escala y de la altura del filtro lento, sobre los costos de inversión inicial. De manera preliminar también se incluyeron los costos de las unidades de pretratamiento los cuales fueron estimados en un 75 % de los costos de FLA. Esta estimación se basó en los primeros experimentos a escala real desarrollados en Colombia con la tecnología de pretratamiento. Los modelos de costos resultantes aplicados para sistemas FLA, operando a 0.15 m/h con áreas superficiales entre 48 y 720 m<sup>2</sup> fueron:

$$C = 0.2801 A^{0.8533}$$
$$C = 4.2166 Q^{0.8533}$$

Donde,  
C = Costo de construcción, en miles de US\$  
A = Área de filtración, m<sup>2</sup>  
Q = Caudal, en l/s

Para la comparación entre los sistemas de filtración lenta en arena con pretratamiento y las plantas convencionales, en el marco del estudio Cinara/IRC, en 1988, se utilizó el estudio del INSFOPAL para la zona centro-sur del país, con las limitaciones anteriormente mencionadas. Esta comparación indicó que, considerando solo inversión inicial, los sistemas de filtración lenta en arena con pretratamiento eran más favorables que los sistemas convencionales hasta caudales de 6000 m<sup>3</sup>/día (70l/s), con lo cual se podría abastecer a una población de 40000 habitantes con una dotación de 150 l/hab/día.

Estudios comparativos entre sistemas de filtración lenta en arena y sistemas convencionales, de tratamiento de agua, realizados en la India y reportados por Paramasivan (Sundaresan, 1982; Paramasivan, 1983) indican que la filtración lenta en arena resulta más económica en términos de inversión inicial que los sistemas convencionales hasta caudales cercanos a 50 l/s. Cuando se consideran aspectos de operación y mantenimiento, para un período de diseño de 15 años, este punto de equilibrio se incrementa a 286 l/s, permitiendo abastecer a una población de 350000 habitantes con una dotación de 70 l/hab/día. El modelo obtenido para costos de inversión inicial fue el siguiente:

$$C = 0.1321 A^{0.86}$$

Donde,  
C = Costo de Construcción, en miles US\$ en 1982  
A = Área total del lecho filtrante, m<sup>2</sup>

En cuanto a costos de operación, mantenimiento y administración, han sido escasos los estudios realizados, con algunas referencias recientes relacionadas con sistemas convencionales de tratamiento.

### **3.3 6.3 CARACTERISTICAS DE LOS COSTOS.**

La consecución de información confiable es una de las dificultades que limita tanto la adecuada formulación del modelo de costos como su utilidad práctica. De otro lado, la gran cantidad de variables que inciden en el costo de un sistema de tratamiento dificultan la formulación de un planteamiento general. Entre los principales factores que afectan el costo de inversión inicial de un sistema de tratamiento, se pueden indicar, entre otros:

- Caudal
- Tipo de planta (tipo de tecnología)
- Criterios de diseño
- Costo de materiales (locales e importados)
- Costo de mano de obra (local e importada)
- Localización geográfica
- Transporte
- Condiciones climáticas
- Nivel de competencia entre firmas constructoras
- Costo del diseño

Entre los factores que inciden en el costo de administración, operación y mantenimiento se destacan los siguientes:

- Número de usuarios
- Costo de mano de obra
- Costo de materias primas (locales e importadas)
- Costo de equipos (locales e importados)
- Requerimiento de mantenimiento
- Costo de energía eléctrica
- Normas de calidad a cumplir

Sin embargo, no resulta práctico incluir todos estos factores dentro de un modelo de costos. Para un sistema de tratamiento en una región determinada, y para una tecnología de tratamiento en particular, se puede plantear el siguiente modelo para la componente de inversión inicial (costos de construcción):

$$C = aQ^b \quad (6-1)$$

$$\text{ó} \quad \ln C = \ln a + b \ln Q \quad (6-2)$$

Donde:  
C = Costos de construcción  
Q = Capacidad de la planta de tratamiento  
a,b = Coeficientes

En las ecuaciones (6-1) y (6-2) el valor de la constante “a” corresponde al costo de una planta con capacidad igual a la unidad. El valor de “b”, generalmente inferior a la unidad, permite visualizar la economía de escala. A medida que este valor tiende a uno (1.0) la economía de escala es menos

significativa, y por consiguiente, existirá menor reducción en el costo unitario con el incremento en el tamaño de la obra.

En cuanto al cálculo de los costos de administración, operación y mantenimiento, en el caso de sistemas FiME, las experiencias a nivel de plantas piloto y escala real, indican que la componente más importante corresponde a los requerimientos de personal.

### **3.4 6.4 ESTIMACION DE LOS COSTOS EN FiME**

#### **3.4.1 6.4.1 Criterios Básicos**

Teniendo en cuenta la gran cantidad de factores que inciden en los costos de construcción de un sistema de tratamiento, un modelo de costos solo es aplicable a la región para la cual son válidos los costos unitarios de materiales y mano de obra, utilizados en la elaboración del presupuesto de obra correspondiente. Es así como resulta más útil tomar como base, la relación entre cantidad de obra de los ítems de mayor incidencia en el costo de construcción y el caudal del sistema de tratamiento. Para el caso de FiME, al definir la velocidad de filtración y para un caudal determinado, se puede expresar la relación en términos de área de filtración por cada componente del sistema.

Al evaluar opciones constructivas de FiME con diversos materiales y en diferentes regiones de Colombia, se identifica por ejemplo, que al construir una planta de tratamiento en concreto reforzado, los componentes de mayor peso en el costo de construcción, corresponden al concreto, hierro de refuerzo, grava, arena, excavación, caseta y válvulas. Estos elementos en conjunto representan generalmente cerca del 80% de los costos directos de construcción. El 20% adicional se distribuye entre costos de terreno, cerramiento, iluminación, andenes, tuberías, accesorios y otros.

Los costos de materiales, incluyendo desperdicios, sumados a los costos de mano de obra, constituyen los costos directos de construcción. Este valor afectado por las componentes de administración, imprevistos y utilidad (AIU) del proyecto, determinan el costo total de la obra.

Consecuente con lo anterior, al definir los modelos requeridos para determinar cantidades de obra por cada uno de los ítems de mayor peso, se pueden estimar fácilmente los costos directos de construcción, con base en los costos unitarios locales. Los costos recurrentes pueden ser calculados tal como se indicó en el ítem 6.3. La figura 6.1 ilustra el aprovechamiento de grava y arena local, materiales que en algunas regiones pueden representar un valor significativo dentro de los costos directos de construcción.



**3.4.2 Figura 6.1** Explotación artesanal de grava y arena. Materiales básicos para el tratamiento FiME. Río Cauca, corregimiento El Hormiguero, Cali, Colombia, 1997

### 3.4.3

#### 3.4.4 6.4.2 Modelos de Cantidad de Obra

##### 3.4.4.1 Supuestos Básicos

En este ítem se presentan los modelos de cantidades de obra asociados a los costos de construcción de plantas de tratamiento FiME, los cuales han sido desarrollados con base en los siguientes supuestos:

- Los caudales a estudiar han sido definidos entre 2 l/s y 25 l/s, dados los tamaños poblacionales de nuestros asentamientos rurales, y de pequeños y medianos municipios. Para generar la información requerida por los modelos de cantidades de obra, para cada una de las opciones de tratamiento, se realizaron diseños típicos hidráulicos y estructurales para caudales de 2 l/s, 8 l/s, 15 l/s y 25 l/s, usando los criterios de diseño indicados en la tabla 6.1.

**Tabla 6.1** Criterios de diseño para el dimensionamiento de cada uno de los componentes de FiME. Información básica para determinar los modelos de cantidades de obra.

Componente FiME Criterio de Diseño	FGDi	FGAC	FGAS2	FGAS3	FLA
Longitud del medio filtrante (m) <sup>(1)</sup>	0.60	1.2	2.4	3.6	1.05

(incluye lecho de soporte)					
Altua del filtro (m). Incluye borde libre	0.80	1.4	1.4	1.4	2.15
Número de unidades en paralelo	2	2-4	2-4	2-6	2-8
Velocidad de filtración (m/h)	2	0.6	0.6	0.6	0.15
Número de unidades en serie	1	1	2	3	1

- Aunque la longitud del medio filtrante es función del nivel de riesgo a tratar, para efecto de determinar los modelos de cantidad de obra, se han empleado los valores máximos de longitud de medio filtrante, en cada componente FiME , según se indica en los capítulos 8, 9 y 10.
- Las investigaciones realizadas por Cinara muestran las siguientes alternativas de tratamiento FiME:
  - FGDi + FLA;
  - FGDi + FGAC + FLA;
  - FGDi + FGAS2 + FLA;
  - FGDi + FGAS3 + FLA.
- Las válvulas han sido incluídas sobre la base de las especificaciones requeridas para cada unidad de tratamiento respecto a tamaño y número (anexo 3). Tanto las válvulas, accesorios y tuberías recolectoras o difusoras (múltiples) se especifican con base en una tasa de lavado de 15 m/h para filtros gruesos dinámicos y 20 m/h para filtros gruesos ascendentes.
- Para efectos del cálculo estructural las unidades de filtración, se consideran enterradas o semienterradas, adoptándose una capacidad portante mínima de 1.8 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Se estima que el 80% de los costos directos corresponden a: excavación; concreto ó mampostería, grava, arena; acero de refuerzo; caseta y válvulas. El 20% adicional incluye otros costos especificados en el ítem 6.4.1; tal distribución de costos puede ser diferente en algunas zonas geográficas, debido al peso que pueden implicar los costos del material filtrante y del terreno donde se construirá la planta de tratamiento. Bajo estas circunstancias, el modelo propuesto debe ser ajustado.

#### 3.4.4.2 Formulación de los modelos.

Con base en los supuestos básicos presentados previamente, se desarrollan ecuaciones que relacionan las cantidades de obra de los ítems de mayor incidencia en los costos directos con el área de filtración de cada componente FiME. Estos modelos han sido obtenidos a partir de información generada para plantas diseñadas con caudales entre 2 l/s y 25 l/s, utilizando como alternativas de construcción, concreto reforzado y mampostería en ladrillo. Los resultados obtenidos con coeficientes de correlación superiores a 0.95, permiten estimar cantidades de obra las cuales son presentadas en las tablas 6.2; 6.3 y anexo 3.

**Tabla 6.2** Modelos para estimar cantidad de obra expresados en función del área de filtración (A) de cada componente. de los ítems con el peso más alto en los costos de construcción de plantas FiME. Concreto reforzado; caudales entre 2 l/s y 25 l/s.

Componente	FGDi	FGAC	FGAS 2	FGAS 3	FLA	Caseta
------------	------	------	--------	--------	-----	--------

Item	A:(3.6 y 45) m <sup>2</sup>	A: (12 y 150) m <sup>2</sup>	A: (24 y 300) m <sup>2</sup>	A: (36 y 450) m <sup>2</sup>	A: (48 y 600) m <sup>2</sup>	A: (19 y 167) m <sup>2</sup>
Excavación ( m <sup>3</sup> )	9.24 A <sup>0,61</sup>	1.71 A + 13.87	1.74 A + 9.38	1.73 A + 12.87	5.52 A <sup>0,90</sup>	0.14 A <sup>1,05</sup>
Concreto (m <sup>3</sup> ) 3000 psi	7.75 e <sup>0,04A</sup>	0.32 A + 5.32	0.33 A + 9.20	0.33 A + 13.42	0.27 A + 19.20	0.47 A <sup>0,82</sup>
Grava ( m <sup>3</sup> )	0.60 A	1.05 A	1.05 A	1.05 A	0.25 A	—
Arena (m <sup>3</sup> )	—	—	—	—	0.80 A	—
Acero de refuerzo (Kg)	466.19 e <sup>0,04A</sup>	24.03 A + 487.88	25.02 A + 821.88	24.51 A + 1200.50	20.26 A + 1713.60	50.3 A <sup>0,48</sup>
Mampostería (m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	5.22 A <sup>0,56</sup>
Cubierta (m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	2.20 A <sup>0,93</sup>

Las áreas requeridas por cada planta FiME han sido expresadas en función del caudal, según se indica en las ecuaciones 6-3; 6-4; 6-5 y 6-6, para valores entre 2 l/s y 25 l/s. El tipo de ecuación a utilizar esta asociado con el nivel de riesgo en la fuente, así por ejemplo, a mayor nivel de contaminación, mayor número de etapas de tratamiento y por consiguiente, mayor área requerida para un mismo caudal a tratar:

**Tabla 6.3** Modelos para estimar cantidad de obra de los ítems de mayor peso en los costos de construcción de plantas FiME. Expresados en función del área de filtración (A) de cada componente. Concreto reforzado; Mampostería en ladrillo; caudales entre 2 l/s y 25 l/s.

Item \	FGDi	FGAC	FGAS 2	FGAS 3	FLA	Caseta
Item	A: (3.6 y 45) m <sup>2</sup>	A: (12 y 150) m <sup>2</sup>	A: (24 y 300) m <sup>2</sup>	A:(36 y 450) m <sup>2</sup>	A: (48 y 600) m <sup>2</sup>	A: (19 y 167) m <sup>2</sup>
Excavación ( m <sup>3</sup> )	9.24 A <sup>0,61</sup>	1.71 A + 13.87	1.74 A + 9.38	1.73 A + 12.87	5.52 A <sup>0,90</sup>	0.14 A <sup>1,05</sup>
Concreto (m <sup>3</sup> ) 3000 psi	0.35 A + 3.13	0.19 A + 1.18	0.20 A + 2.53	0.19 A + 3.65	0.17 A + 7.72	0.47 A <sup>0,82</sup>
Grava ( m <sup>3</sup> )	0.60 A	1.05 A	1.05 A	1.05 A	0.25 A	—
Arena (m <sup>3</sup> )	—	—	—	—	0.80 A	—
Acero de refuerzo (Kg)	24.03 A + 192.22	12.04 A + 93.09	12.33 A + 183.75	12.21 A + 265.16	10.41 A + 562.52	50.30 A <sup>0,48</sup>
Mampostería (m <sup>2</sup> )	22.10 e <sup>0,04A</sup>	0.86 A + 28.00	0.92 A + 43.83	0.89 A + 64.00	0.81 A + 103.34	5.22 A <sup>0,56</sup>
Cubierta (m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	2.20 A <sup>0,93</sup>

$$FGDi + FLA : A = 210.76 Q^{0.60} \quad (6-3)$$

$$FGDi + FGAC + FLA: \quad A = 220.66 Q^{0.62} \quad (6-4)$$

$$FGDi + FGAS2 + FLA : \quad A = 241.41 Q^{0.63} \quad (6-$$

5)  
5)  $FGDi + FGAS3 + FLA : \quad A = 263.39 Q^{0.63} \quad (6-$

6)

Donde,  $A$  = Área, en  $m^2$   
 $Q$  = Caudal, en  $l/s$

Por cada componente de FiME se recomienda un rango de áreas superficiales según se indica en las tablas 6.2 y 6.3 tanto para concreto reforzado como para mampostería en ladrillo. Las áreas indicadas son las requeridas por las unidades de tratamiento incluyendo, estructuras de entrada y salida, caseta para operación y almacenamiento de arena, cámaras de lavado y zonas de comunicación interna. Para zonas de ladera con pendientes de terreno clasificadas entre moderadas y altas, las áreas requeridas además de lo indicado, deben considerar otros factores como, estabilidad del terreno, conformación y pendiente de talud, áreas para explanación y posible construcción en niveles.

Los modelos no incluyen áreas adicionales requeridas (servidumbres) por las obras de conducción de agua cruda afluente al sistema de tratamiento, ó por la conducción del agua tratada efluente. Igual consideración se realiza para el emisario final que conduce los desagües desde la plantas hasta el sitio de disposición final, pues su localización y longitud, está condicionada por aspectos topográficos, uso y tenencia del suelo en la zona del proyecto.

### **3.4.5 6.4.3 Indicadores para administración, operación y mantenimiento**

De las experiencias obtenidas en la administración, operación y mantenimiento de diferentes opciones FiME en el valle geográfico del río Cauca en Colombia, se encontró que el 85% de los costos por este concepto corresponden a personal. Los demás requerimientos como insumos varios, energía eléctrica, agua para el lavado del sistema, etc., cubren el 15 % restante.

Es importante indicar que la tecnología no requiere de equipos especiales. Sin embargo el sistema de abastecimiento en su conjunto, puede requerir, por ejemplo, del bombeo de agua cruda ó de agua tratada hacia el almacenamiento ó la red de distribución. Los costos que se puedan generar bajo estas condiciones de bombeo, no han sido considerados dentro de los análisis realizados para el sistema de tratamiento. Estos costos se consideran iguales y comunes para cada alternativa en estudio.

#### **3.4.5.1 Operación y mantenimiento**

Las tablas 6.4; 6.5 y 6.6 presentan información muy útil para estimar los requerimientos de personal para las labores de operación y mantenimiento. Estas tablas fueron obtenidas con base en los rendimientos reportados para cada una de las actividades diarias, periódicas y eventuales, evaluadas en plantas de tratamiento FiME a escala real ubicadas en el valle geográfico del río Cauca - Colombia y en unidades a escala piloto en la Estación de investigación y transferencia de tecnología de Cinara, en Puerto Mallarino, Cali - Colombia. Los datos presentados en la tabla 6.4 indican los requerimiento de operador para realizar actividades rutinarias además de limpieza de zonas de acceso, jardines, etc, dentro de la planta de tratamiento.

**Tabla 6.4** Requerimiento de operador para realizar las labores diarias y periódicas de operación y mantenimiento de plantas FiME, estimado en tiempos completos equivalentes (TC).

Alternativa FiME \ Caudal (l/s)	1	5	10	20
FGDi + FLA	0.2	0.4	0.7	1.0
FGDi + FGAC + FLA	0.5	0.6	0.9	1.3
FGDi + FGAS2 + FLA	0.6	0.8	1.0	1.4
FGDi + FGAS3 + FLA	0.7	0.9	1.2	1.5

Con el propósito de estimar un tiempo de dedicación por año, se elaboró la tabla 6.7, teniendo en cuenta la información suministrada en las tablas 6.5 y 6.6.

**Tabla 6.5** Rendimientos estimados de mano de obra para realizar actividades eventuales por componente de la tecnología FiME

Componente de FiME	Rendimiento (horas/m <sup>3</sup> de material filtrante)
FGDi	5.6
FGAC	2.6
FGAS2	2.0
FGAS3	1.3
FLA	1.0

**Tabla 6.6** Frecuencia de realización de actividades eventuales para diferentes alternativas de FiME. Número promedio de eventos por año.

Alternativa de FiME \ Componente	FGDi	FGAC	FGAS2	FGAS3	FLA
FGDi + FLA	2	--	--	--	0.20
FGDi + FGAC + FLA	3	0.20	--	--	0.30
FGDi + FGAS2 + FLA	4	--	0.17	--	0.30
FGDi + FGAS3 + FLA	6	--	--	0.14	0.30

**Tabla 6.7** Requerimiento de operador para realizar las labores eventuales de operación y mantenimiento de plantas FiME, estimados en tiempos completos equivalentes (TC).

Caudal				
--------	--	--	--	--

Alternativa de FiME (l/s)	1	5	10	20
FGDi + FLA	0.01	0.06	0.11	0.22
FGDi +FGAC + FLA	0.02	0.10	0.21	0.41
FGDi + FGAS2 + FLA	0.03	0.15	0.30	0.60
FGDi +FGAS3 + FLA	0.04	0.20	0.40	0.79

Nota: Estos valores tienen sentido cuando se consideran varios años de funcionamiento del sistema, puesto que la mayoría de estas labores varían su periodicidad entre algunas veces al año hasta una vez cada 5 años o más.

Con base en la información suministrada por el personal responsable de ejecutar las actividades administrativas en las plantas de tratamiento de 5 comunidades en el valle geográfico del río Cauca (El Retiro, Cañas Gordas, Ceylan, La Marina y La Sirena) con caudales entre 7.5 l/s y 9.4 l/s y número de suscriptores entre 93 y 500, se encontró que los requerimientos de tiempo para actividades administrativas exclusivamente para plantas FiME, fueron del orden de 0.30 tiempo completo, (0.30 TC/mes). Estas actividades incluyen labores como: supervisión, planeación, atención a usuarios, compras, pago y reuniones con entidades del sector de agua potable y saneamiento.

### **3.4.5.2 Administración.**

Se estima que un valor entre 0.30 y 0.5 TC/mes por actividades administrativas relacionadas con la planta de tratamiento puede ser aplicable a los sistemas FiME para el rango de caudales en estudio, 2 l/s a 25 l/s, pues las actividades de promoción y gestión ante el ente administrador, comunidad e instituciones no varía significativamente en la mayoría de los casos, en el rango de caudal indicado.

### **3.4.6**

#### **3.4.7 6.4.4 Metodología para obtener los costos.**

A partir de los modelos de cantidades de obra presentados en las tablas 6.2; 6.3 y anexo 3 y de los costos unitarios locales, se pueden obtener los costos directos de inversión inicial. Para obtener el costo total es necesario incrementar el costo directo en un factor que incluya los ítems de administración, imprevistos y utilidades (AIU). En Colombia este valor puede oscilar entre el 20% y 30% de los costos directos

Para los costos de administración, operación y mantenimiento se deben utilizar las tablas 6.4 y 6.7 y lo indicado previamente en el ítem de administración. Con esta información se puede obtener el tiempo requerido de personal en términos de tiempos completos durante el año. Conocido el valor de salarios del personal requerido, y considerando que este ítem representa aproximadamente el 85% del costo recurrente, será posible entonces, obtener el valor total respectivo.

### **3.5**

#### **3.6 6.5 MODELO DE COSTOS DE CONSTRUCCION PARA EL VALLE DEL CAUCA**

Con el propósito de ilustrar las características de los costos de la tecnología FiME, se hace un análisis con caudales de 2 l/s, 8 l/s, 15 l/s y 25 l/s, utilizando costos unitarios de la Ciudad de Cali, Colombia, los cuales pueden ser aplicables, con una buena aproximación, a otros lugares del valle geográfico del río Cauca e inclusive a otras localidades en Colombia ubicadas en lugares cercanos a centros urbanos capitales de departamento.

Para cada uno de los caudales se realizaron diseños típicos, con base en los criterios indicados en la tabla 6.1 y las consideraciones presentadas en el ítem 6.4.2. A partir de estos diseños, se realizó un

presupuesto detallado tanto de los ítems de mayor incidencia como de los de menor peso en el costo. Esto último con el propósito de validar la distribución porcentual considerada en los supuestos básicos de los modelos de cantidad de obra.

La información anterior ha sido la base para determinar:

- Costos directos de construcción para diferentes alternativas FiME, en concreto reforzado y mampostería en ladrillo para caudales de 2 l/s y 25 l/s.
- Un modelo de costos directos de construcción para cada componente de FiME, en concreto reforzado y mampostería en ladrillo.
- Un modelo de costos directos para diferentes alternativas de FiME, en concreto reforzado, incluyendo además de cada unidad de filtración, otros elementos del sistema como andenes, cerramientos, desagües, iluminación, etc.

En las tablas 6.8 a 6.10 y figuras 6.1 y 6.2 se muestran los resultados para concreto reforzado y en las figuras 6.3 y 6.4 los modelos obtenidos para mampostería en ladrillo.

**Tabla 6.8** Costos directos de construcción de componentes de plantas FiME, para diferentes caudales. Concreto reforzado; costos estimados para el valle geográfico del río Cauca en los Andes Colombianos. Valores en \$ US, Agosto de 1996.

Componente FiME \ Caudal (l/s)	2	8	15	25
FGDi	4326	7036	10996	19815
FGAC	5380	11356	21869	36517
FGAS2	10218	20983	40842	68542
FGAS3	15098	31057	60562	102024
FLA	16716	40312	70735	111170

**Tabla 6.9** Costos directos de construcción de plantas FiME, para diferentes caudales. Concreto reforzado; Costos estimados para el valle geográfico del río Cauca en los Andes Colombianos. Valores en \$US, Agosto de 1996.

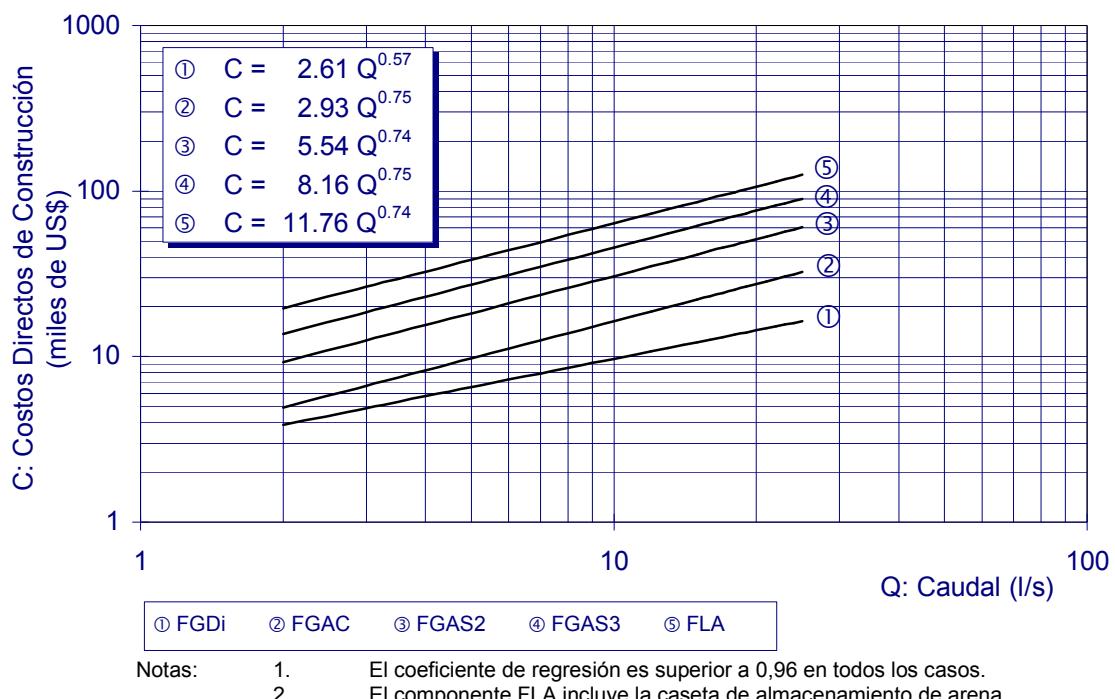
Alternativa FiME \ Caudal (l/s)	2	8	15	25
FGDi + FLA	37442	70175	120595	184553
FGDi + FGAC + FLA	42832	81531	142464	221069
FGDi + FGAS2 + FLA	47560	91158	161437	253094
FGDi + FGAS3 + FLA	52540	101231	181158	286576

Nota: En esta tabla se incluyen además de las unidades de filtración los demás elementos del sistema: andenes, cerramientos, desagües, iluminación, etc.

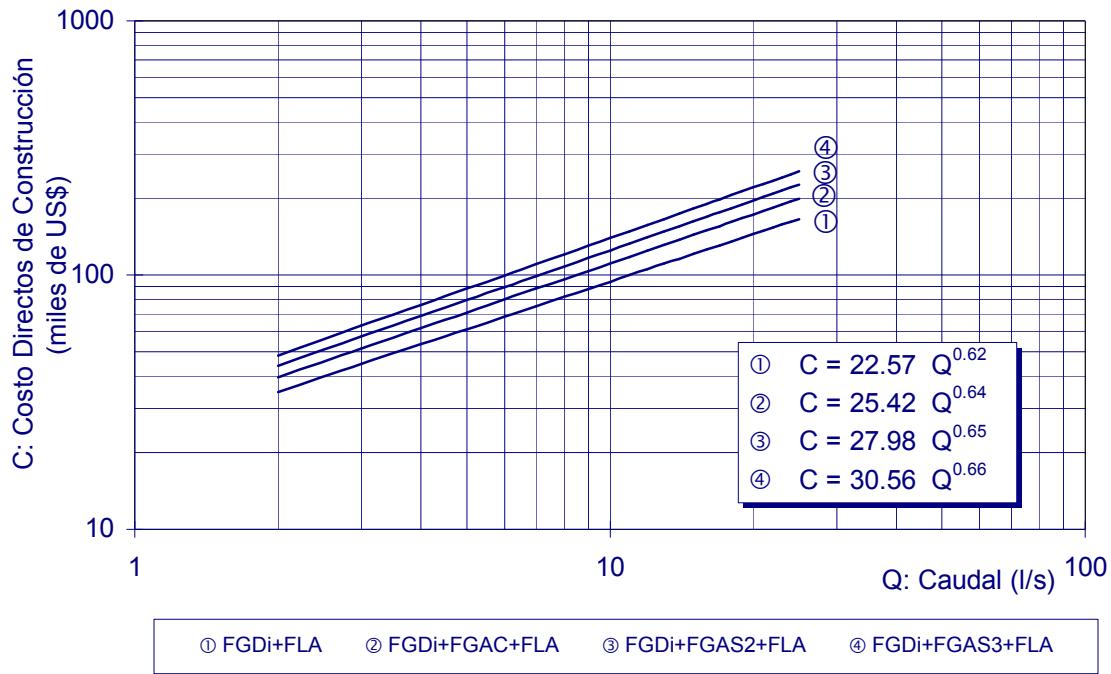
**Tabla 6.10** Distribución porcentual (%) estimada de los costos directos de construcción de los componentes de Plantas FiME, por cada alternativa de tratamiento, en el valle geográfico del río Cauca, en los Andes Colombianos. Agosto de 1996.

Alternativas de FiME Componente de FiME	FGDi + FLA	FGDi + FGAC + FLA	FGDi + FGAS2 + FLA	FGDi + GFAS3 + FLA
FGDi	10	9	8	7
FGAC	-	15	-	-
FGAS2	-	-	24	-
FGAS3	-	-	-	32
FLA	55	46	42	37
Casetas	12	10	-	8
Otros	23	20	17	16
Total	100%	100%	100%	100%

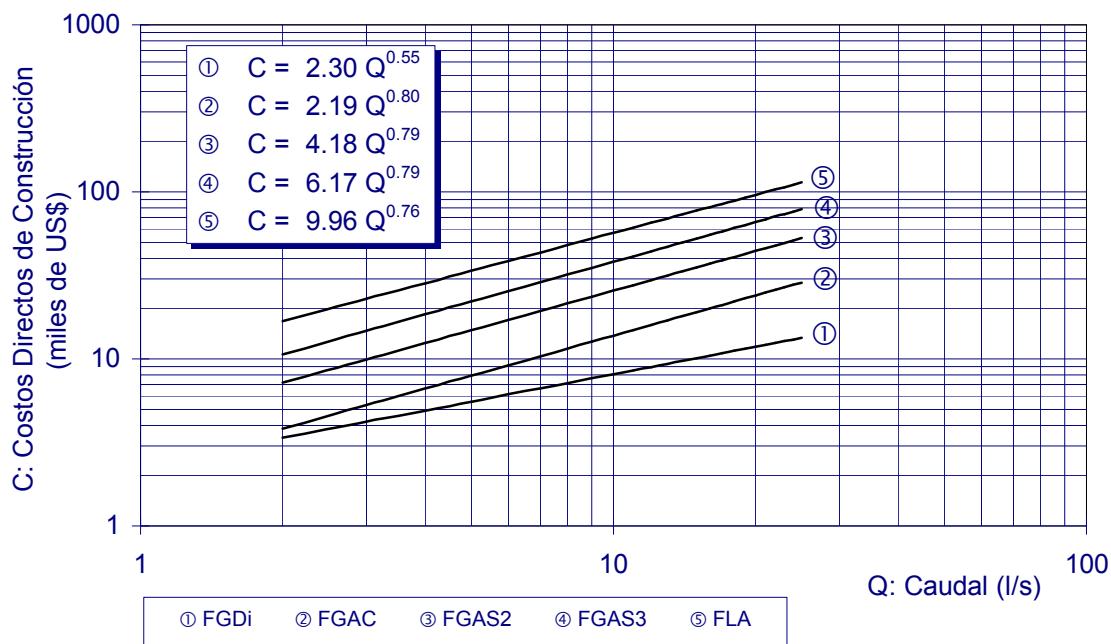
Nota: Estos cálculos se han realizado con base en la alternativa de concreto reforzado. Sin embargo para este caso en particular, los valores para la opción de mompostería en ladrillo son muy similares a los indicados en esta tabla.



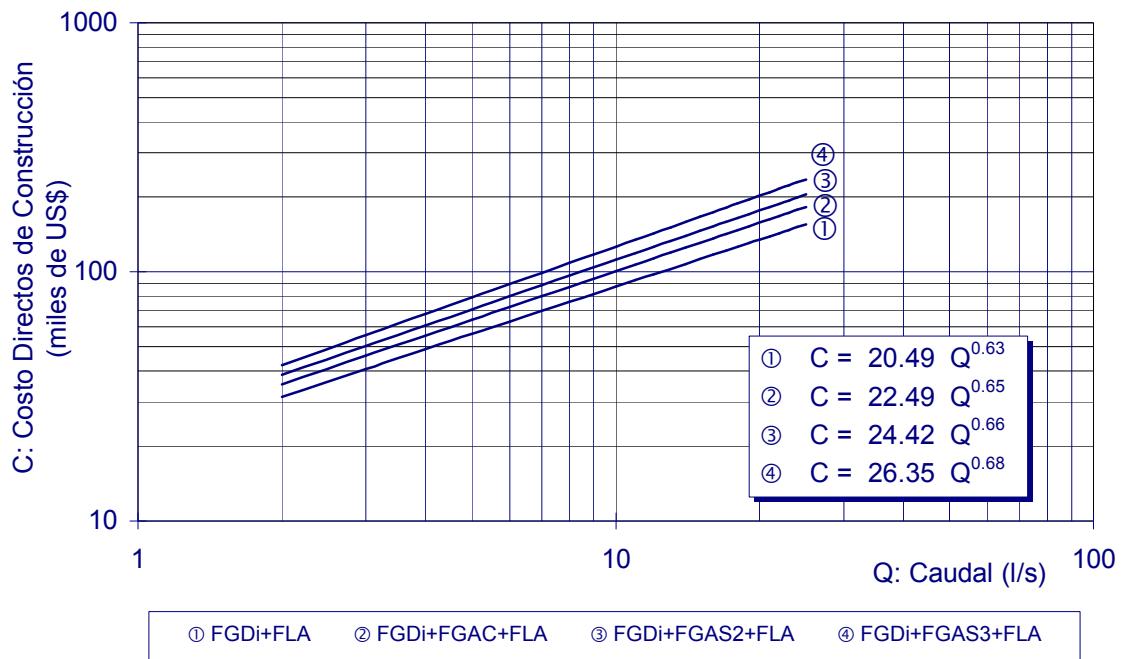
**Figura 6.1** Modelos de costos directos de construcción de componentes de plantas FiME, en concreto reforzado, desarrollados para el valle geográfico del Río Cauca, en los Andes Colombianos. Agosto de 1996.



**Figura 6.2** Modelos de costos directos de construcción, para diferentes alternativas de plantas FiME, construidas en concreto reforzado, para el Valle del Cauca en los Andes Colombianos. Agosto de 1996.



**Figura 6.3** Modelos de costos directos de construcción de componentes de plantas FiME, en mampostería en ladrillo, desarrollados para el valle geográfico del Río Cauca, en los Andes Colombianos. Agosto de 1996.



Notas:

1. El coeficiente de correlación es superior a 0,99 en todos los casos.
2. El valor corresponde al costo total de la planta, incluyendo, además de las unidades de filtración otros elementos del sistema: andenes, cerramiento, desagües, iluminación, etc.

**Figura 6.4** Modelos de costos directos de construcción, para diferentes alternativas de plantas FiME, construidas en mampostería de ladrillo, para el Valle del Cauca en los Andes Colombianos. Agosto de 1996

### 3.7 6.6 CONSIDERACIONES SOBRE EL MODELO PROPUESTO

- El método planteado es una buena guía para la obtención de costos de construcción, operación y mantenimiento de plantas FiME para caudales entre 2 l/s y 25 l/s. Sin embargo para su adecuada aplicación es importante conocer los supuestos básicos y criterios de diseño presentados en el ítem 6.4.2.
- Los modelos de cantidades de obra y los tiempos estimados de requerimientos de personal pueden ser ajustados para cada situación ó región en particular, en la medida en que se evaluen metódicamente las experiencias propias tanto a nivel piloto como a escala real.
- El nivel de precisión en los costos obtenidos, depende en buena medida de la calidad de la información sobre costos unitarios utilizados. Es importante tener en cuenta que, cada modelo de costos obtenido solo es aplicable a la región, donde se generan los costos unitarios.
- Para la tecnología FiME el costo se incrementa con el nivel de riesgo sanitario en la fuente, pues con ello se incrementa también el número de barreras requeridas y por consiguiente los volúmenes de construcción.
- Bajo condiciones similares de operación, capacidad de la planta, materiales de construcción, costos unitarios, mano de obra disponible y calidad del agua en la fuente, resulta más económico construir un FGAC, que un FGAS2 o un FGAS3, presentando este último los mayores costos.

- Cuando se tienen dos alternativas FiME con velocidades de operación diferentes, es necesario hacer una comparación para identificar la opción más económica.

Del modelo de costos obtenido para plantas FiME en el Valle del Cauca, se puede inferir las siguientes observaciones específicas:

- El componente de menor peso porcentual (ver tabla 6.10) es el FGDi (7-10%) y el de mayor peso es el FLA (37-55%). Esto indica que la optimización del FLA va a producir un mayor impacto en los costos de inversión del sistema.
- El ítem “otros” representa entre el 16 y el 23%, (ver tabla 6.10) lo cual se ajusta al supuesto de considerar esta componente como el 20% de los costos directos de construcción de la planta de tratamiento por FiME.
- El coeficiente “b” es del orden de 0.75 para los componentes FGAC, FGAS2, FGAS3 y FLA, mientras que para FGDi es 0.60 (figura 6.1). Se observa entonces que los componentes de mayor peso porcentual tienen menor economía de escala. Para el sistema de tratamiento en conjunto (figura 6.2) estos coeficientes están en el rango de 0.62 a 0.66, indicando algún grado de economía de escala.
- Teniendo en cuenta que los modelos de cantidades de obra han sido desarrollados en función del área de filtración, es posible estimar el costo de los componentes de FiME para otras velocidades de filtración diferentes a las indicadas en la tabla 6.1.

El modelo de costos de inversión inicial, para sistemas convencionales obtenido con la información de INSFOPAL (Zona Centro-Sur), para caudales, entre 9 l/s y 25 l/s, actualizado a 1996, puede ser expresado de la siguiente manera:

$$C = 36.49 Q^{0.60} \quad (6-7)$$

C = Costo, en miles de US\$

Q = Caudal, l/s.

La ecuación (6-7) tiene un comportamiento similar a la ecuación correspondiente a la alternativa FGDi + FGAS3 + FLA, para planta FiME en concreto reforzado (ver figura 6.2).

De acuerdo a lo presentado en las figuras 6.1 a 6.4, los costos de construcción de plantas FiME, en mampostería, para el valle geográfico del Río Cauca, presentan costos más bajos que la opción en concreto reforzado.

### **3.8 6.7 IMPACTO DE LA TECNOLOGIA SOBRE LA TARIFA**

Una vez definida la viabilidad de una alternativa de tratamiento, en el sentido de manejar eficientemente los factores de riesgo, de ser compatible con la conservación del medio ambiente y con la cultura de la comunidad usuaria, la opción tecnológica seleccionada debe ser analizada para medir la potencialidad de ser ejecutada y garantizar su sostenibilidad durante el transcurso de su vida útil.

La tecnología FiME, además de mostrar su fortaleza con respecto al cumplimiento de los criterios anteriormente enunciados, compite favorablemente por su estructura de costo. Sus costos de operación, mantenimiento y reposición son bajos comparados con otras opciones ya que no requiere materias primas ni energía para su operación; además, suministra autonomía a las localidades, pues no requiere de

productos químicos, ni importación de repuestos, ni maquinaria o exigir personal experto con alto nivel de escolaridad. De otra parte, sus costos de inversión presentan un factor de economía relativamente bajo (ver figura 6.1 y 6.3), lo cual implica que su desarrollo constructivo puede hacerse por módulos relativamente pequeños. Lo anterior significa que, en economías como las de los países latinoamericanos, expuestas a grandes variaciones y dependientes de factores internos y externos, los períodos de diseño (que determinan el tamaño de las estructuras), podrían ser inferiores a 10 ó 15 años. Esta condición produce costos de inversión más bajos, que aquello generados cuando se construye bajo los conceptos tradicionales de la ingeniería, con períodos de diseño entre 20 y 30 años.

Este criterio, tiene repercusiones positivas dentro de los esquemas económicos y financieros de las comunidades, teniendo en cuenta que:

- Al ser los costos de inversión más pequeños en el tiempo (se construye cada 5, 10 ó 15 años), se facilita el manejo financiero y por tanto da mayores posibilidades a las poblaciones para tener acceso a créditos o a sistemas de cofinanciación estatales, que son comunes en estos países.
- Los períodos de diseño bajos, dan oportunidad para aprovechar recursos locales (materiales de construcción principalmente); y para acomodarse a cambios en las demandas de agua de las comunidades. Así mismo, permite aceptar e incorporar más fácilmente, desarrollos tecnológicos futuros que impliquen mejor calidad a menor costo.
- La construcción por etapas relativamente cortas permite mayor flexibilidad para la recuperación de la inversión, ya que reduce al máximo el “capital ocioso”, que se genera cuando se construye para períodos grandes. Lo anterior, junto con los bajos costos de operación y mantenimiento, repercute positivamente, de inmediato, en la tarifa que la comunidad establece para el sostenimiento de su sistema de tratamiento de agua.
- La vida útil de las instalaciones es, en su conjunto, en muchas ocasiones, mayor que 50 años, lo cual posibilita establecer largos períodos, para recuperar la inversión.

Contra estas ventajas, se tiene el inconveniente de la escasa capacidad de las municipalidades (o comunidades) para manejar inversiones en tiempos cortos. Sin embargo, este es un problema que debe resolverse, más aún cuando ahora, bajo las políticas mundiales de descentralización, la responsabilidad de la prestación de los servicios recae sobre el municipio.

### **6.7.1 Comparación de Costos y Estimación de su impacto en tarifas**

Si se quiere comparar costos, estudiar tarifas, o revisar el impacto del período diseño, se deben convertir los costos de construcción y los costos recurrentes en unidades comparables en el tiempo. Algunos costos recurrentes anuales tienen valores fijos, por ejemplo los salarios de los operarios; mientras que otros costos están relacionados con el período durante el cual funciona un equipo y por consiguiente, con la cantidad de agua suministrada, por ejemplo el consumo de combustible.

A continuación se presenta el método del costo equivalente anual, el cual permite expresar el costo de inversión en costos equivalentes anuales durante la vida útil del sistema. El costo total anual se obtiene sumando los costos anuales recurrentes a estos costos equivalentes. Con este monto total se puede calcular la contribución de la tarifa para recuperar los costos recurrentes y la fracción de la inversión inicial que la comunidad convenga pagar con el gobierno o la agencia financiera.

## Método de costo equivalente anual

Con este método el costo de capital se hace equivalente a una serie de cuotas anuales, distribuidas durante la vida útil de las obras (Hofkes y Visscher, 1990). La suma de los costos equivalentes anuales será mayor que el costo inicial de capital del sistema, pues se adiciona el interés sobre la deuda pendiente, el cual debe ser incluido en las asignaciones anuales correspondientes. El costo equivalente anual de una inversión de capital (C), con vida útil de (v) años, puede calcularse mediante la ecuación 6-8.

$$CEA = C \frac{r(1+r)^v}{(1+r)^v - 1} \quad (6-8)$$

donde      CEA    =    Costo equivalente anual  
              C       =    Costo  
              r       =    Tasa de descuento  
              v       =    Vida útil

La tasa de descuento y la vida útil son las dos variables más importantes de la ecuación (6-8). De una parte, la tasa de descuento puede entenderse como una tasa de rendimiento que considera tanto el costo de capital como el riesgo asociado a la incertidumbre de invertir en el sector, en este caso el de agua potable y saneamiento. En general, el Banco Mundial aplica tasas de descuento en el rango de 8 a 15% (Hofkes y Visscher, 1990). En Colombia se trabaja con tasas en el rango de 10 al 12%. De otra parte, la vida útil de los componentes principales de FiME, como son las estructuras de concreto o mampostería, es del orden de 50 años, mientras la vida útil de otros componentes, como válvulas, con menor peso en los costos de construcción es más baja. Esta tasa varía de país a país.

Se puede presentar la ecuación (6-8) como:  $CEA = f_c \cdot C$ , en la cual  $f_c$  representa el valor del factor de recuperación de capital. Por ejemplo el valor de  $f_c$  para una tasa de descuento de 10 % es 0.16 cuando el tiempo de recuperación es de 10 años y 0.13 cuando es de 15 años y 0.11 cuando es de 25 años. Se puede apreciar que para un período largo de recuperación  $f_c$  se acerca más a la tasa de descuento.

Si bien, la vida útil de las estructuras principales de FiME es relativamente larga y  $f_c$  podría ser igual a la tasa de descuento, en la práctica surgen complicaciones originadas por el tiempo en que se debe pagar el crédito. Si éste es de 15 años y la tasa de 10%, cada año se debe pagar 0.13 C a lo largo de los 15 años. Sin embargo, después de éste período, todo la inversión está libre y aquella parte del sistema con mayor vida útil seguirá funcionando, convirtiéndose en patrimonio de la localidad. Si se continúa con la misma tarifa después del período, los ingresos serán superiores a los egresos y se podrá, por ejemplo, realizar mayor provisión para reposición, mantenimiento, o aspirar a un nuevo crédito, si se requiere ampliar el sistema o someterlo a reparaciones mayores.

En los sistemas que son cofinanciados, se aplica la tasa de descuento solo sobre la fracción de la financiación que la comunidad aceptó cofinanciar. Las consideraciones anteriores son lustradas con un ejemplo, representativo de un núcleo rural o de una cabecera municipal pequeña, asentada en el valle geográfico del río Cauca, en los Andes Colombianos.

En una localidad 900 familias están conectadas al acueducto y cada una de ellas paga en promedio una tarifa de US\$2 por mes, para un consumo diario de 0.8 m<sup>3</sup>. El ente encargado de la administración de la prestación del servicio, en equipo con el gobierno local y con las instituciones del sector activas en la zona, deciden mejorar la calidad del agua del sistema de abastecimiento, mediante la combinación de FGDi + FGAC + FLA, etapas de tratamiento dentro de las opciones de la tecnología FiME. Para efectos

del ejemplo y entendiendo que el período del diseño depende de muchos factores, algunos de ellos difíciles de controlar en nuestro contexto, se asume éste de 10 años. La estimación de crecimiento promedio de los usuarios en la localidad es de 1.5% anual, de acuerdo con la historia censal y las perspectivas de la comunidad.

$$\text{Consecuentemente, } Q = \frac{900x(1.05)^{10}x0.8x10^3}{24x60x60} = 9.7 \text{ l/s}$$

Con base en la ecuación 2 de la figura 6.2, se calculan los costos directos de construcción, los que se multiplican por 1.2 para cubrir los costos de administración, imprevistos y utilidades (AIU):

$$\text{Costo total, (incluye AIU)} = Ct = 1.2 \times 25.42(9.7)^{0.64} = \text{US\$ } 130580$$

En concertación con la comunidad, se precisa forma como será financiada la inversión: la inversión será financiada, 50% con fondos nacionales de cofinanciación y 50% con fondos locales, de los cuales la mitad será en efectivo y el saldo en mano de obra y materiales. Así, la comunidad decide recuperar el 25% de la inversión en efectivo y aunque la vida útil global de la infraestructura es de 40 años, solo se obtiene un préstamo a 20 años con tasa de descuento de 10%. Por consiguiente,

$$CEA = 0.25x130580x\frac{0.1(1.10)^{20}}{(1.10)^{20} - 1} = \text{US\$ } 3834$$

$$\text{Costo de inversión mensual a recuperar } \text{US\$ } 3834/12 = \text{US\$ } 320$$

Para evaluar los costos de personal, se aprovecha la experiencia indicada en las tablas 6.4 y 6.6, que permiten estimar, en tiempos completos equivalentes (TC), las necesidades de operación y mantenimiento para la opción de FiME seleccionada. Para labores de administración se considera 0.3 TC, de acuerdo a lo indicado en el aparte 6.4.3.

Labores periódicas	0.90 TC
Labores eventuales	0.20 TC
Administración	0.30 TC
<hr/>	
Total	1.40 TC

Asumiendo el costo promedio mensual de cada TC en 150 US\$, el costo de personal es aproximadamente US\$ 212/mes. Valor que debe ser incrementado en 15% para cubrir otros costos según se deduce en el aparte 6.4.4. Los costos de personal representan, en promedio el 85% de los costos de operación, mantenimiento y administración de FiME. En consecuencia, los costos recurrentes para los ítems identificados serán US\$ 244/mes.

$$\begin{aligned} \text{Costo total a recuperar por mes} &= \text{US\$ } (320+244) = \text{US\$ } 564 \\ \text{Costo total a recuperar por familia por mes} &= \text{US\$ } 564/900 = \text{US\$ } 0.63 \end{aligned}$$

La tarifa mensual por usuario, correspondiente al mejoramiento de la calidad del agua, será US\$ 0.63 y el total de la tarifa, incluyendo la cantidad anteriormente pagada sin calidad de agua, será de US\$ 0.63 + 2.0 = US\$ 2.63. Este valor se considera razonable y factible de ser cubierto por la comunidad, pues representa menos del 3% (UNDP, 1990) de los ingresos promedio de la mayoría de usuarios.



## **7. SELECCION DE ALTERNATIVAS DE LA TECNOLOGIA FiME**

La selección de tecnología para la potabilización del agua involucra un gran número de factores tal como se discutió en el capítulo 3. Entre otros, se incluyen las condiciones socioeconómicas y culturales de la comunidad, la disponibilidad de recursos, materiales de construcción e insumos químicos además del soporte institucional y características de la calidad del agua. El objetivo de la selección es en consecuencia, contribuir a la sostenibilidad de los sistemas a través de la realización de proyectos con cobertura adecuada que suministren agua apta para consumo humano, con criterios de continuidad, cantidad y calidad a un costo manejable por los usuarios.

En este capítulo se presenta una aproximación o guía de selección de las variantes de la tecnología FiME como alternativa de tratamiento de agua. En primera instancia se presentan indicadores del riesgo sanitario, posteriormente y con base en el seguimiento de proyectos a escala piloto y real, se presentan las eficiencias obtenidas con diferentes alternativas de tratamiento FiME. Para las alternativas de FiME estudiadas, se realiza un análisis de costos, según fue tratado en el capítulo 6. Con base en lo anterior se realizan las recomendaciones para la selección de las alternativas de tratamiento por FiME.

Para conformar la guía de selección se revisó el modelo desarrollado por la Universidad de Oklahoma y publicado por Reid (1982), el cual se fundamenta en 4 bloques de información: factores técnico-sociales, fuentes de abastecimiento, calidad de agua cruda e información demográfica. Otro concepto presentado en la literatura toma como base factores técnicos, socioeconómicos, ambientales, capacidad de gestión , operación y mantenimiento (Hofkes y Visscher, 1990).

En el modelo presentado en este capítulo solo se comparan entre si las diferentes alternativas de FiME, excluyéndose varios de los factores mencionados anteriormente, pues en la práctica las diferencias entre las variantes de FiME no son muy grandes en su impacto ambiental, ni en su nivel de complejidad en términos de operación y mantenimiento. La información demográfica tampoco representa un factor de gran peso, pues las economías de escala para las diferentes alternativas FiME, presentan valores semejantes. Así, la guía de selección considera tres bloques principales: el riesgo sanitario de la fuente, la eficiencia del tratamiento y los costos de inversión, administración, operación y mantenimiento.

En el esquema que se presenta, no se compara FiME con otras alternativas de tratamiento como por ejemplo la filtración rápida de agua químicamente coagulada, pues este tipo de sistema no guarda armonía con la capacidad de gestión, operación y mantenimiento de la gran mayoría de los núcleos rurales de cabeceras municipales pequeñas o medianas, que en muchas circunstancias no pueden garantizar la disponibilidad de productos químicos o de energía necesarios para el funcionamiento del sistema. Adicionalmente, la tecnología FiME tiene buena aceptación por parte de las comunidades pues su administración, operación y mantenimiento son comparativamente más simples que las requeridas por otros sistemas de tratamiento de agua para consumo humano.

Las opciones de FiME revisadas en este capítulo, involucran como mínimo FGDi + FLA; además se incluyen alternativas de tratamiento que involucran las combinaciones de Filtros Gruesos Ascendentes mencionadas en el capítulo 5 y 9 del presente manual.

### **7.1 RANGOS DE CLASIFICACION DE CALIDAD DE AGUA EN FUENTES SUPERFICIALES**

En este ítem se presenta una propuesta para la clasificación de la calidad del agua de fuentes superficiales utilizadas para el abastecimiento de agua para consumo humano. La propuesta se basa en los siguientes tres aspectos :

- Al tratar el agua de una fuente superficial, el efluente del sistema de tratamiento debe cumplir con las guías de calidad de agua para consumo humano propuestas por WHO (1996).
- La calidad del agua para consumo humano se determina con base en tres parámetros básicos turbiedad y coliformes fecales según Lloyd y Helmer (1991) y se incluyó el color real tal como se discutió en el Capítulo 2.
- La experiencia adquirida por Cinara en proyectos de investigación y desarrollo tratando agua de fuentes superficiales en Colombia con diferentes niveles de calidad, le permite proponer criterios sobre la clasificación de la calidad del agua. Estos criterios podrán ser ajustados en la medida que se cuente con mayor información, ó donde las características de la zona de influencia sean distintas, se podría plantear su propia clasificación.

La experiencia de Cinara ha sido adquirida por más de 7 años de seguimiento a 10 fuentes que abastecen igual número de plantas FiME. La propuesta de clasificación de las fuentes aquí presentada, es preliminar, pues la calidad del agua y su variabilidad esta condicionada por variables no controladas dentro del alcance de este documento, v.gr., características hidroclimatológicas, aspectos geomorfológicos y uso y tenencia de la tierra en las microcuencas, entre otros. De otro lado, la eficiencia de remoción de la tecnología FiME, depende de la temperatura del agua, dada la naturaleza biológica de algunos de los procesos involucrados.

Aquellas localidades con bajas temperaturas, están expuestas a menores eficiencias que las aquí reportadas, requiriéndose por consiguiente, la capacidad crítica del lector para asumir adecuadamente los criterios de selección y/o diseño para un sistema FiME en particular. En regiones con baja o ninguna experiencia en la utilización de la tecnología FiME y/o alta incertidumbre en la calidad y cantidad del agua en las fuentes, se recomienda iniciar su proceso de aprendizaje y familiarización con la tecnología, a través de un programa de investigación y desarrollo , donde se validen o adapten los criterios presentados. Las universidades locales y los institutos de investigación y otros agentes del desarrollo, pueden jugar un papel importante.

En los párrafos siguientes se justifican y proponen, específicamente los rangos de clasificación de la calidad del agua.

### **7.1.1 Turbiedad**

La turbiedad es un parámetro de vital importancia pues afecta tanto la aceptabilidad del agua a consumir, como la selección y eficiencia de los procesos de tratamiento, particularmente la eficiencia de la desinfección con cloro (aumenta su demanda y protege los microorganismos) y estimula el crecimiento bacterial.

La desinfección es de incuestionable importancia en el suministro de agua segura para consumo humano. La destrucción de microorganismos patógenos es esencial y comúnmente involucra el uso de agentes químicos, tal como el cloro. El uso de desinfectantes químicos usualmente resulta en la formación de subproductos químicos algunos de los cuales son potencialmente peligrosos; sin embargo el riesgo para la salud generado por tales subproductos son extremadamente pequeños en comparación con aquellos asociados con una inadecuada desinfección WHO (1996). Es importante que la desinfección no esté comprometida con compuestos que impliquen control de subproductos.

En todos los procesos en los cuales se incluya la desinfección, la turbiedad siempre debe ser baja preferiblemente  $< 1$  UNT. Se recomienda que la turbiedad en el agua a ser desinfectada sea consistentemente  $< 5$  UNT e idealmente posea un valor medio  $< 1$  UNT (WHO, 1996). La norma colombiana (Decretos 2105 de 1983 y 475 de 1998) establece como valor admisible en el efluente de la planta antes de la desinfección, una turbiedad máxima de 5 UNT, con valor deseable  $\leq 1$  UNT.

Tomando en cuenta las eficiencias de turbiedad y la remoción de las diferentes alternativas FiME discutidas en el capítulo 5, se presentan tres rangos para la clasificación de la turbiedad :

- Rango bajo, con turbiedad promedia  $< 10$  UNT, asociado con cuencas poco intervenidas, sin trazas de erosión y sin terrenos de uso agrícola que drenen directamente en la fuente.
- Rango intermedio, fuentes con turbiedades predominantes entre 10 y 20 UNT, con buenas posibilidades de tratamiento. En el capítulo 11 se presenta una aproximación a este rango.
- Rango alto, turbiedad promedia entre 20 y 70 UNT; promedios superiores a este nivel requieren una investigación más profunda, particularmente en tamaño y distribución de partículas, que pueden tener un gran impacto sobre la eficiencia de FiME.

En general el uso de turbiedades promedias, como se maneja en casi toda la literatura, no caracteriza el agua de manera suficiente, pues los promedios pueden ser el resultado de una serie de picos o de niveles relativamente constantes. En la práctica, el diseño debe garantizar que valores de turbiedad superiores al rango normal de variación (picos) sean controlados con el uso de FGDi y con actividades de operación y mantenimiento adecuadas, que eviten la reducción en la eficiencia del tratamiento y en la duración de las carreras de filtración. Estas actividades pueden incluir el cierre total o parcial del suministro de agua a la planta. Además, con base en la disponibilidad de agua en la fuente y en su calidad, se debe estudiar la conveniencia de incluir otras etapas de tratamiento, como cribas, reservorios o desarenadores, previas a las opciones de FiME aquí presentadas.

### 7.1.2 Coliformes Fecales

Como se indicó en el Capítulo 2, los riesgos presentes para consumo humano asociados con la contaminación microbiológica, son tan importantes, que su control debe ser siempre una prioridad. En este sentido, para obtener una desinfección confiable en sistemas de abastecimiento de agua para pequeñas comunidades, WHO (1996) establece que el valor promedio de coliformes fecales debe ser  $< 3$  y máximo  $< 25$  UFC/100 ml. Después de la desinfección el valor de coliformes fecales debe ser 0 UFC/100 ml.

Considerando las experiencias de los proyectos de investigación y desarrollo en Colombia, tratando aguas superficiales con la tecnología FiME, la siguiente clasificación de la calidad del agua es propuesta :

- Rango bajo, niveles de coliformes fecales menores a 500 UFC/100ml estos valores parecen corresponder a una cuenca muy poco intervenida y con actividades humanas o de pastoreo.
- Rango intermedio entre 500 y 10000 UFC/100ml, que según la inspección sanitaria parece estar relacionado, con cuencas donde existen zonas de defecación a campo abierto, donde se genera arrastre de excretas directamente a la fuente durante el período de lluvias. En este rango no se considera ni el vertimiento de aguas residuales a la fuente, ni la presencia de zonas con pastoreo intenso, ni sitios de recreación masiva.

- Rango alto, se considera entre 10000 y 20000 UFC/100ml, que corresponde a cuencas con alta intervención humana y descargas directas de agua residual doméstica.

### 7.1.3 Color Real

El agua para consumo humano debería ser incolora. El color en aguas para consumo humano podría ser debido a la presencia de materia orgánica coloreada, v.gr. sustancias húmicas, metales como hierro y manganeso o desechos industriales altamente coloreados. El color verdadero es una medida indirecta de ácidos fulvicos y húmicos los que en muchas circunstancias se constituyen en el material orgánico más abundante en aguas superficiales (Ellis, 1985; Spencer y Collis, 1991). Dado que el cloro reacciona con la materia orgánica para formar subproductos de la desinfección potencialmente peligrosos, se discuten los efectos adversos sobre la salud humana. Sin embargo la evidencia científica actual es inadecuada para concluir que la cloración del agua representa un riesgo significativo para los humanos (ILSI, 1993).

Incertidumbre sobre la evidencia toxicológica disponible limita diagnosticar los riesgos en la salud humana asociados con cloro, cloraminas, dioxido de cloro y desinfección con ozono. La evidencia epidemiológica sobre los incrementos en los riesgos de cáncer por agua clorada para consumo humano, es equivocada (Craun, 1993).

En consecuencia, no hay duda que la prioridad de tratamiento por desinfección lo sigue constituyendo la remoción del riesgo microbiológico, no obstante la presencia de color verdadero en aguas para consumo humano con valores superiores a 15 UPC (WHO 1996).

Establecer límites para color es complicado pues su remoción varía grandemente y depende de la forma en la cual se encuentre, por lo cual no se puede generalizar las eficiencias encontradas y discutidas en el Capítulo 5. El seguimiento y evaluación de proyectos a escala piloto y real con diferentes niveles de riesgo permiten suponer los siguientes rangos de calidad :

- Rango bajo, nivel de color en la fuente < 20 UC
- Rango medio, nivel de color < 30 UC
- Rango alto, nivel de color entre 30 y 40 UC. Sin embargo, si la calidad de la fuente presenta niveles superiores a 40 UC o entre 20 y 40 UC pero con turbiedad <10 UNT es conveniente efectuar estudios de tratabilidad a escala piloto, para establecer la viabilidad de tratamiento con FiME.

La tabla 7.1 presenta de manera resumida la clasificación propuesta para la calidad del agua de fuentes superficiales, considerando los tres parámetros básicos discutidos. Estos rangos están asociados con las características del agua cruda en tres tipos de fuentes superficiales : riesgo bajo con fuentes de ladera bien protegidas; riesgo intermedio en fuentes con alta intervención humana y con moderados niveles de sólidos, turbiedad, color y riesgo alto con características como los ríos de valle que reciben vertimientos de aguas residuales y aguas de escorrentía superficial de zonas agroindustriales.

**Tabla 7.1** Resumen de rangos de calidad de agua en fuentes superficiales para orientar la selección de opciones de FiME

RANGO	NIVEL PROMEDIO
A1-99	

Bajo	Turbiedad < 10 UNT Coliformes Fecales < 500 UFC/100 ml Color Real < 20 UPC
Intermedio	Turbiedad 10 - 20 UNT Coliformes Fecales 500 - 10000 UFC/100 ml Color Real 20 - 30 UPC
Alto	Turbiedad 20 - 70 UNT Coliformes Fecales 10000 - 20000 UFC/100 ml Color Real 30 - 40 UPC

## 7.2 CONSIDERACIONES SOBRE LA EFICIENCIA DE LOS SISTEMAS FiME

Los resultados obtenidos en la remoción de riesgo microbiológico por la tecnología FiME, muestran eficiencias globales entre 5.0 y 6.0 unidades log. Este hecho refleja el alto potencial de esta tecnología para tratar problemas de contaminación fecal en fuentes superficiales y por consiguiente, remover riesgo agudo. Con base en estos logros se han propuesto rangos de calidad microbiológica para las fuentes superficiales (tabla 7.1), a partir de los cuales se puede obtener un efluente tratado con bajo nivel de contaminación antes de la desinfección.

En la medida que los niveles de contaminación se incrementan, las barreras de tratamiento se robustecen. El tratamiento mínimo para aguas superficiales de rango bajo que requiere más que una simple desinfección, corresponde a la combinación de FGDi + FLA. Con un nivel de contaminación bacteriológica más alto, la eficiencia de la tecnología y particularmente de los filtros gruesos, parece incrementarse, produciendo niveles efluentes de coliformes fecales adecuados para una desinfección segura.

Para el caso de turbiedad, la eficiencia de remoción no tiene el mismo comportamiento. Un incremento en la turbiedad implica la necesidad de un filtro de grava más robusto, que puede ser obtenido utilizando una velocidad de filtración más baja o un tiempo de retención más alto, requiriéndose lechos de grava más profundos o mayor número de barreras. Bajo estas condiciones, la utilización de un FGAC o una alternativa de FGAS en combinación con FGDi y FLA es la propuesta para tratar aguas superficiales con rango intermedio. Para fuentes superficiales con rango alto, las alternativas de FGAS en dos o tres etapas necesitan ser consideradas, aunadas a FGDi + FLA.

## 7.3 CONSIDERACIONES CON BASE EN COSTOS

Los modelos de costos indicados en el Capítulo 6, claramente muestran que el sistema FiME con el costo más bajo comprende FGDi + FLA, seguido por un sistema que además de los anteriores incluye FGAC, y seguidamente FGAS2; en reemplazo del FGAC para contaminación más alta. La opción con mayor costo incluye FGDi + FGAS3 + FLA.

Sin embargo, es necesario tener en cuenta que diferentes combinaciones pueden alcanzar niveles similares de tratamiento. Por ejemplo, una fuente de agua superficial con un rango de calidad intermedio puede ser tratada con resultados similares, usando un FGAS3 con una velocidad de filtración de 0.6 m/h y un lecho

total de grava de 3.6 m, ó utilizando un FGAC con una velocidad de filtración de 0.3 m/h y un lecho filtrante de 1.2 m. En este caso, la diferencia entre las dos opciones de tratamiento se basa en el costo de los componentes, por lo cual un estimativo de las cantidades de obra requeridas serán una buena base para su comparación. En la tabla 7.2 se presentan los criterios de diseño, y se comparan las cantidades de obra de los materiales relevantes expresados como perímetro de muros, volumen de grava y sistema de drenaje. Como se puede observar, la alternativa FGAC requiere menor cantidad de obra en los items indicados como (1) y (2).

**Tabla 7.2** Comparación de indicadores de construcción para las alternativas FGAC y FGAS3 que tratan una misma calidad de agua.

PARAMETRO	SISTEMA DE PRETRATAMIENTO	
	FGAC	FGAS3
Velocidad de Filtración (m/h)	0.3	0.6
Número de Etapas en serie	1	3
Area filtración total ( $m^2$ ) (1)	3.4	5.0
Perímetro de muros (m) (1)	7.4	17.4
Volumen de gravas ( $m^3$ ) (1)	5.0	6.0
Sistema de drenaje (2)	1	3

(1) Calculados para un caudal de 1  $m^3/h$ .

(2) El sistema de drenaje de FGAC es de menor longitud que FGAS3

#### 7.4 RECOMENDACIONES SOBRE LA SELECCION DE FiME

Con base en las consideraciones anteriores y acorde con la experiencia de Cinara con fuentes superficiales de rango intermedio y alto, se ha establecido la siguiente guía para la selección de la alternativa de tratamiento de FiME (tabla 7.3), la cual se basa en los rangos de los parámetros seleccionados de calidad de agua, la eficiencia de las etapas de tratamiento y consideraciones de costos. Para cada alternativa se ha indicado la velocidad de filtración. Las especificaciones del material filtrante para cada sistema está en armonía con los criterios de diseño indicados en los capítulos 5, 8, 9 y 10.

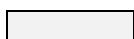
**Tabla 7.3** Modelo para la selección de un sistema de tratamiento de agua por filtración en multiples etapas, FiME. (Todas las opciones tienen FGDI<sub>2.0</sub> y FLA<sub>0.15</sub>)

Turbiedad (UNT)	< 10	10-20	20-50	50-70 (*)
Coliformes Fecales (UFC/100 ml)	Color Real (UC)			
< 500	< 20	20-30	30-40	30-40 (*)
500 - 10000	Sin FGA	FGAC <sub>0.6</sub>	FGAC <sub>0.45</sub>	FGAS3 <sub>0.3</sub>
10000 - 20000 (*)		FGAC <sub>0.6</sub>	FGAC <sub>0.6</sub>	FGAC <sub>0.45</sub>
		FGAC <sub>0.45</sub>	FGAC <sub>0.45</sub>	FGAS3 <sub>0.3</sub>

(\*) Para valores superiores a 70 UNT; 20000 UFC/100 ml o 40 UC, se recomienda realizar estudio en planta piloto.

(El subíndice indica la velocidad de filtración recomendada en m/h)

Clasificación de fuentes según el rango de calidad :

 bajo

 medio

 alto

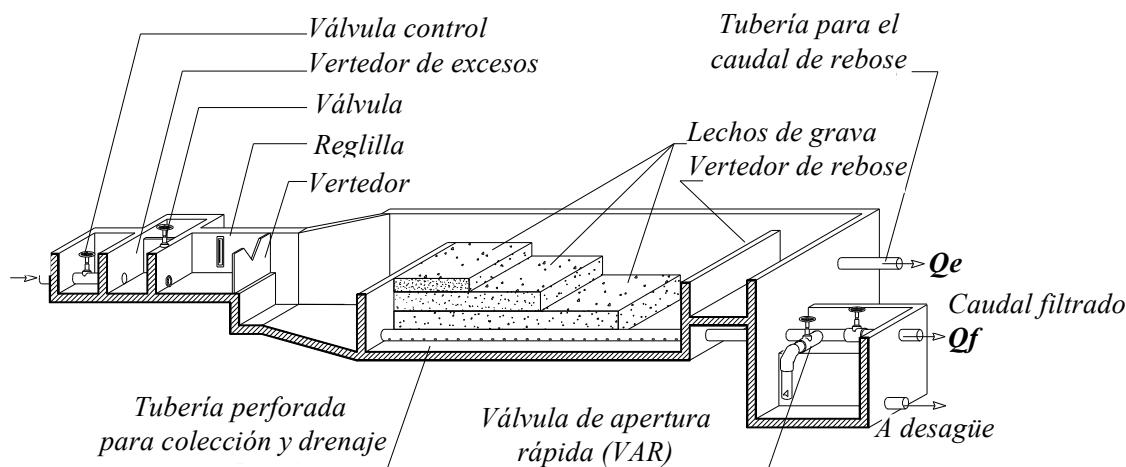
Es importante resaltar que esta guía es solamente una orientación para el lector, pues está basada sobre la experiencia de tratamiento con diferentes fuentes superficiales en el valle geográfico del río Cauca en Colombia. Los procesos biológicos involucrados en la tecnología de tratamiento por FiME son importantes, pero no fáciles de predecir. Por lo tanto, bajo condiciones diferentes a las presentadas en este documento, no se pueden garantizar eficiencias similares. En consecuencia, al no existir experiencia con la tecnología en una región específica, se recomienda adoptar criterios de diseño conservativos es decir, iguales o inferiores a los aquí recomendados por lo menos en los primeros proyectos y hasta tanto, la región en cabeza de los profesionales diseñadores y autoridades del sector, incluyendo la comunidad, puedan analizar críticamente las experiencias iniciales. También se recomienda realizar estudios a nivel de planta piloto para evaluar la viabilidad de tratamiento y de funcionamiento del sistema FiME bajo condiciones locales.

## 8. FILTRACION GRUESA DINAMICA

Este capítulo presenta una descripción del FGDi como acondicionador de la calidad del agua cruda y de su papel como primera etapa de pretratamiento, incluyendo eficiencias de remoción. También se describe de manera general, los componentes físicos de un FGDi y sus criterios de diseño y dimensionamiento; finalmente se dan consideraciones sobre operación y mantenimiento de las unidades.

### 8.1 DESCRIPCION GENERAL

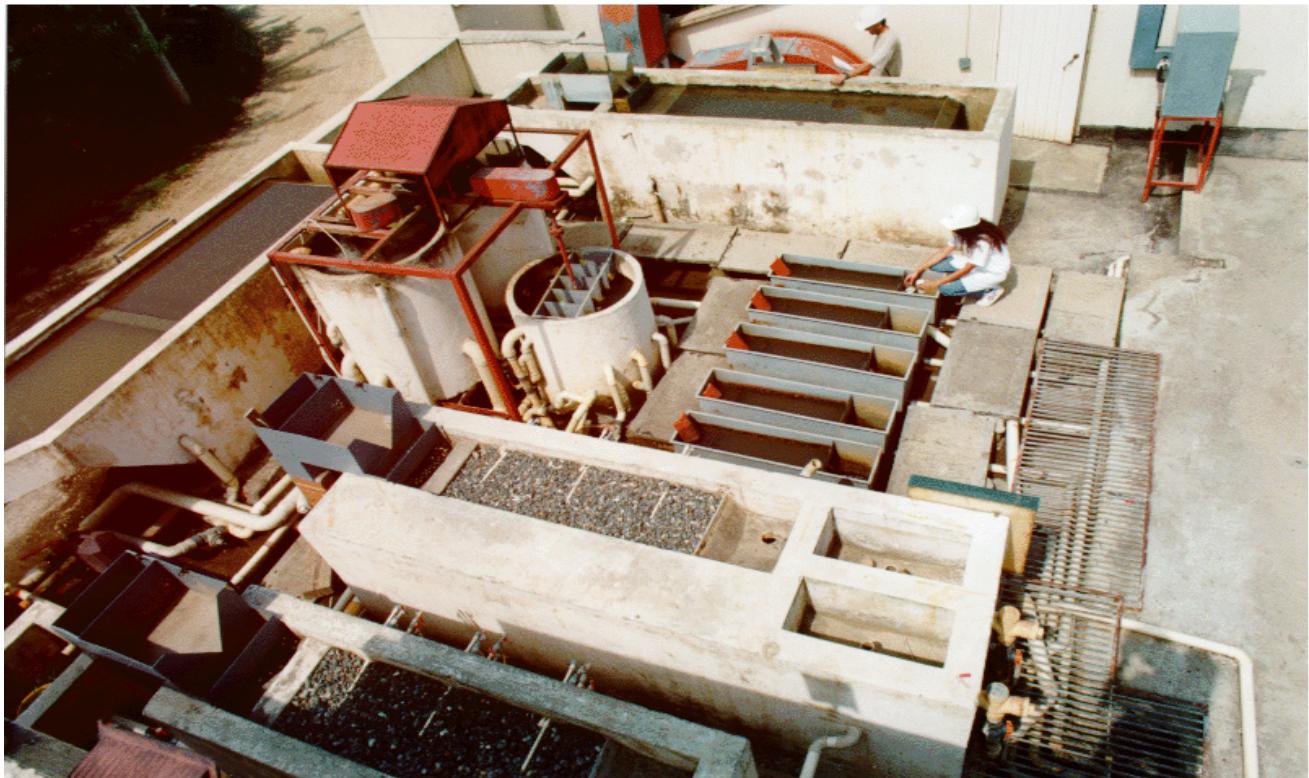
Un sistema FGDi consiste básicamente de dos o más módulos operados en paralelo con flujo descendente, donde cada unidad es empacada con lechos de grava de tamaños variables en el rango de gruesa en el fondo a fina en la superficie (Ver figura 8.1). La grava de menor tamaño origina grandes áreas superficiales dentro del lecho filtrante y por consiguiente valores bajos de carga superficial, favoreciendo el proceso de sedimentación como mecanismo predominante en la remoción de material sólido (Latorre, et al., 1996).



**Figura 8.1** Esquema isométrico de un filtro grueso dinámico.

En un FGDi, el caudal de diseño  $Q_i$  afluente a la unidad, percola verticalmente a través de lechos de grava para ser colectado en el fondo por un sistema de drenaje que lo conduce a la siguiente etapa de tratamiento. En la zona de salida se proyecta un vertedor de rebose cuya cresta es diseñada entre 0.03 y 0.05 m por encima del nivel superficial de grava, lo cual contribuye a mejorar el comportamiento hidráulico del filtro (Guzmán, 1997). Al inicio de la carrera de filtración (pérdida de carga generalmente  $< 0.01$  m) la unidad opera a tasa constante y progresivamente la resistencia hidráulica se incrementa hasta alcanzar la cresta de rebose. A partir de ese momento, el FGDi empieza a declinar, distribuyéndose el  $Q_i$  entre el caudal filtrado,  $Q_f$  y el caudal de rebose,  $Q_e$ . La capacidad de declinar, origina el nombre de “dinámico” a la unidad de filtración.

La obstrucción de la unidad puede producirse de forma gradual cuando las condiciones de calidad de agua en la fuente son consideradas normales, y de manera acelerada ante incrementos rápidos del contenido de sólidos suspendidos en el agua cruda. Este hecho hace que a los FGDi se les conozca también como “Válvula Tapón”, mostrando su capacidad de respuesta a la colmatación del lecho superficial, cerrando total ó parcialmente el suministro de agua a las siguientes unidades de tratamiento. La figura 8.2 muestra unidades experimentales de FGDi.



**Figura 8.2** Zona de experimentación a escala piloto, con diferentes unidades de filtración gruesa dinámica. Estación de investigación y transferencia de tecnología en agua potable. Cinara, Puerto Mallarino, Cali, Colombia, 1997.

## 8.2 COMPONENTES PRINCIPALES DEL FGDi

Básicamente un FGDi está compuesto de:

- Cámara de filtración
- Lechos filtrante y de soporte
- Estructuras de entrada y salida
- Sistema de drenaje y cámara de lavado
- Accesorios de regulación y control

### 8.2.1 Cámara de Filtración

Es la zona donde se realiza el proceso de tratamiento y el lugar donde se ubica el lecho filtrante, los medios de soporte y el sistema de drenaje. La altura total de la cámara está determinada por la altura del lecho filtrante, la altura del vertedor de salida y el borde libre requerido. Normalmente la altura total del filtro es de 0.70 m, con paredes verticales construidas generalmente en mampostería estructural o concreto reforzado.

Físicamente las cámaras de filtración poseen forma rectangular, aunque Guzmán (1997) sugiere realizar mayor investigación sobre el modelaje físico de los FGDi a fin de superar algunos limitantes en el comportamiento hidrodinámico de la unidad.

### 8.2.2 Lechos Filtrantes y de Soporte

El medio filtrante está conformado por tres capas de grava con tamaños que varían entre 3.0 y 25.0 mm colocados de menor a mayor en la dirección del flujo. La capa más fina se coloca en la superficie y la más gruesa sobre el fondo de la unidad, cubriendo el sistema de drenaje o múltiple recolector.

Tanto la grava de fondo como la intermedia funcionan como lechos de soporte, aunque existen evidencias de su contribución en la remoción de material suspendido, Latorre (1994). El mantenimiento inadecuado de estas zonas, facilita la acumulación progresiva de lodo y la colmatación total de la unidad, obligando a su vaciado completo.

El diámetro del lecho de soporte varía según el tamaño de la grava superficial y del diámetro de los orificios del múltiple recolector. En general, la altura del lecho de soporte no debe ser inferior al diámetro del conducto recolector principal.

### **8.2.3 Estructuras de Entrada y Salida**

La estructura de entrada debe incluir elementos que permitan la disipación de energía, el control, la medición y distribución de flujo y el vertimiento de excesos. El buen diseño de estos componentes contribuye significativamente a la adecuada operación y mantenimiento del FGDi y del sistema de tratamiento en general.

La estructura de salida debe permitir tanto el drenaje del caudal de rebose durante la operación a tasa declinante del FGDi, como el vertimiento del agua de lavado durante la limpieza superficial del filtro.

### **8.2.4 Sistema de Drenaje y Cámara de Lavado**

El sistema de drenaje tiene el propósito de facilitar la recolección uniforme del agua durante la operación normal de filtración, así como también, el drenaje de la unidad al realizar las actividades de mantenimiento. Normalmente el sistema de drenaje consiste de tuberías PVC que forman los colectores laterales, provistos de orificios a través de los cuales se capta el agua para ser entregada al colector principal, que la transporta hasta la fase siguiente de tratamiento ó a la cámara de desagüe, según el proceso que se efectúe.

Para facilitar la limpieza hidráulica del filtro se instala una válvula de apertura rápida (VAR) en la tubería de drenaje, tal como se ilustra en la figura 8.1, con diámetro igual al del conducto principal colector. El punto de descarga del colector principal en la cámara de lavado, debe localizarse a una profundidad mínima de 0.5 m medida respecto a la losa de fondo del FGDi.

Al menos una cámara para lavado del material filtrante, debe construirse en un sitio próximo al FGDi, de tal manera que facilita el mantenimiento de las unidades.

### **8.2.5 Tuberías y Accesorios de Regulación y Control**

Los accesorios utilizados en las unidades de FGDi incluyen válvulas para regulación de caudal, válvulas de apertura rápida, vertedero de aforo y rejillas de aforo (anexo 4). Las VAR pueden ser tipo mariposa, compuerta o globo, construidos en hierro fundido, acero inoxidable o PVC tal como se indica en el anexo 4.

## **8.3 CRITERIOS DE DISEÑO**

En la tabla 8.1 se presentan los criterios de diseño recomendados por Cinara-IRC tomando como base su trabajo a nivel de planta piloto y el seguimiento a proyectos a escala real.

**Tabla 8.1** Guías de diseño para filtros gruesos dinámicos.

Criterio	Valores Recomendados
Período de diseño (años)	8 - 12
Período de operación (h/d) (*)	24
Velocidad de filtración (m/h)	2 - 3
Número mínimo de unidades en paralelo	2
Área de filtración por unidad ( $m^2$ )	< 10
Velocidad superficial del flujo durante el lavado superficial (m/s)	0.15 - 0.3
Lecho Filtrante	
. Longitud (m)	0.6
. Tamaño de gravas (mm)	Según Tabla 8.2
Altura del vertedero de salida (m)	0.03-0.05 (**)

(\*) En estaciones de bombeo de agua con períodos de bombeo inferiores a 24 h/día, se recomienda proyectar un almacenamiento de agua cruda, a partir del cual se suministre agua de manera continua al FGDi y demás componentes.

(\*\*) Medidos a partir del lecho superficial de grava fina.

La disposición del material filtrante dentro de la unidad requiere especial atención, pues de ella depende el buen desempeño de la unidad de tratamiento. Es importante conservar la estratificación propuesta, pues ello facilitará el comportamiento del FGDi como un filtro a superficie. La mezcla de los medios filtrantes origina por consiguiente un lecho no estratificado, lo cual puede implicar menor eficiencia remoción, mayor penetración de lodo a lo largo de toda la profundidad del lecho, aumentando las rutinas de mantenimiento. Esta hipótesis está siendo estudiada por Cinara con participantes del Programa de Postgrado en Ingeniería Sanitaria y Ambiental de la Universidad del Valle. Para facilitar y conservar la estratificación se recomienda instalar mallas plásticas como separador de lechos. (anexo 4).

La velocidad de filtración recomendada para estos sistemas FGDi no debe exceder los 3.0 m/h pues se pueden generar valores de esfuerzo cortante que resuspendan y transporten el material sedimentado en el efluente de la unidad, disminuyendo la eficiencia del proceso y modificando las rutinas de mantenimiento, Latorre, (1994).

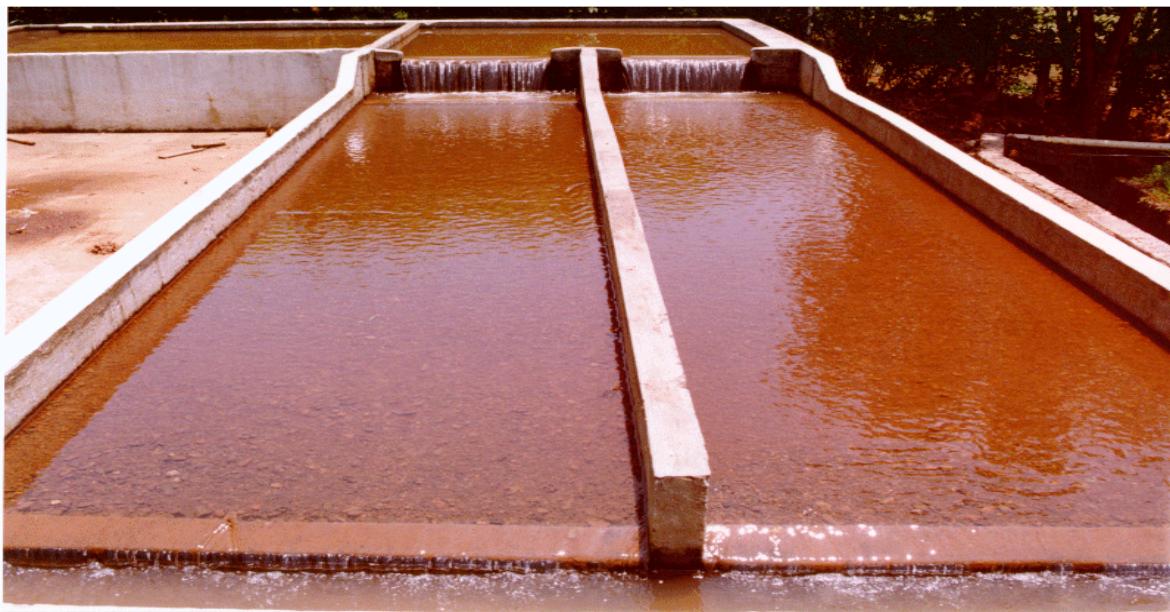
Adicionalmente y ante los bajos costos de inversión inicial que el FGDi representa (entre 7% y 10% de los costos directos de construcción), no se justifica emplear velocidades de filtración superiores a las recomendadas. Para facilitar las actividades de operación y mantenimiento se deben diseñar dos unidades como número mínimo operando en paralelo, con actividades de mantenimiento escalonadas.

Las cámaras de lavado deben ser amplias, seguras y de fácil acceso. sus dimensiones deben ser tales que faciliten el desplazamiento y maniobrabilidad del operador, recomendándose áreas superficiales entre 3 y 5  $m^2$  profundidades entre 0.20 y 0.40 m. La cámara debe ser abastecida con agua cruda para facilitar el mantenimiento eventual del FGDi (ítem 8.6). El conducto de desagüe, debe ser calculado para evacuar el caudal máximo de lavado y evitar sedimentación en su interior. La losa de fondo de la cámara de lavado puede construirse en concreto simple mientras los nuevos perimetrales en mampostería de ladrillo

En la tabla 8.2 se presentan las características del medio filtrante recomendado para unidades FGDi. y en la figura 8.3 se presenta un FGDi construido a escala real.

**Tabla 8.2** Especificaciones del lecho filtrante recomendado para filtros gruesos dinámicos, FGDi.

Posición en la Unidad	Espesor de la Capa (m)	Tamaño de Grava (mm)
Superior	0.20	3.0 - 6.0
Intermedio	0.20	6.0 - 13.0
Inferior, Fondo	0.20	13.0 - 25.0



**Figura 8.3** Filtros gruesos dinámicos, FGDi, operando en paralelo. Parcelación el Retiro, Cali, Colombia, 1997.

#### 8.4 EFICIENCIAS DE REMOCION

Aunque el FGDi está orientado a reducir la concentración de material suspendido, también se han registrado remociones significativas en parámetros microbiológicos y físicoquímicos. En la tabla 8.3 se presenta un resumen de reducciones típicas para fuentes superficiales en Colombia con diferentes niveles de riesgo.

**Tabla 8.3** Eficiencias de remoción encontradas en fuentes superficiales tratadas por filtros gruesos dinámicos.

Parámetro	Reducción Típica
Sólidos Suspendidos	Entre el 70 y el 80%, con fuentes en el rango de 10 a 200 mg/l
Turbiedad	Entre 30 y el 50% en fuentes de zona plana. En fuentes de ladera, la remoción fue aproximada al 50%. La eficiencia de remoción es afectada por la naturaleza, tamaño y distribución de las partículas.

Color Real	Entre 10 y 25%, con fuentes en el rango entre 15 y 20 UPC.
Hierro, Manganese	Entre 40 y 70% como hierro total y entre el 40 y 60% para manganeso.
Coliformes Fecales	Entre 50 y 80%, para niveles de coliformes fecales en el agua cruda en el rango 2000 a 100000 UFC/100 ml y sólidos suspendidos entre 10 y 50 mg/l.

## 8.5 DIMENSIONAMIENTO

Las dimensiones del FGDi, particularmente el ancho de la unidad, están condicionadas tanto por el caudal disponible para el lavado superficial, como por su velocidad superficial de flujo (Galvis et al., 1991), tal como se presenta en la ecuación 8.1.

$$b = \frac{C^2 Q_L}{(V_s)^3} \quad (8.1)$$

En donde,  $b$  es el ancho de la estructura (m),  $Q_L$  es el caudal disponible para lavado ( $m^3/s$ ),  $V_s$  es la velocidad superficial de lavado ( $m/s$ ) y  $C$  es el coeficiente de descarga para vertedero frontal.

De manera práctica el valor de  $C$  según la ecuación para vertederos de cresta ancha, puede ser considerado igual a  $1.84 (m^{1/2}/s)$  (King et al., 1988). Por lo tanto, el ancho se expresa como:

$$b = 3.4 \frac{Q_L}{(V_s)^3} \quad (8.2)$$

El dimensionamiento del ancho de la unidad es un parámetro de diseño importantísimo, pues de su valor y del caudal disponible para lavado, depende el logro de la velocidad superficial necesaria para generar el arrastre de los sólidos depositados en la superficie del lecho, sin producir pérdida de medio filtrante.

Según los criterios de diseño indicados en la tabla 8.1,  $V_s$  puede variar entre 0.15 y 0.3 m/s, dependiendo del tipo de material predominante en el agua cruda; velocidad de 0.15 m/s cuando predominan limos y material orgánico y superiores a 0.2 m/s para arenas y arcillas.

El caudal para lavado debe adoptarse con base en el flujo disponible en la estructura de entrada al FGDi. Por ejemplo, al presentarse bombeo de agua cruda, el caudal disponible para lavado corresponderá al impulsado por la bomba.

Calculada el área superficial con base en el caudal de diseño y la velocidad de filtración, el largo de la estructura se determina a partir de la ecuación (8.3):

$$l = \frac{As}{b} \quad (8.3)$$

## 8.6 OPERACION Y MANTENIMIENTO

La operación de los FGDi se fundamenta tanto en el control de la velocidad de filtración, como en la medición y calidad del agua producida, mientras que el mantenimiento se concentra en la recuperación de la pérdida de carga en los medios filtrantes a través del lavado manual superficial y de descargas de fondo. Estas actividades de operación y mantenimiento se han clasificado con base en su frecuencia de ejecución en diarias, periódicas y eventuales. En la tabla 8.4 se presentan las actividades diarias de operación y mantenimiento.

**Tabla 8.4** Actividades diarias de operación y mantenimiento en el FGDi.

Actividades	Acciones Claves
Control de $Q_i$	Revisar caudal afluente al filtro. Ajustar válvula de entrada, según se requiera.
Control de $Q_f$	Revisar caudal efluente del FGDi, el cual debe corresponder al requerido por los filtros gruesos. Decidir necesidad de mantenimiento en FGDi.
Medición de turbiedad	Con equipo de campo, medir turbiedad de agua afluente y tratada. Cuando el valor de turbiedad a la salida indique valores mayores a los niveles esperados, decida sobre la necesidad de efectuar mantenimiento. En caso positivo, cierre la válvula de salida y límpie el FGDi.
Registro de Información	En el libro de registro diario, anotar el valor de turbiedad del agua, la fecha de lavado y otras observaciones que se consideren importantes.

La velocidad de filtración en ningún momento debe superar el valor de diseño. En tal sentido, el caudal  $Q_i$  afluente a la unidad debe ser controlado y ser coherente con el caudal requerido para generar la velocidad de diseño. Solamente durante las actividades de mantenimiento y en particular durante el lavado superficial se puede aumentar el valor de  $Q_i$ , de tal manera que se facilite el arrastre del material resuspendido por efecto de las acciones de rastrillo y arado sobre el lecho de grava fina.

El control de la calidad de agua efluente permite tomar decisiones sobre su operación y mantenimiento. Así por ejemplo, en situaciones donde se detecte deterioro de la calidad efluente y si la demanda lo permite, puede optarse por disminuir el caudal de entrada o posponer el lavado de la unidad.

Al presentarse cambios bruscos en la calidad del agua, continuamente se deben controlar las calidades afluente y efluente de todas las unidades del sistema de tratamiento pues la eficiencia puede reducirse. Ante estas circunstancias y si el caudal efluente del FGDi no declina rápidamente y la turbiedad afluente a los filtros lento presenta valores superiores a 20 UNT, será necesario disminuir el caudal de operación de la planta en un 50%. Al persistir esta situación, se debe operar el sistema de tratamiento con un 25% del caudal de diseño o en caso extremo, suspender la entrada de agua a la planta.

El mantenimiento de los FGDi incluye actividades periódicas (tabla 8.5) que consisten principalmente en la limpieza de la capa superficial de grava y en el lavado hidráulico o drenaje de fondo utilizando la válvula de apertura rápida.

**Tabla 8.5** Actividades periódicas de operación y mantenimiento

Actividades	Acciones Claves
Lavar cámaras de entrada y salida (una vez por semana)	Remover material adherido a paredes y fondo de cámaras.
Limpiar capa superficial de grava (una o dos veces por semana)	Cerrar válvula de control de agua filtrada. Remover con un rastrillo u otro elemento similar, el lecho de grava superficial en sentido contrario al flujo, iniciando en la zona de entrada y finalizando en el vertedero de rebose. Remover la grava hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al agua cruda.
Limpieza hidráulica o de fondo del filtro (una vez por semana)	Llenar la cámara de filtración con agua cruda y abrir y cerrar 10 veces consecutivas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al agua cruda. Este procedimiento puede repetirse por 2 ó 3 ocasiones, cuando el agua de lavado sea muy diferente al agua cruda.

El lavado de los FGDI pretende restituir la capacidad de filtración y de almacenamiento de lodo dentro del lecho filtrante, recuperando por consiguiente, la pérdida de carga en la unidad en mantenimiento. El desarrollo de la pérdida de carga, es función de la calidad del agua cruda y de la velocidad de filtración utilizada.

Generalmente las actividades periódicas se realizan una vez por semana con una duración cercana a 30 minutos, pero en períodos lluviosos y particularmente en fuentes superficiales con alto grado de contaminación, el arrastre de sólidos se incrementa generando obstrucciones rápidas del lecho filtrante, y aumentando por consiguiente la frecuencia de mantenimiento.

Después del lavado, la pérdida de carga hidráulica del filtro debe reducirse con relación a la existente previa al lavado y retornar en lo posible, a las condiciones iniciales. Las causas de que esto no suceda pueden ser originadas por:

- Entrada de aire al sistema de drenaje.
- Lavado ineficiente y acumulación progresiva de lodo dentro de los lechos.
- Obstrucción completa del medio filtrante.

Si terminado el lavado no se recupera la carga hidráulica, se debe drenar nuevamente el filtro para descartar las dos primeras causas. Si la situación persiste, puede estar presentándose la tercera causa, condición que puede aparecer después de varios meses e incluso años de operación de la unidad. Para superar esta situación será necesario retirar todo el lecho filtrante, lavarlo manualmente o con ayuda mecánica e instalarlo nuevamente, conservando la estratificación inicial.

Se debe tener especial cuidado en la extracción y posterior colocación de las camadas de grava, a fin de evitar su mezcla. Si esto sucede, las gravas deben ser retiradas, tamizadas y colocadas nuevamente en correcto orden. Las acciones claves para las actividades eventuales se presentan en la tabla 8.6.

**Tabla 8.6** Actividades eventuales de operación y mantenimiento de un filtro grueso dinámico.

Actividades Eventuales	Acciones Claves
Retiro y lavado total de la grava	<p>Cerrar salida de agua filtrada.</p> <p>Cerrar entrada de agua cruda.</p> <p>Retirar capas de grava cuidando que éstas no se mezclen entre sí.</p> <p>Lavar en forma separada las capas de grava</p> <p>Tamizar las fracciones de grava que puedan estar mezcladas.</p> <p>Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro.</p> <p>Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al que tenían antes de ser retiradas para el lavado.</p> <p>Abrir entrada de agua y realizar un lavado siguiendo las indicaciones del lavado normal del filtro.</p>

## 9. FILTRACION GRUESA ASCENDENTE

### 9.1 DESCRIPCION GENERAL

Los sistemas de filtración gruesa ascendente consisten de una o varias unidades que contienen grava en su interior.

En sistemas conformados por una sola unidad, Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC), ésta es empacada con lechos de grava de diferente tamaño en el rango de gruesa en el fondo, a fina en la superficie (ver Figura 9.1). En sistemas con más de una unidad, Filtración Gruesa Ascendente en Serie (FGAS), cada módulo se llena con un tamaño de grava predominante que decrece en el sentido del flujo (Ver Figura 9.2). Un proyecto de demostración construido a escala real de filtración gruesa ascendente se presenta en la figura 9.3.

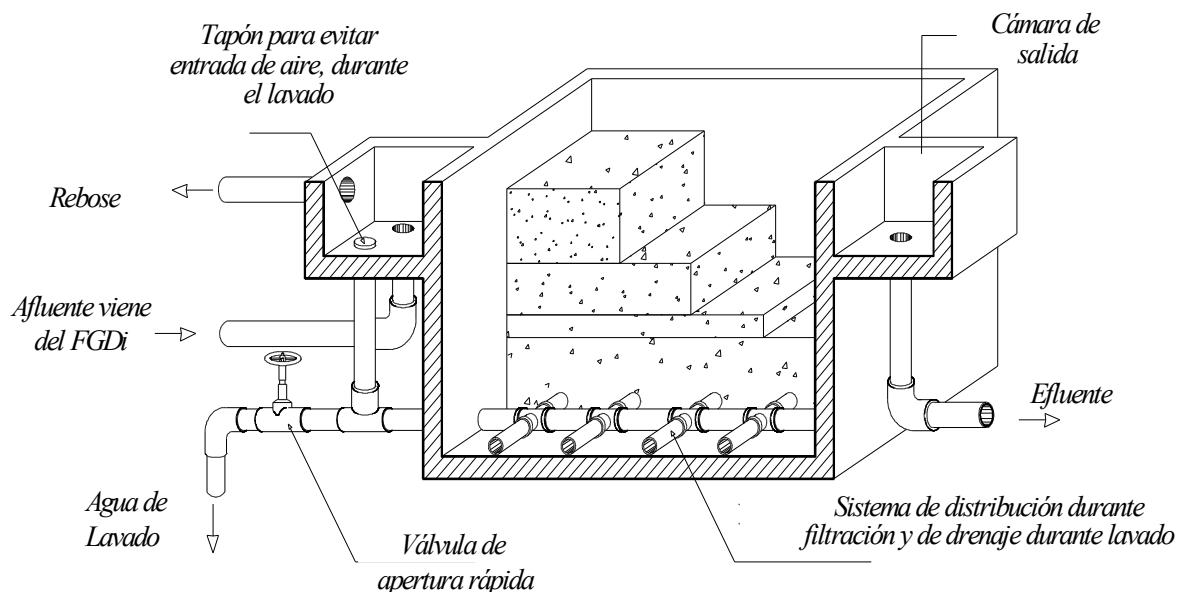
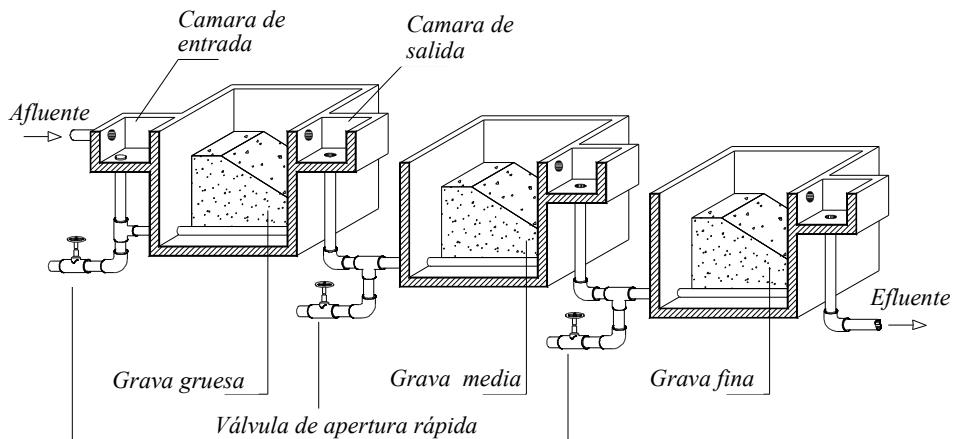


Figura 9.1

Corte Isométrico de un Filtro Grueso Ascendente en Capas

La filtración gruesa ascendente tiene la ventaja de favorecer la acumulación de sólidos en el fondo del filtro, donde se localiza el sistema de drenaje, facilitando así, el lavado hidráulico o de fondo de las unidades. Adicionalmente, la dirección vertical del flujo reduce interferencias generadas por temperatura o diferencias de densidad del fluido, mejorando el comportamiento hidráulico de la unidad, evitando zonas muertas y produciendo tiempos de retención más homogéneos. Estos factores influyen significativamente en la eficiencia del proceso de tratamiento (Galvis et al., 1996).



**Figura 9.2**

Corte isométrico de un Filtro Grueso Ascendente en Serie



**Figura 9.3** Filtro grueso ascendente en capas con tres unidades en paralelo. La cubierta removible contribuye a disminuir el crecimiento de algas y a facilitar el mantenimiento de las unidades. Parcelación El Retiro, Cali, Colombia, 1997.

Básicamente un filtro grueso ascendente está compuesto de:

- Cámaras de filtración, con 1, 2 ó 3 compartimientos
- Lecho filtrante
- Estructuras de entrada y salida
- Sistema de drenaje y cámara de lavado
- Accesorios de regulación y control
- Dispositivos para la limpieza superficial

### 9.1.1 Cámaras de Filtración

La altura total del filtro está determinada por la altura del lecho de grava (incluyendo la capa de soporte), el nivel de agua sobrenadante, la altura de agua adicional para facilitar y mejorar el lavado hidráulico y el borde libre.

Normalmente la altura total del filtro está en el rango de 1.1 a 1.5 m, con mayores alturas en los FGAC. Las paredes pueden ser verticales ó inclinadas, construidas generalmente en concreto reforzado, ferrocemento ó mampostería estructural y de forma rectangular ó circular.

### **9.1.2 Lecho Filtrante**

El lecho filtrante normalmente consiste de 5 capas de grava con tamaños diferentes, variando entre 25 y 1.6 mm en la dirección del flujo y distribuidas en 1, 2, ó 3 compartimientos. Las características de las capas de grava (tamaño del material y espesor del lecho) deben ser seleccionadas cuidadosamente con el fin de optimizar tanto el funcionamiento hidráulico como el mantenimiento de las unidades. Usualmente, los primeros 0.20 a 0.40 m de grava en contacto con el sistema de drenaje, constituyen el lecho de soporte, cuyo tamaño depende del diámetro de los orificios del múltiple y del tamaño de grava predominante en la unidad.

En el ítem 9.2 se presentan los tamaños de grava y longitudes de lecho para las alternativas FGAC y FGAS recomendados por Cinara - IRC con base en el seguimiento realizado a sistemas FiME tratando diferentes fuentes superficiales en Colombia. Los resultados indican que a menor riesgo sanitario en el agua cruda, mayor velocidad de filtración puede ser especificada, o menor longitud de lecho filtrante es requerida.

Un incremento en la longitud de lecho filtrante implica, mayor tiempo de retención; mayor volumen para acumulación de lodo, de microorganismos, de materia orgánica, etc., y por consiguiente, mayor eficiencia en el proceso de remoción. Sin embargo las condiciones de lavado del lecho filtrante se vuelven más exigentes, requiriendo en consecuencia, tasas de lavado más altas que las especificadas para un lecho de menor longitud.

### **9.1.3 Estructuras de Entrada y Salida**

La estructura de entrada tiene por objeto disipar energía, controlar, medir y eliminar excesos de caudal, tal como se ilustra en la figura 9.4. Esta estructura consiste de un canal pequeño que conduce el agua previamente acondicionada hasta la cámara de entrada a los filtros gruesos. Previo a la descarga sobre la cámara de carga, el flujo es aforado por un vertedor cuyas características hidráulicas dependen entre otros factores, de la cantidad de agua a medir y de la pérdida de carga disponible. Para facilitar el registro de la medición, principalmente a operadores con bajo nivel de escolaridad, se sugiere fijar sobre la pared vertical del canal de acceso y antes del vertedor, una rejilla de aforo, debidamente calibrada, cuyos detalles son presentados en el anexo 4.



**Figura 9.4** Estructura de entrada a unidades de filtración gruesa. Universidad Javeriana, Cali, Colombia, 1997.

A través de la cámara de carga se realiza el control sobre la operación de los filtros, pues un incremento en el nivel de agua en la cámara, significa un aumento en la resistencia hidráulica del filtro grueso. Al inicio de la carrera de filtración y con lecho limpio, se genera una diferencia estática entre el nivel de agua en la cámara de entrada y la superficie del agua en el filtro, cuyo valor debe ser igual a la sumatoria de pérdidas de carga entre los dos puntos, para el caudal de operación de la unidad. Esta diferencia se incrementa a través de la carrera de filtración dada la colmatación progresiva de la unidad. El incremento de pérdida de carga es compensado con el aumento en el nivel de agua en la cámara de entrada al filtro grueso.

Al realizar las actividades de operación y mantenimiento de los filtros gruesos como se indica en el ítem 9.4, se disminuye la pérdida de carga. Una buena limpieza debe disminuir el nivel de agua en la cámara de entrada hasta valores similares a los inicialmente obtenidos con filtro limpio. El aumento progresivo del nivel de agua en esta cámara aún después del lavado, indica acumulación de lodo en las unidades de prefiltración y aunque este hecho pueda ser inevitable, no se deben suspender las rutinas de mantenimiento; por el contrario, en períodos con turbiedad alta, las rutinas deben aumentarse.

Una pérdida de carga acumulada cercana a 0.30 m es el valor máximo recomendado en un filtro grueso y el que sólo se alcanza, después de varios años de operación continua, siguiendo lo indicado en el ítem 9.4. El correcto dimensionamiento de la cámara de entrada, facilita las actividades de operación y mantenimiento y elimina la entrada de aire a las unidades de filtración gruesa, contribuyendo a un mejor funcionamiento hidráulico.

La cámara de salida permite la recolección del agua filtrada, a través de orificios proyectados en la pared vertical del filtro grueso y localizados entre 0.02 y 0.05 m por encima del nivel superficial de grava. El nivel

de agua máximo en la cámara debe posibilitar la descarga libre del agua afluente prefiltrada y por consiguiente la aeración de la misma. En los casos donde se utiliza la alternativa FGAS, la cámara de salida sirve como dispositivo de entrada a la siguiente unidad de filtración gruesa. En consecuencia, al dimensionar esta cámara se deben considerar las variaciones en el nivel de agua debidas a la pérdida de carga en el medio filtrante.

#### **9.1.4 Sistema de Drenaje y Cámara de Lavado**

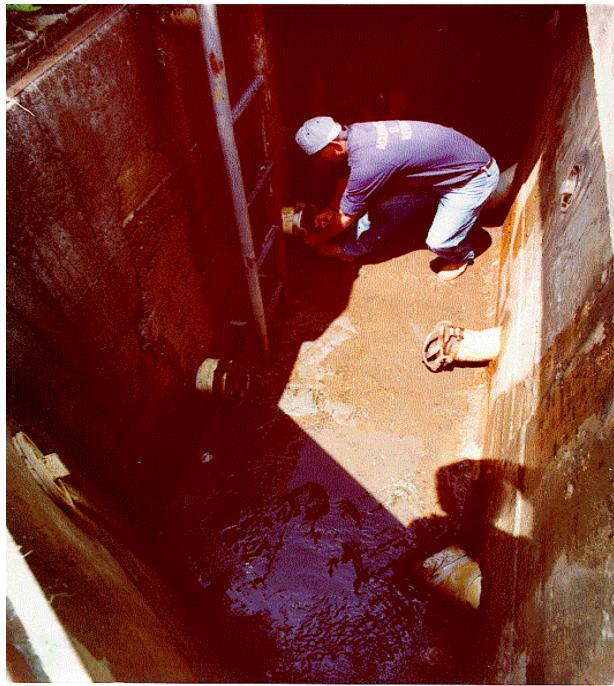
Dada la condición de flujo ascendente de los filtros gruesos, el sistema de drenaje se proyecta para cumplir con dos propósitos básicos: distribuir uniformemente el flujo en el área filtrante, y recolectar el agua de lavado.

Usualmente el sistema de drenaje se proyecta en tubería PVC con orificios, cubierta por una capa de grava gruesa que actúa como medio de soporte. Para facilitar el cumplimiento de los dos propósitos del sistema de drenaje, su diseño debe obedecer a los criterios propuestos para el diseño de múltiples recolectores presentados en el anexo 5. Es evidente que áreas grandes de filtración, requieren diámetros mayores en sus múltiples recolectores y por consiguiente mayor altura del lecho de soporte.

Para facilitar la limpieza hidráulica del filtro se instala una válvula de apertura rápida (VAR) en la tubería de drenaje, (ver anexo 4). La VAR puede ser tipo bola ó mariposa y se especifica de diámetro igual al de la tubería de drenaje principal; bajo toda circunstancia debe ser hermética, simple de operar y mantener y sus partes libres de generar corrosión o inscrustación.

La diferencia estática entre el nivel de agua superficial en el filtro grueso y el punto de descarga de la tubería de drenaje a la atmósfera, es el parámetro clave para determinar la carga de lavado, cuyo valor mínimo de diseño no debería ser inferior a  $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hr}$ . Las experiencias de diseño y el seguimiento a proyectos piloto y a escala real indican que la descarga de la tubería de drenaje, debe ubicarse entre 1.5 y 2.0 m por debajo de la losa de fondo del filtro grueso; sin embargo este valor debe ser justificado con base en cálculos hidráulicos en cada situación.

Con base en lo anterior, los desagües del sistema de tratamiento deben ser generalmente profundos, con implicaciones en los costos de construcción, particularmente en zonas planas. Experiencias con plantas a escala real y piloto han mostrado que donde la profundidad de los desagües, sea un limitante, es preferible disminuir la profundidad de la tubería de descarga e incrementar las labores de mantenimiento. Desagües profundos y con baja pendiente, pueden generar represamientos del agua de lavado, lo que a su vez podría afectar la salud del operador por contacto directo con agua de alto riesgo sanitario, ver figura 9.5.



**Figura 9.5** Cámara

general de desagües. Planta FiME, El Retiro, Cali, Colombia, 1997.

Las VAR se ubican en las cámaras de descarga, las cuales pueden ser construidas de manera individual o colectiva, donde varias válvulas descargan a un punto común. En la decisión, se consideran aspectos topográficos, hidráulicos y criterios económicos; las cámaras deben ser amplias, seguras y permitir el fácil acceso y maniobrabilidad del operador. En su diseño deben incluirse tapas o cubiertas removibles, al igual que escaleras de acceso. La tubería de desagüe que transporta el agua de lavado, efluente de la cámara, debe ser calculada para el máximo caudal de lavado y descargar en un sitio cuya disposición no ponga en riesgo la estabilidad de las estructuras ni de su entorno en general, incluyendo la salud de la comunidad.

#### **9.1.5 Accesorios de Regulación y Control**

Los accesorios utilizados en las unidades de Filtración Gruesa incluyen válvulas para regulación de caudal, vertederos de aforo y rellenas de aforo, dispositivos que se instalan en la estructura de entrada de cada etapa de tratamiento.

#### **9.1.6 Dispositivos para la Limpieza Superficial**

En las paredes verticales perimetrales de los filtros gruesos, a regular distancia y entre 0.02 y 0.05 m arriba del nivel de grava de cada módulo, se instalan pasamuros soldados a adaptadores de limpieza PVC, con el fin de evacuar el agua del lavado durante la limpieza manual superficial del lecho de grava. Los adaptadores permanecen cerrados durante la operación normal de filtración y se abren durante la limpieza superficial. Un mínimo de dos (2) pasamuros pueden ser instalados por cada muro perimetral, con diámetros de 50 mm, para áreas de prefiltración por modulo inferior a  $15 \text{ m}^2$  y 100 mm para áreas hasta de  $25 \text{ m}^2$ . Las descargas de los pasamuros deben ser recogidas a través de canaletas perimetrales para luego ser transportadas y descargadas al sistema de drenaje general de la planta de tratamiento o a la cámara de lavado, indicada en el ítem 9.1.4.

## **9.2 CRITERIOS DE DISEÑO**

En la tabla 9.1 se resumen los criterios de diseño para filtros gruesos ascendentes, basados en la experiencia con unidades experimentales y plantas a escala real, evaluadas en el marco del Proyecto de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua, desarrollado en Colombia por Cinara-IRC.

La selección del número de unidades (1, 2 ó 3), velocidad de filtración y longitud de lecho filtrante, dependen del riesgo sanitario presente en el agua cruda, de la eficiencia de remoción del filtro grueso y de los requerimientos de calidad del agua efluente. En la tabla 9.2 se presentan los tamaños y alturas de lecho filtrante para las alternativas de FGAC, FGAS2 y FGAS3. También se incluye información sobre tamaño y espesor del lecho de soporte.

**Tabla 9.1** Guías de Diseño para Filtros Gruesos Ascendentes.

Criterio	Valores Recomendados
Período de diseño (años)	8 - 12
Período de operación (h/d)	24
Velocidad de filtración (m/h)(*)	0.3 - 0.6
Número de unidades en serie	
. FGAC	1
. FGAS	2 - 3
Lecho Filtrante	
Longitud total (m)	
. FGAC	0.60 - 0.90
. FGAS	1.15 - 2.35
Tamaño (mm)	Según tabla 9.2
Lecho de soporte total	
. Longitud (m)	0.30 - 1.25
. Tamaño (mm) (**)	Según tabla 9.2
Altura sobrenadante de agua (m)	0.10 - 0.20
Carga estática de agua para lavado en contraflujo (m) (***)	2.5 - 3.0
Área de filtración por unidad (m <sup>2</sup> )	15 - 25

(\*) A mayor contaminación del agua afluente, menor velocidad de filtración.

(\*\*) Depende del tamaño de grava predominante en cada unidad, del tamaño de grava en contacto con lecho de soporte y del diámetro de los orificios en el múltiple; dado lo anterior, en algunos casos la altura del lecho de soporte puede ser superior a lo indicado en la tabla 9.1.

(\*\*\*) Diferencia entre el nivel de agua máximo en el filtro grueso ascendente durante el lavado y el nivel de descarga de la tubería de drenaje en la cámara de lavado.

**Tabla 9.2** Lecho filtrante recomendado para Filtros Gruesos Ascendentes

Lecho Filtrante (mm)	Altura (m)					
	FGAC	FGAS 2		FGAS 3		
		1	2	1	2	3
19 - 25	0.30*	0.30*		0.30*	0.20*	
13 - 19	0.20 - 0.30	0.30 - 0.45	0.20*	0.15	0.15*	0.15*
6 - 13	0.15 - 0.20	0.30 - 0.45	0.15*	0.45 - 0.75	0.15*	0.15*
3 - 6	0.15 - 0.20		0.30 - 0.45		0.40 - 0.70	0.15*
1.6 - 3	0.10 - 0.20		0.25 - 0.40			0.45 - 0.75
<b>Total (m):</b>						
• Soporte	0.30	0.30	0.35	0.30	0.50	0.45
• Lecho Filt.	0.60 - 0.90	0.60 - 0.90	0.55 - 0.85	0.60 - 0.90	0.40 - 0.70	0.45 - 0.75

\* Lecho de soporte

Para ríos de ladera con bajos niveles de contaminación, es decir, turbiedades inferiores a 20 UNT y coliformes fecales menores a 10000 UFC/100 ml, se puede especificar un FGAC, con altura de lecho filtrante mínima de 0.60 m (no incluye lecho de soporte). Para fuentes superficiales de valle con un nivel de contaminación mayor se debe incrementar la longitud del lecho filtrante y/o variar la velocidad de filtración según el riesgo. Otra alternativa viable consiste en aumentar el número de unidades de filtración, pasando a sistemas FGAS2 ó FGAS3.

### 9.3 EFICIENCIAS DE REMOCION

En la tabla 9.3 se presentan remociones típicas encontradas en sistemas de filtración gruesa ascendente, tanto en capas como en serie, tratando aguas superficiales de valle y de ladera. Los filtros gruesos operaron con velocidades de filtración entre 0.30 m/h y 0.75 m/h, con lechos filtrantes entre 1.0 y 1.55 m de longitud. El agua tratada por estas unidades fue sometida previamente a tratamiento por FGDi, con velocidades de filtración iguales ó inferiores a 3.0 m/h.

Los filtros gruesos de flujo ascendente constituyen la segunda etapa de tratamiento, orientada a minimizar el número de partículas gruesas y a disminuir la concentración de las más pequeñas. En este sentido remociones importantes en sólidos suspendidos, al igual que en hierro, manganeso y coliformes fecales han sido registradas.

**Tabla 9.3** Eficiencias típicas de tratamiento para Filtros Gruesos Ascendentes

Parámetro	Reducción Típica
Sólidos Suspendidos	Alcanza hasta el 95%, siendo 90% el valor comúnmente reportado en fuentes superficiales con altos contenidos de material suspendido, en el rango de 50 a 200 mg/l. En fuentes con material suspendido en el rango de 5 a 50 mg/l, se reportan remociones del orden del 50 al 90%.
Turbiedad	Entre 50 y 80% en fuentes superficiales de valle, siendo mayores para los FGAS.
Color Real	En fuentes superficiales de ladera la remoción está en el rango 50 - 90% Remociones entre 20 y 50%
Hierro y Manganeso	Alrededor del 50%
Coliformes Fecales	Reducciones entre 0.65 y 2.5 unidades log, siendo mayor para FGAS tratando agua con contaminación bacteriológica en el rango de 20000 a 100000 UFC/100 ml y contenido de sólidos suspendidos entre 20 y 200 mg/l. La menor eficiencia se presentó con fuentes de calidad bacteriológica entre 500 y 20000 UFC/100 ml.

## **9.4 OPERACION Y MANTENIMIENTO**

La operación de los filtros gruesos ascendentes está relacionada con el control de la velocidad de filtración y el control de la calidad de agua efluente. El mantenimiento está asociado con los lavados y las acciones tendientes a prevenir o reparar daños.

En general, las actividades de operación y mantenimiento se dividen en diarias, periódicas y eventuales. Las actividades diarias permiten al operador tener un control sobre el funcionamiento de la planta frente a cambios en la calidad de agua afluente, de esta manera puede implementar los correctivos del caso. Para facilitar la labor del operador, las estructuras deben poseer todas las válvulas y accesorios para regulación y control de flujo.

La medición de pérdida de carga permite al operador tener control sobre las rutinas de mantenimiento y eficiencias de las unidades. Para facilitar la lectura de la pérdida de carga, se puede trasladar el nivel de agua en la superficie del filtro grueso a la cámara de entrada; este nivel puede ser señalado con pintura a prueba de agua, a partir del cual el operador puede determinar fácilmente la pérdida de carga, midiendo la diferencia entre esta línea y el nivel de agua presente en la cámara. En la tabla 9.4 se relacionan los pasos a seguir para efectuar estas actividades.

**Tabla 9.4**

Actividades diarias de operación y mantenimiento en filtros gruesos ascendentes

Actividad	Acciones claves
Medición y control de caudal	Chequear nivel de agua en la rejilla de aforo de cada unidad. Ajustar válvula de entrada, según se requiera, hasta alcanzar el caudal de operación del filtro.
Medición de turbiedad	Medir turbiedad del agua a la entrada del filtro grueso ascendente, utilizando el equipo de campo. Cerrar válvula cuando la turbiedad del agua afluente sea mayor que el valor previsto para operación normal
Retiro de material flotante Registro de información	Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa. Anotar en el libro de registro diario los valores de turbiedad del agua afluente y efluente al filtro grueso, fecha de lavado del filtro, cambios en el caudal durante el día, si se efectúan.
Medición de pérdida de carga	Medir nivel de agua en la cámara de entrada al filtro. Lavar el filtro cuando la pérdida de carga sea mayor que el valor esperado al finalizar la carrera de filtración.

En la tabla 9.5 se indican las actividades periódicas del filtro. El lavado de las unidades deberá efectuarse con mayor frecuencia cuando se presenta deterioro en la calidad de agua afluente, incrementando la pérdida de carga por encima del valor normalmente alcanzado cada semana, al finalizar cada carrera de filtración.

En algunas circunstancias al finalizar la carrera de filtración semanal, la pérdida de carga puede presentar variaciones mínimas que a juicio del operador no ameritan la ejecución del lavado, sin embargo es necesario tener mucho cuidado con este parámetro, pues el hecho de no lavar oportunamente, puede producir la compactación del material removido y almacenado en el interior de la unidad, ocasionando ineficiencia del lavado, aumento en la pérdida de carga, incremento en las actividades de operación y mantenimiento y disminución en la eficiencia del proceso de tratamiento. Una ilustración del mantenimiento de un filtro grueso se presenta en la figura 9.6.

En forma similar a lo que ocurre en el FGD, después del lavado, la pérdida de carga debe reducirse hasta el valor que normalmente se presenta al inicio de cada carrera de filtración (cada semana). Las causas de que esta reducción no se presenten pueden ser debidas a:

- Entrada de aire al sistema de drenaje.
- Lavado ineficiente.
- Obstrucción de la tubería de drenaje.
- Obstrucción completa del medio filtrante.

**Tabla 9.5** Actividades Periódicas de Operación y Mantenimiento

Actividad	Acciones claves
<b>Lavado semanal del filtro</b> Limpieza cámara de entrada Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)  Limpieza cámara de salida Poner en funcionamiento  Revisar eficiencia del lavado del filtro	Desprender material adherido en el fondo y en paredes de la cámara. Utilizar cepillo con cerdas metálicas o material sintético. Medir pérdida de carga. Cerrar entrada de agua a la unidad. Cerrar salida de agua filtrada. Abrir y cerrar 10 veces seguidas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al afluente. Cerrar válvula  Abrir entrada de agua y llenar filtro. Desprender material adherido al fondo y paredes de la cámara. Abrir salida de agua hacia el filtro lento cuando el efluente de la unidad recién lavada haya aclarado. <sup>(1)</sup> Medir pérdida de carga y comparar con valor medido antes del lavado, si es mayor volver a lavar el filtro.
<b>Lavado mensual del filtro</b> Limpieza cámaras de entrada y salida Limpieza superficial de la grava  Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)	Desprender material adherido al fondo y paredes de cámaras, con un cepillo de cerdas metálicas o sintéticas. Cerrar salida de agua filtrada. Abrir tapones laterales ó adaptadores de limpieza. Remover la superficie de la grava, hasta que el agua de lavado aclare, utilizando una pala metálica. Cerrar tapones laterales. Cerrar entrada de agua. Realizar dos drenajes del filtro siguiendo las recomendaciones del lavado semanal. Antes de iniciar el segundo lavado, llene el filtro.

Abrir entrada de agua.  
Abrir salida de agua.

- <sup>(1)</sup> Eventualmente el efluente de la unidad se deteriora después del lavado, el operador debe estar atento para realizar los correctivos del caso.



**Figura 9.6**  
Lavado superficial de un filtro grueso ascendente en capas. Los Chancos, municipio de San Pedro, Colombia, 1997.

En los dos primeros casos se debe drenar nuevamente el filtro; en el tercer caso, se debe introducir una sonda por el adaptador de

limpieza conectado a la tubería de drenaje, localizado en la cámara de lavado por encima de la válvula de drenaje. En el cuarto caso se debe proceder la extracción total del lecho filtrante; antes de efectuar esta actividad se debe constatar que efectivamente la obstrucción del lecho es total, pues es una actividad costosa y dispendiosa frente a las actividades de mantenimiento rutinarias. La obstrucción total se constata si al efectuar lavados consecutivos en la unidad no se logra la reducción de la pérdida de carga y si el caudal que sale por la válvula de drenaje es muy inferior a lo normal. En la tabla 9.6 se indican los pasos a seguir para el retiro, lavado manual y reinstalación de todo el material filtrante en el filtro grueso ascendente.

## 9.5 COSTOS

La diferencia en los costos de operar y mantener un sistema de filtración gruesa ascendente en serie o en capas, está representada por el tiempo requerido por el operador al efectuar la limpieza superficial de cada filtro, y por la cantidad de agua empleada al lavar uno u otro sistema. Existe sin embargo una mayor diferencia en términos del tiempo que debe permanecer cada sistema de filtración gruesa fuera de operación por ejecución del lavado, particularmente durante el lavado mensual, ya que para efectuar el mantenimiento de las segundas y tercera etapas, se hace necesario esperar el llenado de la (s) etapa (s) previa(s), una vez concluido el lavado.

**Tabla 9.6**

**Actividades Eventuales en los Filtros Gruesos Ascendentes**

Actividad	Acciones claves
Retiro y lavado de la grava	<p>Cerrar salida de agua hacia filtros lentos.</p> <p>Cerrar entrada de agua al filtro grueso.</p> <p>Drenar unidad a través de VAR.</p> <p>Retirar capas de grava, procurando que éstas no se mezclen entre sí y evitando la pérdida de material.</p> <p>Medir espesor de las capas que se retiran.</p> <p>Lavar capas de grava en forma separada.</p> <p>Tamizar fracciones de grava que estén mezcladas.</p> <p>Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro.</p> <p>Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al que tenían antes de ser retiradas para el lavado.</p> <p>Llenar filtro en forma ascendente.</p> <p>Realizar varios drenajes, siguiendo las recomendaciones del lavado semanal.</p> <p>Abrir salida de agua hacia filtros lentos.</p>

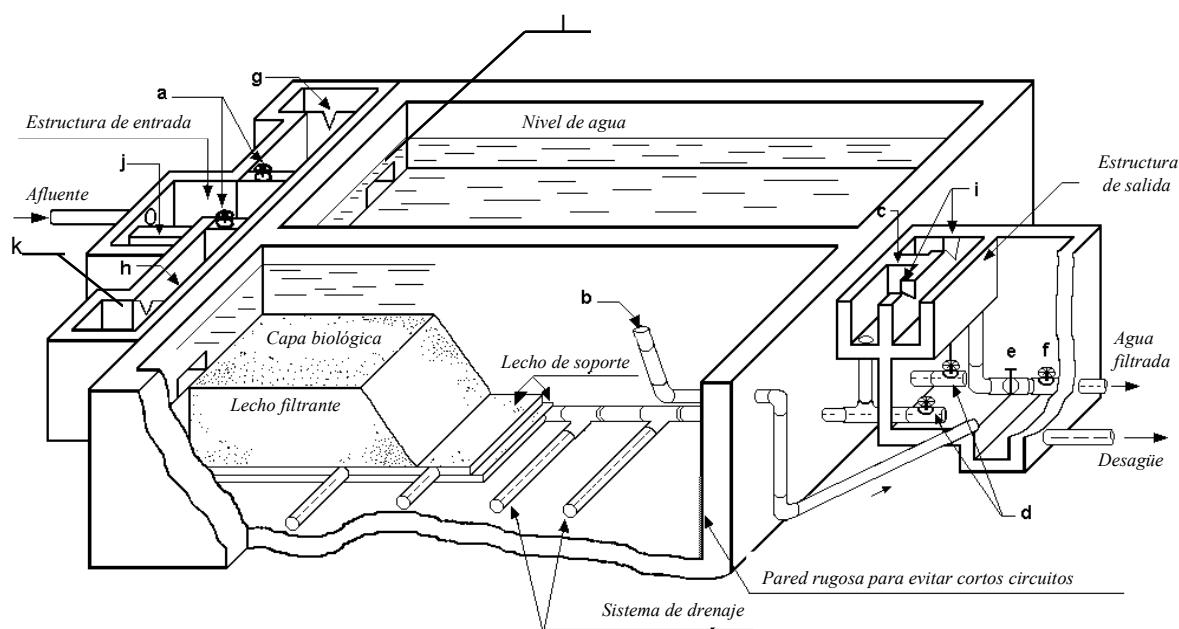
## 4. FILTRACION LENTA EN ARENA

Este capítulo tiene como base la publicación del IRC - Cinara, (1992) *Filtración Lenta en Arena Tratamiento de Agua para Comunidades, Planeación, Diseño, Construcción Operación y Mantenimiento* e información desarrollada en el marco de proyectos de investigación y desarrollo que han sido realizados por Cinara en colaboración con diferentes instituciones en Colombia. En consecuencia, se presenta una descripción general de un filtro lento en arena y sus principales componentes, consideraciones de diseño, aspectos constructivos y aspectos de operación y mantenimiento.

### 4.1 DESCRIPCION GENERAL

Una unidad de filtración lenta en arena consta básicamente de los siguientes elementos, ilustrados en la figura 10.1.

- Caja de filtración y su estructura de entrada.
- Lecho filtrante
- Capa de agua sobrenadante
- Sistema de drenaje, que incluye lecho de soporte y cámara de salida
- Conjunto de dispositivos para regulación, control y rebose de flujo.



**Figura 10.1** Componentes básicos de un FLA con control a la entrada.

Una descripción específica de estos componentes se desarrolla a continuación:

- a. Válvula para controlar entrada de agua pretratada y regular velocidad de filtración
- b. Dispositivo para drenar capa de agua sobrenadante, “cuello de ganso”.
- c. Conexión para llenar lecho filtrante con agua limpia
- d. Válvula para drenar lecho filtrante
- e. Válvula para desechar agua tratada
- f. Válvula para suministrar agua tratada al depósito de agua limpia

- g. Vertedero de entrada
- h. Indicador calibrado de flujo
- i. Vertedero de salida.
- j. Vertedero de excesos
- k. Cámara de entrada a FLA
- l. Ventana de acceso a FLA

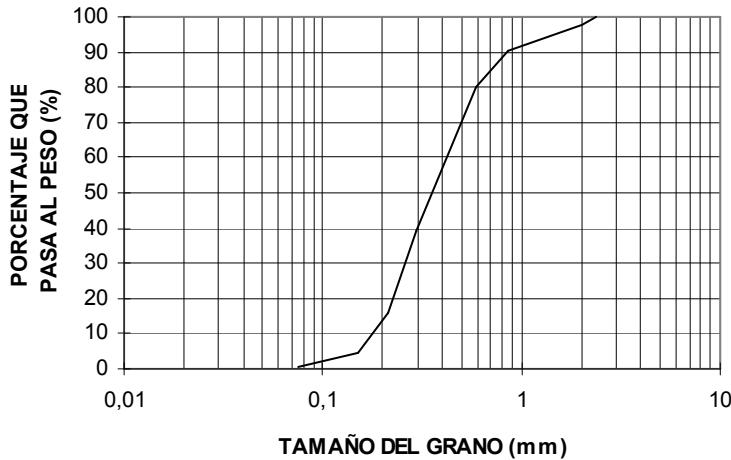
### **10.1.1 Caja de filtración y estructura de entrada.**

La caja del filtro posee una área superficial condicionada por el caudal a tratar, la velocidad de filtración y el número de filtros especificados para operar en paralelo. Las experiencias en Colombia indican que la altura total del FLA puede oscilar entre 1.80 m y 2.10 m, dependiendo del espesor de la capa de arena, de la altura de agua sobrenadante y del sistema de drenaje empleado. Para el caso descrito en el presente documento, la altura del sistema de drenaje está alrededor de 0.25 m, mientras que otras opciones reportadas en la literatura pueden alcanzar hasta 0.50 m. Las cajas de filtración pueden ser construidas de hormigón reforzado, ferrocemento, concreto ciclópeo o mampostería estructural y sus paredes pueden ser verticales o inclinadas.

La estructura de entrada a las unidades de filtración lenta debe permitir controlar el caudal afluente, disipar energía, distribuir flujo y verter excesos tal como se presentó en la figura 9.3 para el caso de los filtros gruesos ascendentes. La estructura consta de un vertedor de excesos, canales o conductos para distribución, dispositivos para medición y control de flujo, cámara de entrada y ventana de acceso al filtro propiamente dicho. A través de la cámara de entrada al FLA se disipa la energía de posición generada entre el nivel de agua en el canal de acceso y el nivel de agua en el FLA. La energía es máxima cuando el nivel de agua en el filtro es mínimo. La cámara es una estructura simple con dimensiones superficiales de 0.8 x 0.8 m aproximadamente y 1.0 m de profundidad, construida en mampostería ó concreto. Sobre el fondo de la cámara y con profundidad de 0.20 m se colocan cantos rodados con tamaños entre 0.10 m y 0.20 m, que contribuyen a amortiguar el impacto de caída. La ventana de acceso, comunica la cámara de entrada con el FLA propiamente dicho; la velocidad de paso del agua a través de la ventana debe ser inferior a 0.10 m/s. El borde inferior de la ventana coincide en el nivel máximo de arena en el FLA (figura 10.1).

### **10.1.2 Lecho Filtrante**

La selección del tamaño de los granos del medio filtrante es un factor crucial en el rendimiento del filtro; un tamaño efectivo con grano fino mejorará la eficiencia del proceso de tratamiento, aunque aumentará las pérdidas de carga inicial (Bellamy et al., 1985). La adecuada selección de arena incluye entre otros los siguientes factores: tamaño y distribución de los granos, contenido de impurezas y grado de solubilidad del material. El tamaño de los granos se determina con base en el diámetro efectivo  $d_{10}$ , y su distribución granulométrica por el coeficiente de uniformidad  $C_u$ . El  $d_{10}$ , es la abertura del tamiz a través del cual pasa el 10% (en peso) de los granos. El coeficiente de uniformidad es la relación entre el diámetro efectivo y la abertura del tamiz a través del cual pasa el 60% (en peso) de los granos,  $d_{60}$ . En consecuencia,  $C_u = d_{60}/d_{10}$ . Se recomienda arena relativamente fina con diámetro efectivo entre 0.15 y 0.30 mm y coeficiente de uniformidad menor de 5 y preferiblemente entre 2.0 y 4.0 (Di Bernardo y Escobar, 1996). En la figura 10.2 se ilustra la distribución de tamaños y granos de una muestra de arena, tomada en un río de valle.



**Figura 10.2** Curva granulométrica de una muestra de arena tomada del río Cauca, Colombia, 1996.

Generalmente se selecciona arena como medio filtrante dado que es un material inerte, granular, económico y de fácil consecución. Al colocarse dentro del filtro, el material debe estar limpio, libre de arcilla, limo y materia orgánica. En la práctica, asegurar la limpieza de la arena es una actividad muy importante y de mucho cuidado, que implica un arduo y prolongado trabajo, generando en consecuencia costos importantes por mano de obra y agua de lavado. El suministro de material filtrante total ó parcialmente sucio, interfiere con el proceso de tratamiento y obliga después de un corto tiempo de operación, a la extracción de la arena para su correcto lavado y posterior colocación.

La limpieza periódica del FLA se realiza mediante el raspado y retiro de 0.01 ó 0.02 m de arena superficial, labor que implica una reducción gradual en la altura inicial del lecho, que en ningún caso debe ser inferior a 0.5 m; cuando el nivel mínimo de arena sea alcanzado, debe rellenarse la unidad, proceso que se indica en el ítem de operación y mantenimiento.

Dos especificaciones adicionales sobre la calidad del arena son realizadas por (Visscher et al., 1987). La primera relacionada con el contenido de lodo, que no debe ser mayor al 1% en volumen antes de instalarse en el filtro. El contenido de lodo se determina, colocando 100 ml de agua limpia en un cilindro graduado al cual se le acondiciona una muestra de arena hasta alcanzar 200 ml; se agita vigorosamente la combinación, dejándola sedimentar entre 5 y 10 minutos. Visualmente se identifica el volumen del depósito de sedimento formado en la superficie de la arena, el cual se reporta con relación al volumen de arena.

La segunda especificación hace referencia al contenido de carbonato de calcio, pues su dilución gradual aumenta la dureza del agua tratada. Por tanto, la solubilidad de la arena en ácido clorhídrico no debe exceder el 5% después de 30 minutos de iniciada la prueba.

Cuando las características de la arena no cumplen con las especificaciones granulométricas indicadas en el ítem 10.2.1, se hace necesario investigar, en otras fuentes ó bancos de suministro. Si las nuevas opciones tampoco cumplen las especificaciones indicadas, se pueden combinar arenas de diferentes bancos ó fuentes en proporciones a definir según las circunstancias. Este método de ensayo y error en peso, proporciona los factores de combinación posibles, requeridos para alcanzar las especificaciones del proyecto a escala real.

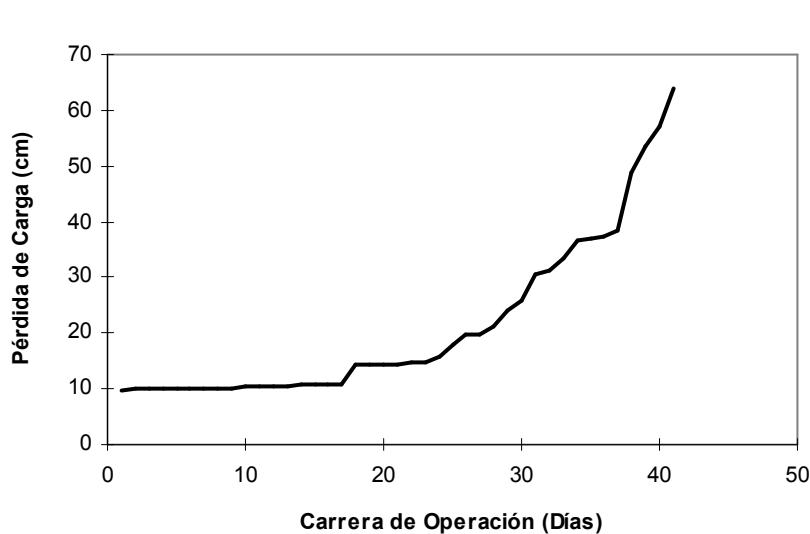
### 10.1.3 Capa de agua sobrenadante

La altura de agua sobrenadante proporciona la carga hidráulica necesaria para permitir el paso del agua a través del lecho de arena, ser colectada por el sistema de drenaje, llegar a la cámara de salida y pasar por el vertedero de aforo. En un filtro con control a la entrada, la carga inicial es cercana a 0.05 m, valor que gradualmente se incrementa hasta alcanzar el nivel máximo, oscilando entre 0.60 y 0.80 m. El valor más alto se recomienda para afluentes con gran variación en su calidad.

Hasta 1992 la altura de agua sobrenadante adoptada por Cinara a nivel de diseño fue de 1.0 m; sin embargo, evaluaciones posteriores a proyectos construidos a escala real muestran un comportamiento de tipo exponencial en la pérdida de carga de un FLA, como se presenta en la figura 10.3. A través del 85% de la carrera de filtración se desarrolla 0.40 m de pérdida de carga, mientras en el 15% restante alcanza hasta 0.55 m. La duración promedio de carrera de filtración fue de 75 días con turbiedades afluente al FLA entre 7 y 14 UNT. La pérdida fue medida tomando como referencia la cota del vertedor de salida. En consecuencia, la altura de agua sobrenadante recomendada es de 0.70 m.

Un dispositivo móvil con desplazamiento vertical desarrollado por Cinara presentado en la figura 10.4 con detalles constructivos en el anexo 4, denominado "cuello de ganso", empotrado en una de las paredes verticales del FLA, permite realizar las siguientes operaciones:

- Funcionar como rebose cuando el FLA ha desarrollado su pérdida de carga máxima.
- Drenar el agua sobrenadante, cuando el FLA requiere mantenimiento.
- Eliminar material flotante de la superficie del FLA.



**Figura 10.3** Pérdida de carga de un filtro lento en arena.



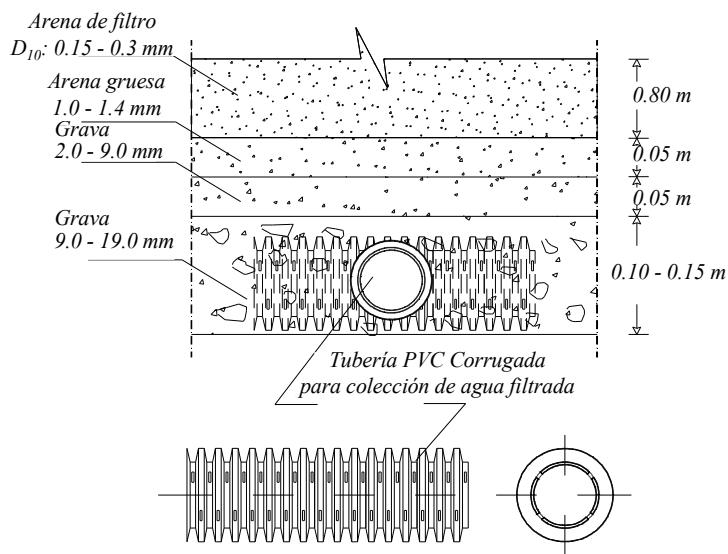
**Figura 10.4** Actividades de mantenimiento de un FLA. Operación del “Cuello de Ganso”. La Sirena, Cali, Colombia, 1997.

#### 10.1.4 Sistema de drenaje y cámara de salida

El sistema de drenaje en un FLA debe cumplir tres funciones básicas:

- Soportar el material filtrante e impedir su arrastre a través del lecho de grava y dispositivos de colección y transporte.
- Asegurar la recolección uniforme del agua filtrada en toda el área de filtración.
- Permitir el llenado ascendente de los FLA y la distribución uniforme del agua de llenado, bien sea durante el arranque inicial ó después del raspado de cualquier módulo de filtración.

El sistema de drenaje consta de un dren principal y sus respectivos conductos laterales que pueden construirse a partir de tuberías perforadas, tuberías corrugadas, ladrillo sobre ladrillo, losas prefabricadas de hormigón sobre vigas de hormigón o baldosas de hormigón sobre cuartos de baldosas. Independiente del material empleado, los laterales deben ser cubiertos con un lecho de grava debidamente gradada. El lecho de grava se constituye en una interfase entre la arena fina y los orificios de colección, evitando la penetración del material filtrante al sistema de drenaje; una capa de arena gruesa entre el lecho de grava y la arena fina complementa la interfase. El espesor del lecho de grava incluyendo la capa de arena gruesa puede variar de 0.20 a 0.25 m (figura 10.5).

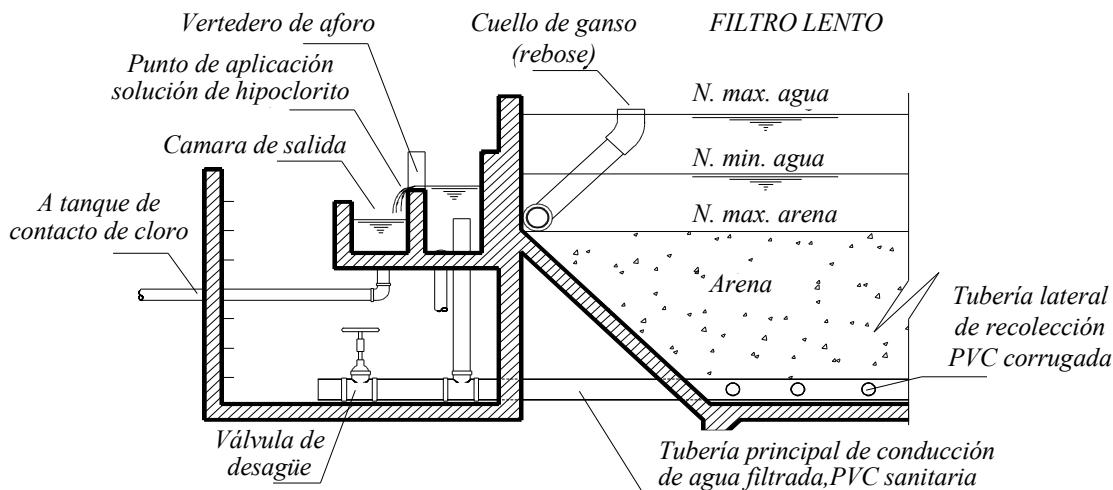


**Figura 10.5** Medio de soporte de un filtro lento en arena.

Dada la calidad del agua filtrada a colectar, se sugiere utilizar tuberías corrugadas comerciales de PVC drenaje, las cuales han mostrado economía, facilidad de transporte y ante todo buen comportamiento mecánico e hidráulico (Visscher et al., 1992). Esta tuberías conducen agua filtrada hasta el dren principal que la transporta hasta la cámara de salida, donde descarga libre a la atmósfera. El dren principal también permite drenar total o parcialmente la unidad de filtración a través de la válvula (d) especificada para tal fin en la figura 10.1.

En la cámara de salida generalmente se proyectan uno o varios vertederos que permita aforar el efluente, pero también mantener un nivel mínimo de agua por encima del nivel máximo de arena. (ver figura 10.6). Esta condición de salida previene el desarrollo de una presión inferior a la atmosférica dentro del medio filtrante y asegura el funcionamiento del filtro independiente de las fluctuaciones en el nivel del tanque de agua limpia. Las cámaras de salida están intercomunicadas entre si, facilitando el llenado ascendente de los

FLA's con agua tratada después del mantenimiento de uno cualquiera de los módulos. En la cámara de salida y en la descarga del vertedero si aplica la solución de cloro, aprovechando la turbulencia que se genera. El agua clorada es entonces transportada hasta el tanque de contacto donde se garantiza el tiempo de retención respectivo.



**Figura 10.6** Estructura de salida de un FLA..

## 10.2 CALIDAD DE AGUA.

El agua a ser tratada por FLA debería tener la mejor calidad posible, con bajos niveles de turbiedad, color, metales pesados, sustancias tóxicas, precursores de trihalometanos, algas y otros residuos químicos, como hierro y manganeso. El uso de la inspección sanitaria como herramienta para identificar la variación potencial del riesgo en la fuente debe ser utilizada tal como se indica en el ítem 2.4.

El agua de origen superficial posee diferentes características dependiendo de su procedencia. Este hecho hace que el contenido y tipo de sólidos varíe significativamente según su origen, factor que condiciona necesariamente el tipo de tratamiento a seleccionar, cuando se piensa en su remoción al considerar agua superficial como fuente de agua cruda para un sistema de abastecimiento de agua, se debe dar preferencia a lagos, embalses o represas siempre y cuando los niveles de oxígeno, algas ó color natural no generen problemas significativos en su de tratamiento. Los procesos naturales de purificación, reducen los niveles y la variación de la concentración de sólidos, simplificando las necesidades de tratamiento. El agua superficial que fluye presenta con frecuencia cambios rápidos en su calidad lo que tiende a hacer más difícil su tratamiento.

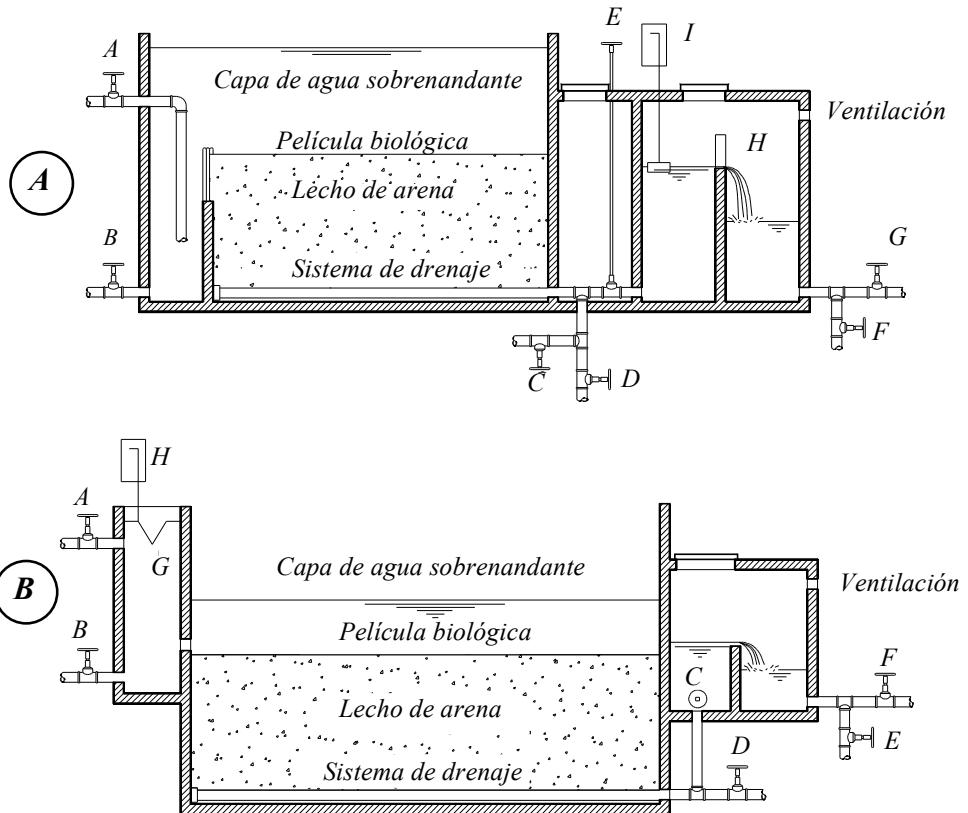
Dado que el proceso de filtración lenta es de naturaleza física y biológica, podría ser afectado por la temperatura y particularmente por grandes cambios, como puede suceder, de bajas temperaturas a condiciones extremas de calor. Bajas temperaturas tienden a disminuir la actividad biológica del filtro y por consiguiente a disminuir su eficiencia, mientras que temperaturas del agua entre 10 y 20 °C son las más favorables. Temperaturas a 20°C generan excelente tratamiento biológico, por períodos tan largos como lo permita la disminución del oxígeno disuelto.

### **10.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO**

En el mundo, existen grandes diferencias en los sistemas de FLA, dado que su aplicación depende de la calidad del agua cruda, del nivel de pretratamiento y de las condiciones locales, incluyendo la disponibilidad de materiales y capacidad de gestión y organización de la comunidad. El diseño de un FLA debe garantizar el paso lento del agua a través del lecho de arena, a razón de 0.1 a 0.3 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h, mejorándose considerablemente su calidad al reducir en ella la concentración de sólidos suspendidos y número de microorganismos (bacteria, virus, quistes).

La velocidad no debe variar significativamente y para ello, el caudal a filtrar puede ser controlado a la salida o a la entrada. En la figura 10.7 se ilustran las opciones. En ambas el sobrenadante, con una profundidad máxima del orden de 0.75 m, asegura la energía para que se dé el flujo a través del medio filtrante y de las estructuras necesarias para la recolección y transporte del efluente.

En la opción de control a la salida, el nivel del sobrenadante tiende a permanecer alto y constante, para lo cual se necesita el ajuste periódico de una válvula reguladora de pérdida de energía en el efluente que mantenga el caudal aproximadamente constante, a medida que el lecho filtrante se colmata; esta opción es tradicionalmente utilizada en Europa y en parte de las unidades que operan en Norteamérica; en su favor se argumenta la conveniencia de un volumen sobrenadante grande sobre el lecho de arena que amortigüe cambios cortos de calidad de agua y proteja el lecho de arena de congelamiento parcial del sobrenadante. En la opción de control a la entrada, el aumento gradual de pérdida de energía hidráulica en el lecho, se compensa con un aumento gradual de nivel en el sobrenadante. En esta publicación se recomienda utilizar la modalidad de control a la entrada, principalmente porque el operador puede ver el impacto de la colmatación del lecho en el aumento del nivel del sobrenadante, facilitándole la programación de las acciones de limpieza correspondientes. Esto también contribuye a simplificar las actividades de control y capacitación.



**Figura 10.7** Unidades de Filtración lenta en arena con control a): a la salida y b): a la entrada.

Las unidades de FLA operan usualmente con velocidades cercanas a 0.15 m/h pudiendo ser sobrecargadas hasta 0.2 ó 0.3 m/h, sólo durante períodos cortos en los cuales se realiza su mantenimiento. Esta actividad debe ser programada y coincidir con períodos de baja demanda en la localidad y con adecuados volúmenes de reserva en su tanque de almacenamiento. La sobrecarga de un filtro debe ser un proceso gradual que evite bajo toda circunstancia un impacto negativo en la calidad del efluente. La experiencia europea de las últimas décadas es diferente, reportando unidades que operan con velocidades de filtración de hasta 0.8 m/h sin embargo, debe tenerse en cuenta que los niveles de concentración de sólidos y de microorganismos en los afluentes a las unidades son, en general, muy bajos y las condiciones de operación y mantenimiento son confiables.

### 10.3.1 Criterios de diseño

En la tabla 10.1 se resumen los criterios de diseño presentados por varios autores con base en diferentes experiencias y circunstancias. También se incluyen los criterios recomendados por Cinara-IRC, obtenidos a partir del seguimiento y evaluación de proyectos construidos en Colombia tratando fuentes superficiales con diferentes niveles de riesgo.

La aplicación de técnicas adecuadas de pretratamiento, permitirá criterios de diseño más flexibles con un claro impacto en la ampliación de la competitividad técnica y económica de esta tecnología. La investigación en India por ejemplo, ha concluido que se puede operar un FLA a velocidades de 0.3 m/h en aguas con turbiedades menores de 5 UNT sin afectar la eficiencia bacteriológica. En Suiza y Holanda FLA's operan entre 0.6 - 0.8 m/h, tratando agua con turbiedades menores de 1 UNT y riesgo sanitario muy bajo, dado que el

afluentes al filtro ha pasado por 6 u 8 procesos previos de tratamiento con controles de calidad muy exigentes. En situaciones donde el control no se puede garantizar y los riesgos sanitarios son superiores, no es viable un gran incremento en la velocidad de filtración, dado que ello podría implicar mayor penetración de las impurezas a remover y por consiguiente, incremento en la frecuencia de limpieza y producción de mayor volumen de arena a raspar, remover, lavar y transportar. En consecuencia, para sistemas de abastecimiento de agua en comunidades rurales, pequeños y medianos municipios se recomienda una velocidad igual entre 0.1 y 0.3 m/h.

Los estudios desarrollados por Cinara - IRC en unidades FLA a escala real y piloto sobre el desarrollo de la pérdida de carga, características granulométricas y altura de lechos de arena, además del comportamiento hidráulico de manifolds, han permitido disminuir la altura total de los filtros desde valores entre 2.20 y 240 m hasta 1.90 m, hecho que contribuye significativamente a disminuir los costos de inversión inicial.

**Tabla 10.1** Criterios de diseño recomendados para unidades de filtración lenta en arena (Pyper et al., 1991) y Cinara - IRC (1997).

Criterios de Diseño	Recomendación			
	Huisman and Wood (1974)	Ten States Standards USA (1987)	Visscher et al., (1987)	Cinara, IRC (1997)
Período de operación (h/d)	24	n.e.	24	24
Período de diseño (años)	n.e.	n.e.	10 - 15	8-12
Velocidad de filtración (m/h)	0.1 - 0.4	0.08 - 0.24	0.1 - 0.2	0.1-0.3
Altura de arena (m)				
inicial	1.2	0.8	0.9	0.8
mínima	0.7	n.e.	0.5	0.5
Diámetro efectivo (mm)	0.15 - 0.35	0.30 - 0.45	0.15 - 0.30	0.15 - 0.30
Coeficiente de uniformidad				
Aceptable	< 3	≤ 2.5	< 5	<4
Deseable	< 2	n.e.	< 3	>2
Altura del lecho de soporte, incluye drenaje (m)	n.e.	0.4 - 0.6	0.3 - 0.5	0.25
Altura de agua sobrenadante (m)	1 - 1.5	0.9	1	0.75
Borde libre (m)	0.2 - 0.3	n.e.	0.1	0.1
Área superficial máxima por módulo m <sup>2</sup> .	n.e.	n.e.	<200	<100

n.e.: no especificado

Durante el mantenimiento de un FLA, los módulos restantes pueden sobrecargarse con los cuidados indicados previamente; sin embargo, al aumentar el número de módulos en paralelo, la sobrecarga en el momento del mantenimiento disminuye en las unidades en operación. Otra posibilidad interesante de sobrecarga, se puede presentar principalmente en zonas cafeteras durante el período de cosecha cuando se incrementa la población por la migración de los recolectores de café. Durante este tiempo de cosecha que coincide con época de verano (bajos niveles de turbiedad y posiblemente menor riesgo), se podría aumentar la velocidad de filtración. Es entonces muy importante, analizar los criterios de diseño y en algunas circunstancias no asumirlos literalmente, pero sí buscar su entendimiento y aplicabilidad, sin poner en riesgo la salud de la comunidad, ni la permanencia de las obras en el tiempo.

Con relación al período de diseño se solicita al lector pensar, más que en un número, procurar una buena estimación de la realidad local, considerando factores específicos, tales como, tasas de crecimiento negativas, impacto de la población flotante y aspectos socioeconómicos y geográficos. Además, en la medida que el sector de agua y saneamiento se descentraliza y se fortalece la participación del nivel local en la planificación

y administración de los servicios básicos de agua y saneamiento, es más importante que las inversiones guarden más armonía con el uso eficiente de las obras y la capacidad de pago de la población productiva presente. Estos es particularmente importante en el caso de FLA donde hay poca economía de escala.

### **10.3.2 Determinación del número de módulos de filtración.**

El área superficial total requerida por los FLA's es el resultado de la relación entre el caudal máximo diario y la velocidad de filtración seleccionada. Un mínimo de dos módulos operando en paralelo son requeridos a fin de garantizar una operación segura, continua y posibilitar la limpieza del medio filtrante alternadamente. El número de módulos puede incrementarse con un costo adicional bajo, pues este hecho aumenta la flexibilidad al ejecutar actividades de operación y mantenimiento.

El número adecuado de módulos rectangulares puede obtenerse a partir de la expresión:

$$n = (0.5) \sqrt[3]{A}$$

Donde,      n = número total de unidades rectangulares operando en paralelo.  
 A = área superficial total ( $m^2$ )

El área superficial máxima por módulo de filtración en zonas rurales de preferencia debe ser inferior a 100  $m^2$ , pues facilita su mantenimiento en un sólo día. En algunas circunstancias el área por módulo puede estar condicionada por características topográficas y geomecánicas, pero también factores hidroclimatológicos y culturales podrían condicionar el dimensionamiento de las unidades, en este caso, áreas para operación y mantenimiento.

En términos de áreas mínimas requeridas de filtración, no hay un consenso en el valor, pues éste puede depender del caudal de diseño, del comportamiento hidráulico de las unidades, de la facilidad de operación y mantenimiento, como también de garantizar la continuidad de operación de las unidades.

### **10.3.3 Dimensionamiento de módulos de filtración**

El tamaño, la forma y el número de unidades de filtración determinará la longitud total de pared ( $Lt_p$ ) en unidades de FLA. Para unidades circulares,  $Lt_p$  puede calcularse con la expresión:

$$Lt_p = 2n \left[ \pi A \right]^{0.5}$$

Donde:       $Lt_p$    = Longitud total de pared (m)  
 n           = Número total de unidades de filtración  
 A           = Área superficial de cada unidad ( $m^2$ )

Los filtros rectangulares tienen la ventaja de construirse con paredes comunes cuando las unidades se sitúan una junto a otra (figura 10.8) La longitud total de pared ( $Lt_p$ ) puede calcularse así:

$$Lt_p = 2bn + a(n+1)$$

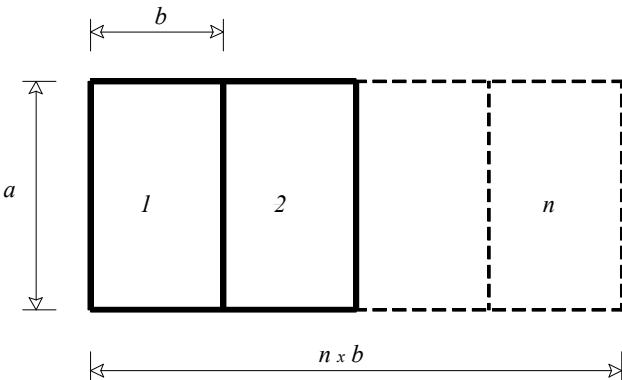
Donde:       $Lt_p$    = Longitud total de pared (m)  
 n           = Número total de unidades  
 b           = Ancho de la unidad (m)

a = Longitud de pared común por unidad (m)

**Figura**

**10.8** Disposición de un filtro lento en arena con (n) unidades rectangulares.

Para una determinada área superficial y cierto número de unidades con paredes comunes, la longitud total de las paredes variará con diferentes combinaciones de (b) y (a) y adquiere su mínima expresión cuando:



$$l = \left( \frac{2A}{n+1} \right)^{0.5} \quad \text{y} \quad b = \frac{(n+1)a}{2n}$$

Donde: a = Longitud de pared común por unidad (m)

A = Área superficial total ( $m^2$ )

n = Número de unidades

b = Ancho de la unidad (m)

Con el valor de b, la ecuación para determinar la longitud mínima  $L_m$  de pared para filtros rectangulares es:

$$\begin{aligned} L_m &= 2a(n+1) \\ &= 2[2A(n+1)]^{0.5} \end{aligned}$$

Donde:  $L_m$  = Longitud total mínima de pared (m)

a = Longitud de pared por unidad (m)

n = Número de unidades

A = Área superficial total ( $m^2$ )

Diferentes formas geométricas y diversos tipos de materiales pueden considerarse al planear la fase de diseño y construcción de los componentes principales de FiME. Los filtros gruesos y los filtros lentos pueden proyectarse con base en consideraciones topográficas, geomecánicas y disponibilidad de terreno. Algunas formas geométricas constructivas son presentadas en la figura 10.9.

#### 10.4 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.

Durante la fase de construcción tres aspectos pueden ser considerados relevantes:

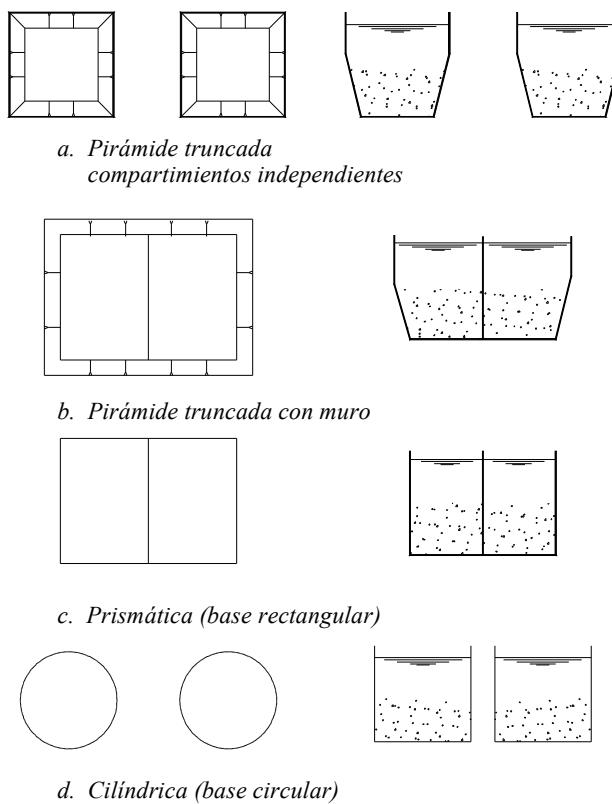
- El entendimiento del proyecto a ejecutar no solamente desde el punto de vista civil ó hidráulico, sino como proceso de tratamiento y más aún como factor generador de calidad de vida. Este hecho debe contribuir a generar una actitud de trabajo en equipo, crítica y metódica entre constructor, interventor, entes financieros y comunidad; ésta última como beneficiaria final del proyecto.

- El cumplimiento del cronograma y del presupuesto del proyecto son factores que dan aceptabilidad y credibilidad ante la comunidad y las instituciones participantes. La justificación oportuna y coherente de cualquier modificación al proyecto original, puede obviar limitaciones durante el desarrollo normal del mismo.
- El cumplimiento de especificaciones técnicas con base en lo indicado en planos de construcción, memorias técnicas y especificaciones para construcción ó calidad de materiales, son también factores que influyen en el éxito del proyecto.

**Figura 10.9** Formas típicas constructivas para los compartimientos principales de unidades de filtración gruesa y filtración lenta en arena.

Los dos últimos aspectos reflejan el avance de las obras civiles y es donde la comunidad puede involucrarse con mayor participación. La planeación y organización de “veedurías cívicas” son herramientas participativas que bien manejadas contribuyen al buen desarrollo del proyecto.

Como aspectos relevantes específicos a controlar durante la construcción, se incluyen:



- Controlar la calidad del concreto y el hierro de refuerzo, lo mismo que el cumplimiento de especificaciones para grava y arena como medios de soporte y filtrante.
- Verificar la instalación de juntas de construcción y/o dilatación con base a planos y/o especificaciones técnicas.
- Revisar la instalación de pasamuros y puntos de empalme entre losas de fondo y muros verticales, pues son focos de fugas de agua en las obras hidráulicas. Evitar líneas de flujo o cortos circuitos entre la arena y las paredes verticales del filtro lento. Para obviarlo se debe incrementar la rugosidad de la pared en contacto con la arena.
- Realizar pruebas de estanqueidad a las estructuras antes del llenado con los medios filtrantes.

Aunque estas recomendaciones son de tipo general, deben ser asimiladas y tenidas en cuenta cuando se va a llevar a cabo un proyecto de filtración en múltiples etapas. Los puntos aquí expuestos son también aplicables a otras estructuras, tales como filtros gruesos dinámicos y filtros gruesos ascendentes.

## 10.5 OPERACION Y MANTENIMIENTO

Uno de los aspectos más atractivos del FLA es la sencillez de operación y mantenimiento. Para lograr su adecuado funcionamiento es muy importante que la puesta en marcha del filtro se realice lentamente, con el fin de alcanzar la formación y maduración de la capa biológica en un tiempo más corto; en la tabla 10.2 se describen los pasos requeridos para poner en marcha el filtro lento y en la figura 10.7b se indican las válvulas y accesorios básicos para iniciar el funcionamiento de un FLA.

**Tabla 10.2** Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena.

Actividad	Acciones Claves
Llenar ascendentemente el filtro	Abastecer la unidad utilizando la conexión provisional (c) hasta que el agua aparezca sobre la superficie de arena. Conservar (d) cerrado.
Nivelar la superficie del lecho de arena.	Abrir la válvula (d) para descender el nivel de agua hasta 0.1 m debajo de la superficie de arena. Conservar (c) cerrado. Nivelar las irregularidades en la superficie de arena.
Poner en marcha el filtro	Realizar nuevamente la conexión provisional (c) hasta que el nivel del agua alcance 0.2 m sobre la superficie de arena. Cerrar (c). Abrir la válvula (a) de regulación del filtro y mantener la velocidad de filtración en 0.02 m/h. Abrir la válvula (e) de desagüe del agua filtrada. Aumentar la velocidad de filtración 0.02 m/h cada semana hasta alcanzar la velocidad de diseño (generalmente 0.10 ó 0.15 m/h). Si al alcanzar la velocidad de diseño, la turbiedad es superior a 5 UNT, se debe continuar con la misma velocidad hasta que la turbiedad sea inferior a 5 UNT.
Retirar el material flotante	Abrir válvula (b) o utilizar el cuello de ganso.
Revisar la calidad del agua	Durante el período de maduración del filtro, medir a diario si el agua filtrada reúne los criterios de calidad acordados para suministro.
Pasar el agua filtrada al sistema de abastecimiento	Cuando la calidad el agua filtrada sea aceptable, cerrar la válvula (e) de desagüe del agua filtrada y abrir la válvula (f) de distribución.

Las tareas del operador dependen del tipo de control del filtro. Los filtros construidos en Colombia poseen control a la entrada; en este caso, el aumento gradual de pérdida de energía hidráulica en el lecho, se compensa con un aumento en el nivel del agua sobrenadante. Esto hace sencillo el trabajo diario del operador quien sólo tiene que revisar y registrar el caudal afluente, la calidad del agua cruda y tratada y remover material flotante, además de observar y registrar el nivel de agua sobrenadante para estimar cuándo se debe realizar el raspado.

En el área superficial del lecho de arena, es donde se acumula la mayor parte del material inorgánico, orgánico y la biomasa. En esta biomembrana sucede la mayor parte de la pérdida de energía hidráulica, de tal manera que su raspado permite recuperar la conductividad hidráulica del filtro. En las tablas 10.3 y 10.4 se indican las actividades de operación en el filtro lento y el procedimiento para su raspado.

**Tabla 10.3** Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control a la entrada.

Actividad	Acciones claves
Regular el nivel del agua sobrenadante	No se requiere.
Remover el material flotante	Es necesaria su remoción regular.
Medir la velocidad de filtración	Revise su valor en la regla de aforo.
Regular la velocidad de filtración	Manipule la válvula de entrada (a) para mantener la velocidad de filtración constante.
Decidir la limpieza del lecho	Cuando la altura del agua alcance el nivel de la tubería de rebose en el cuello de ganso, se debe suspender el funcionamiento del filtro en servicio e iniciar su limpieza. Programe las limpiezas para que nunca saque de servicio más de un filtro al mismo tiempo.

Los raspados periódicos continúan progresivamente hasta alcanzar una profundidad mínima del lecho de arena del orden de 0.5 m; una vez alcanzado este nivel se debe proceder al rearenamiento. Para el rearenamiento es importante conocer previamente la cantidad de arena disponible en la caseta de almacenamiento, la cual debe ser suficiente para restablecer la altura inicial del lecho filtrante; cerca del 20% de la arena instalada inicialmente en el filtro se pierde en el lavado y transporte entre el filtro, la cámara de lavado y la caseta de almacenamiento. Es necesario también prever los requerimientos de mano de obra para llevar a cabo el rearenamiento a fin de efectuar la actividad en corto tiempo. En la tabla 10.5 se describe el procedimiento para efectuar el rearenamiento de un FLA.

Como las características de cada planta son diferentes, se debe desarrollar con el operador un esquema de trabajo que cubra todas las actividades diarias, semanales, mensuales y eventuales. además se tiene que desarrollar con el ente administrativo y el operador un esquema de monitoreo, y diseñar un formato que el operador discutirá semanal ó mensualmente con la administración del sistema de abasto.

En la figura 10.10 se ilustra una actividad periódica para cuya correcta ejecución, se requiere la coordinación entre operador, ente administrador y comunidad.

**Tabla 10.4** Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena.

Actividad	Acciones Claves
Extraer el material flotante	Utilice la válvula (b) ó el cuello de ganso y lleve hacia éste el material flotante.
Drenar el agua sobrenadante	Cierre la válvula de entrada (a). Continúe utilizando la válvula (b) ó el cuello de ganso y abra la válvula (d). Limpie las paredes del filtro con un cepillo largo. Cierre la válvula (d) cuando el agua llegue a 0.2 m por debajo de la superficie del lecho filtrante.
Mantener la producción de agua	Ajuste la velocidad de filtración en los otros filtros; no exceda la velocidad

de la planta	de 0.3 m/h.
Limpiar el equipo	Limpie todo el equipo, incluyendo botas.
Llegar al lecho filtrante	Entre en la caja del filtro usando la escalera corta.
Proteger el lecho filtrante	Raspe una pequeña área, cúbrala con tablas y coloque el equipo sobre ella.
Raspar la capa superior	Marque áreas ( $3 \times 3 \text{ m}^2$ ) raspando en franjas estrechas. Raspe 1 cm de la parte superior de cada área.
Retirar el material raspado	Lleve el material raspado a la plataforma de raspado.
Retirar el equipo	Retire todo el equipo.
Nivelar la superficie de arena	Use una tabla de raspar o un rastrillo de dientes finos para nivelar la superficie.
Comprobar la profundidad del lecho de arena	Mida la altura desde el borde superior del muro hasta el lecho filtrante.
Dar tiempo para la maduración biológica	La maduración generalmente toma de 1 a 2 días en zonas tropicales (siempre y cuando la limpieza no dure más de 1 día).
Ajustar la velocidad de filtración	Aumente lentamente la velocidad de filtración en la unidad raspada, simultáneamente reduzca la velocidad de filtración en los otros filtros sobrecargados, hasta alcanzar la velocidad de operación normal en todas las unidades.
Pasar el agua al sistema de suministro	Si al segundo día la calidad del agua efluente del filtro recién raspado es aceptable, cierre la válvula (e) y abra la válvula (f) de suministro.

**Tabla 10.5** Procedimiento para rellenar un filtro lento de arena.

Actividad	Acciones claves
Raspar la capa superior	Siga los procedimientos indicados en la tabla 10.4.
Drenar el agua del lecho filtrante	Abra la válvula de vaciado (d).
Extraer la arena	Dependiendo del tamaño del filtro divida la superficie en varias partes y rellene una por una. Tenga en cuenta que ha retirado 0.30 m y la altura de lecho remanente en el filtro es 0.50 m. Retire la arena de una zona del filtro y colóquela a un lado, no saque la arena gruesa ni la grava.
Rellene el lecho de arena	Rellene con arena limpia el filtro, utilizando la almacenada en la caseta, hasta alcanzar una altura de 0.30 m, coloque sobre ésta la que previamente ha amontonado; hasta alcanzar la altura máxima de arena. Continúe el raspado con las otras zonas del filtro, procediendo de igual manera.

Nivelar la superficie de arena	Nivelar la superficie de la arena, de la misma manera que se hace después del raspado
Poner en servicio nuevamente el filtro.	Siga el procedimiento indicado en la tabla 10.3.
Dejar madurar el lecho filtrante	En condiciones tropicales, la maduración después de reponer la arena tomará de 3 a 15 días, dependiendo de la calidad de agua afluente.



**Figura 10.10** .Mantenimiento periódico de un filtro lento en arena. Raspado del lecho de arena. La Sirena, Cali, Colombia, 1997.

## 11. EJEMPLOS DE DISEÑO DE SISTEMAS FiME

En este capítulo se presentan a manera de ejemplo, los parámetros de diseño y dimensiones de tres sistemas de tratamiento que utilizan la tecnología FiME. En cada caso se han considerado aguas crudas de fuentes superficiales con diferentes rangos de calidad clasificados como bajo, medio y alto, según se estableció en el capítulo 7.

### 11.1 EJEMPLO DE DISEÑO CON RANGO BAJO DE CALIDAD

#### 11.1.1 Calidad de agua cruda

Después de estudiar las diferentes alternativas de abastecimiento disponibles en la zona del proyecto y con base en los resultados obtenidos de las inspecciones sanitarias con la comunidad y las autoridades del sector de agua y saneamiento, se identificó una fuente superficial de ladera como la mejor opción, dada su calidad y nivel de variabilidad en el tiempo, al igual que la posibilidad de suministro por gravedad. La fuente presenta una cuenca bien protegida, con poca intervención humana, y con pequeños asentamientos dedicados al pastoreo; no se identificó minería en la región.

Los datos de monitoreo de la calidad del agua de la fuente, muestran que los cambios hidroclimatológicos en la región (dos períodos de lluvia y dos secos en el año) tienen muy poco impacto en la variabilidad de la calidad y cantidad de agua. En la tabla 11.1, se presentan los valores promedio así como la desviación estándar (DST) para el 95% las muestras.

**Tabla 11.1** Calidad de agua en la fuente superficial.

Parámetro	Promedio ; DST	Rango (mínimo ; máximo)	Frecuencia < 95%
Turbiedad (UNT)	2.8 ; 2.0	0.6 ; 15	11
Color Real (UPC)	5.4 ; 3.3	2.0 ; 21	15
Coliformes Fecales (UFC/100ml)	332 ; 303	46 ; 1920	660

#### 11.1.2 Selección del sistema de tratamiento

Con base en los criterios presentados en el Capítulo 7, la calidad del agua presentada en la tabla 11.1 puede ser tratada por una combinación de FGDi + FLA. El FGDi se orientará al control de la variación en la turbiedad, particularmente cuando ésta sobrepasa las 10 UNT, mientras que el filtro lento se orientará a la remoción de la contaminación microbiológica.

#### 11.1.3 Parámetros de diseño y dimensionamiento del tratamiento.

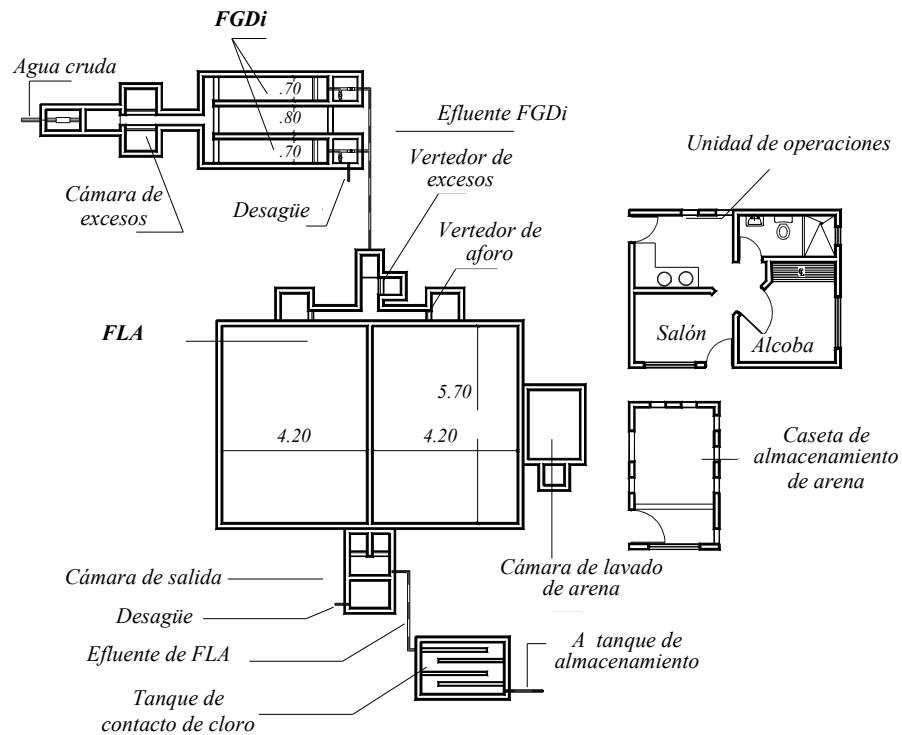
Para facilitar la interpretación y aplicabilidad de la información, se presenta un ejemplo de diseño para un caudal de 2.0 l/s. Sin embargo, existen experiencias en Colombia tratando agua de fuentes superficiales hasta

25.0 l/s y número de unidades en paralelo superior a dos; por ejemplo 6 u 8 según los criterios de diseño presentados en los capítulos respectivos para cada componente de FiME.

En la tabla 11.2 se resumen los parámetros de diseño empleados para este ejemplo, así como las dimensiones de las unidades y características de lecho filtrante. En la figura 11.1 se presenta una distribución en planta del sistema de tratamiento incluyendo distribución de estructuras, tanque para contacto de cloro, cámaras de lavado, unidad de operación, caja para almacenamiento de arena y zonas de acceso. Las figuras 11.2 y 11.3 presentan detalles del FGDi Y FLA respectivamente.

**Tabla 11.2** Parámetros de diseño y dimensiones de una planta FiME que trata agua superficial clasificada en el rango bajo de calidad de agua.

Item	FGDi	FLA
<b>Características Generales</b>		
Velocidad de filtración (m/h)	2.0	0.15
Caudal (l/s)	2.0	2.0
Área superficial ( $m^2$ )	3.6	48
Número de unidades en paralelo	2	2
<b>Dimensiones por unidad</b>		
Largo (m)	7.0	5.7
Ancho (m)	2.70	4.2
Altura (m)	0.70	1.90
Material		
Longitud total (m) Incluye lechos de soporte.		
Ver detalles de los lechos filtrantes y de soporte en los Capítulos Bayardo de Arena		
Diámetro (mm)		
<b>Lecho filtrante</b>		
Filtros Lentos		
Cámaras de lavado de Arena		
Tanque de contacto de Cloro		
Estructura de entrada		
Entrada agua Cruda		
Camara de Excesos		
Filtros Gruesos Dinámicos		
Desague		
Camara de lavado		
Vertedero de Excesos		
Vertedero de Aforo		
Grava		
Efluente FGDi.		
Cámera de Salida de FLA.		
Desague		
Efluente de FLA.		
Tanque de contacto de Cloro		
Salida de agua tratada		



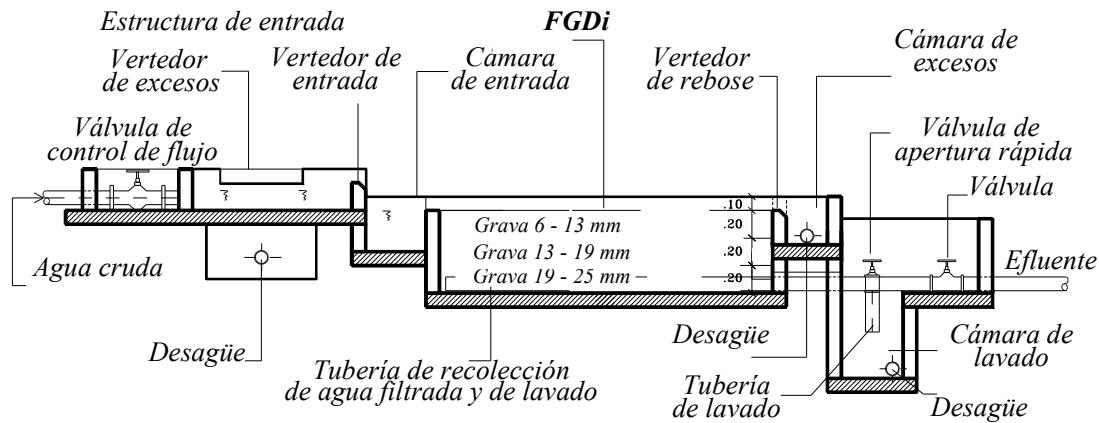
**Figura 11.1** Planta general del sistema FiME para tratar aguas superficiales clasificada con rango bajo de calidad .

## 11.2 EJEMPLO DE DISEÑO CON RANGO MEDIO DE CALIDAD

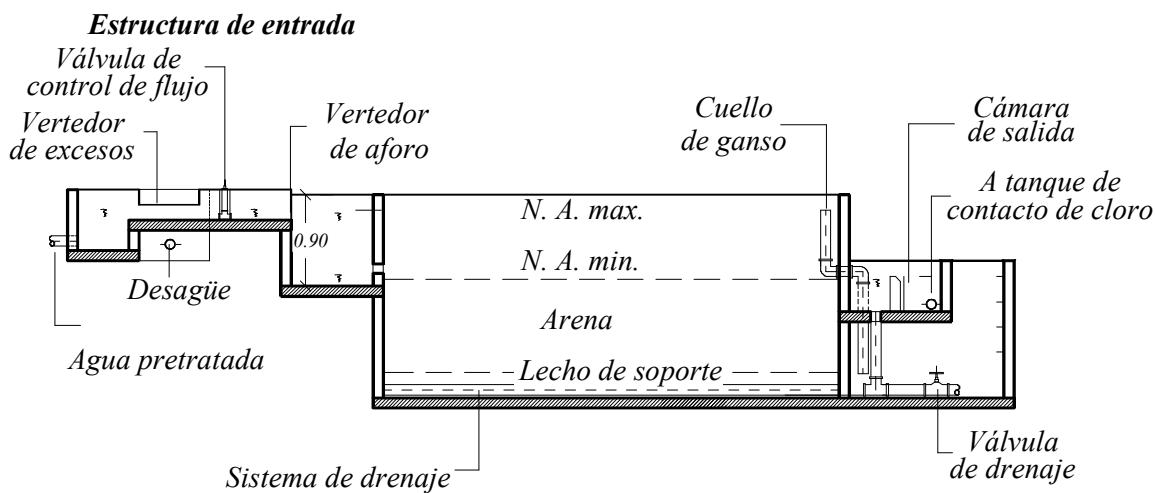
### 11.2.1 Calidad de agua cruda

La fuente de abastecimiento seleccionada para este ejemplo corresponde a una fuente superficial típica para zonas montañosas. Su cuenca presenta intervención humana, con vertimientos de aguas residuales domésticas provenientes de pequeños asentamientos humanos de sitios campestres y de recreación localizados aguas arriba del sitio de captación. En la cuenca también se presentan algunas zonas deforestadas con erosión moderada.

La calidad del agua en la fuente es presentada en la tabla 11.3 y corresponde al resultado de un año de monitoreo con frecuencia de una vez cada dos semanas. La información suministrada por la comunidad indica que durante el período de lluvia, ocurren cambios rápidos en la calidad del agua, básicamente asociados con el contenido de sólidos suspendidos, con una duración generalmente inferior a 5 horas.



**Figura 11.2** Corte longitudinal del Filtro Grueso Dinámico.



**Figura 11.3** Corte longitudinal de un filtro lento en arena

**Tabla 11.3** Calidad de agua en la fuente superficial.

Parámetro	Promedio ; DST	Rango (mínimo; máximo)	Frecuencia < 95%
Turbiedad (UNT)	15.0 ; 18.0	0.5 ; 102	50
Color Real (UPC)	19.0 ; 15.0	4.0 ; 100	51
Coliformes Fecales (UFC/100 ml)	5896 ; 11189	240 ; 69500	11000

### 11.2.2 Selección del sistema de tratamiento

Para los niveles de contaminación presentados en la tabla 11.3 y con base en los criterios de Selección de Tecnología FiME expuestos en el capítulo 7, la combinación de FGDi + FGAC + FLA, es la solución de tratamiento propuesta.

Durante los cambios bruscos de calidad en la fuente, el filtro grueso dinámico se orienta a la protección del sistema de tratamiento contra altas concentraciones de sólidos suspendidos, removiendo material particulado principalmente. Durante períodos de estiaje e invierno también contribuye en la remoción de otros elementos como turbiedad, coliformes fecales, hierro y manganeso en menor proporción, según se indica en la tabla 8.3. El filtro grueso ascendente en capas se orienta a la reducción tanto del contenido de sólidos finos como de la contaminación bacteriológica y algunos compuestos de naturaleza química.

### 11.2.3 Parámetros de diseño y dimensionamiento del sistema

En la tabla 11.4 se resumen los parámetros de diseño utilizados así como las dimensiones de las unidades y características de lecho filtrante. La figura 11.4 presenta la planta general del sistema de tratamiento y las figuras 11.2 y 11.5 detalles del FLA y FGAC.

**Tabla 11.4** Parámetros de diseño y dimensiones de una planta FiME que trata agua superficial clasificada en el rango medio de calidad de agua.

Item	FGDi	FGAC	FLA
<b>Características Generales</b>			
Velocidad de filtración (m/h)	2.0	0.6	0.15
Caudal (l/s)	2.0	2.0	2.0
Área superficial ( $m^2$ )	3.6	12	48
Número de unidades en paralelo	2	2	2
<b>Dimensiones por unidad</b>			
Largo (m)	2.70	2.85	5.7
Ancho (m)	3.60	2.10	4.2
Altura total (m)	0.70	1.20	1.80
<b>Lecho filtrante</b>			
Material	Grava	Grava	Arena
Longitud total (m). Incluye lecho de soporte. Ver detalles de los lechos filtrantes y de soporte en los capítulos 8, 9 y 10.	0.6	1.00 (1)	1.05
Diámetro (mm)	6.0-25.0	3.0-25.0	$Cu = 3.0$ $d_{10} = 0.20$

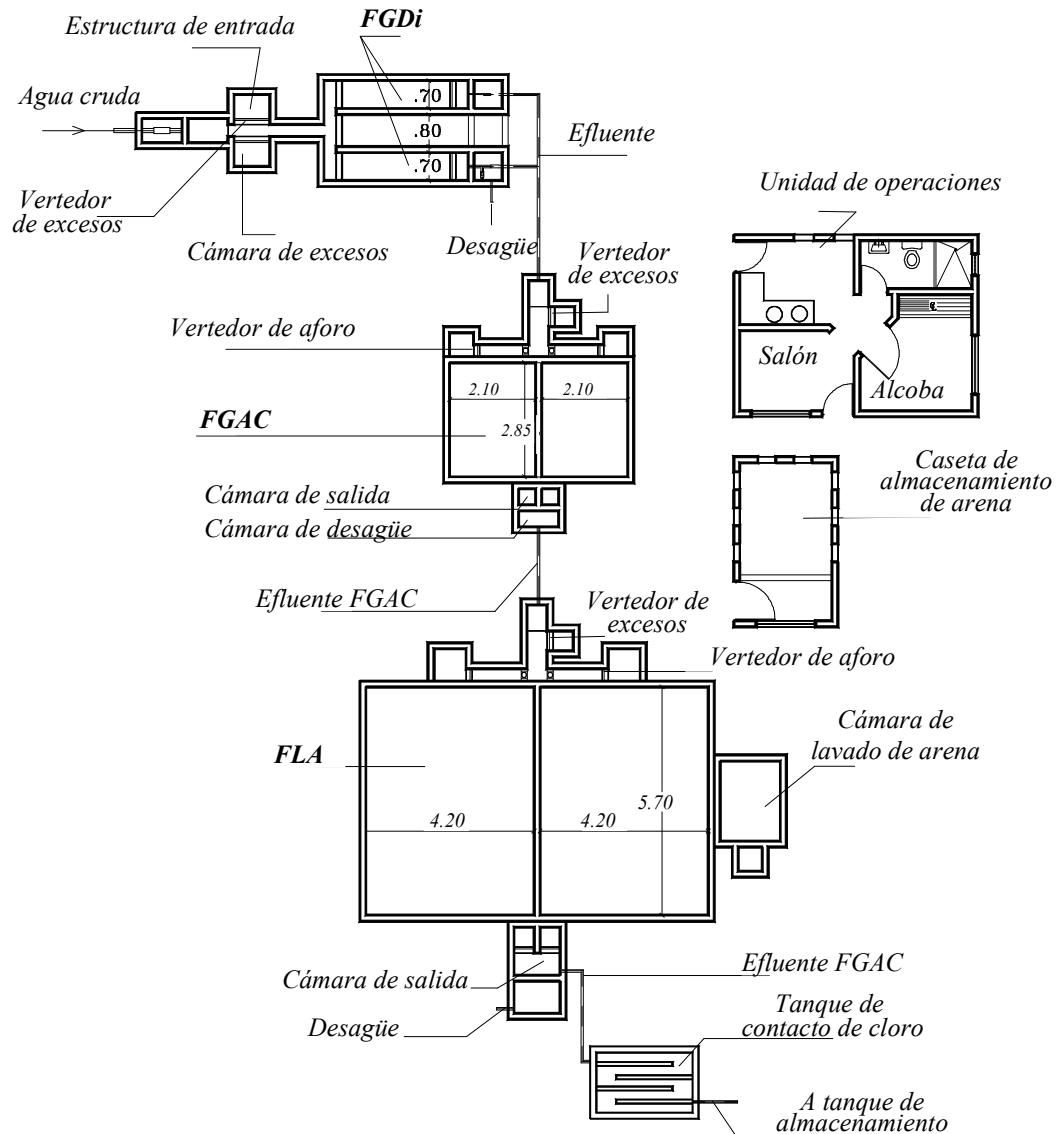
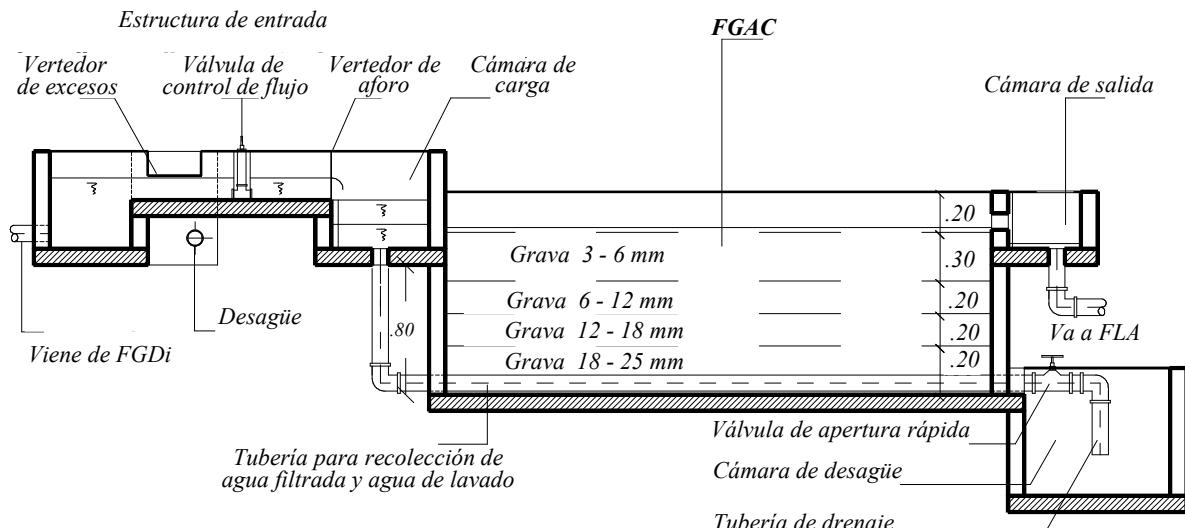


Figura 11.4 Planta general del sistema FiME para tratar agua de fuentes superficiales clasificadas con rango medio de calidad.



**Figura 11.5** Corte longitudinal de un Filtro Grueso Asecendente en Capas.

**Tabla 11.4** Parámetros de diseño y dimensiones de una planta FiME que trata agua superficial clasificada en el rango medio de calidad de agua.

Item	FGDi	FGAC	FLA
<b>Características Generales</b>			
Velocidad de filtración (m/h)	2.0	0.6	0.15
Caudal (l/s)	2.0	2.0	2.0
Área superficial ( $m^2$ )	3.6	12	48
Número de unidades en paralelo	2	2	2
<b>Dimensiones por unidad</b>			
Largo (m)	2.70	2.85	5.7
Ancho (m)	3.60	2.10	4.2
Altura total (m)	0.70	1.20	1.80
<b>Lecho filtrante</b>			
Material	Grava	Grava	Arena
Longitud total (m). Incluye lecho de soporte. Ver detalles de los lechos filtrantes y de soporte en los capítulos 8, 9 y 10.	0.6	1.00 (1)	1.05
Diámetro (mm)	6.0-25.0	3.0-25.0	$Cu = 3.0$ $d_{10} = 0.20$

(1) Se adoptó 0.70 m de lecho filtrante y 0.30 m de lecho de soporte. El análisis crítico de la información de calidad de agua, posibilitará disminuir ó aumentar la altura del lecho de grava.

2

## 11.3 EJEMPLO DE DISEÑO CON RANGO ALTO DE CALIDAD

### 11.3.1 Calidad de agua cruda

La fuente de abastecimiento corresponde a un río típico de valle, con caudal promedio anual de  $140\ m^3/s$ . Su calidad esta afectada por dos períodos de lluvia, caracterizados por deterioro en sus parámetros fisicoquímicos y microbiológicos y dos períodos secos donde la calidad mejora desde el punto de vista físico principalmente.

El río recibe aguas residuales sin tratamiento de poblaciones medianas y pequeñas asentadas aguas arriba del sitio de captación. Adicionalmente, existen ríos afluentes que durante los periodos de lluvia arrastran gran cantidad de material suspendido y disuelto.

Los datos de la calidad del agua del río son presentados en la tabla 11.5, los cuales se basan en cinco años de muestreo con frecuencia semanal realizados en una estación de investigación localizada cerca a la captación del sistema de abastecimiento de la localidad.

**Tabla 11.5** Calidad de agua cruda en la fuente superficial.

Parámetro	Promedio; DST	Rango (mínimo ; máximo)	Frecuencia < 95%
Turbiedad (UNT)	65 ; 62	18 ; 780	90
Color Real (UPC)	32 ; 17	12 ; 140	38

Coliformes Fecales (UFC/100 ml)	15300 ; 7200	3200 ; 125000	18000
---------------------------------	--------------	---------------	-------

### 11.3.2 Selección del sistema de tratamiento

Debido a la pobre calidad del agua cruda, tanto en los parámetros físicos como bacteriológico, es recomendable utilizar mejor número de barreras de tratamiento que en los casos anteriores. En este sentido, como se indica en el Capítulo 7, la selección recomendada para este sistema es una combinación de FGDi + FGAS3 + FLA, adoptando una velocidad de filtración de 0.3 m/h. La selección de este sistema está soportada con los resultados obtenidos de la evaluación a diferentes combinaciones de FiME llevadas a cabo en la estación de investigación adyacente.

### 11.3.3 Parámetros de diseño y dimensiones

En la tabla 11.6 se resumen los parámetros de diseño utilizados así como las dimensiones de las unidades y características de lecho filtrante. En la figura 11.6 se ilustra la planta general del sistema de tratamiento y las figuras 11.2 y 11.7 contienen detalles de los otros componentes.

**Tabla 11.6** Parámetros de diseño y dimensiones de una planta FiME que trata agua superficial clasificada en el rango alto de calidad de agua.

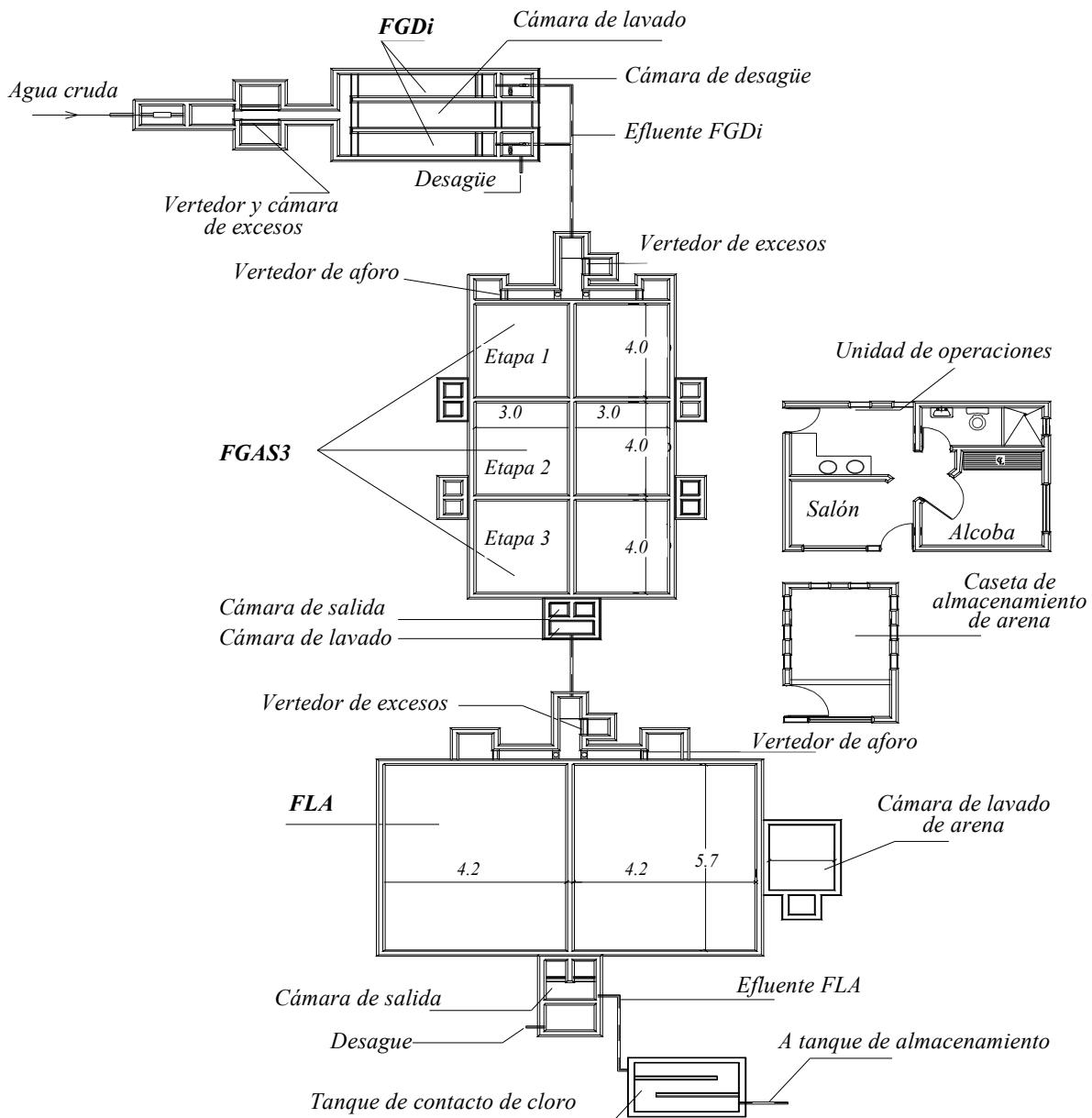
Item	FGDi	FGAS (3)	FLA
<b>Características Generales</b>			
Velocidad de filtración (m/h)	2.0	0.3	0.15
Caudal (l/s)	2.0	2.0	2.0
Área superficial ( $m^2$ )	3.6	24	48
Número de unidades en paralelo	2	2	2
<b>Dimensiones por unidad</b>			
Largo (m)	2.70	4	5.7
Ancho (m)	0.70	3	4.2
Altura total (m)	0.70	1.40	1.90
<b>Lecho filtrante</b>			
Material	Grava	Grava	Arena
Longitud total (m) Incluye lecho de soporte. Ver detalles de los lechos filtrantes y de soporte en los capítulos 8, 9 y 10.	0.6	3.6 (1)	1.05
Diámetro (mm)	6.0-25	3.0-25	$Cu = 3.0$ $d_{10} = 0.20$

(1) El análisis crítico de la información de calidad de agua, posibilitará disminuir o aumentar la altura de lecho de grava.

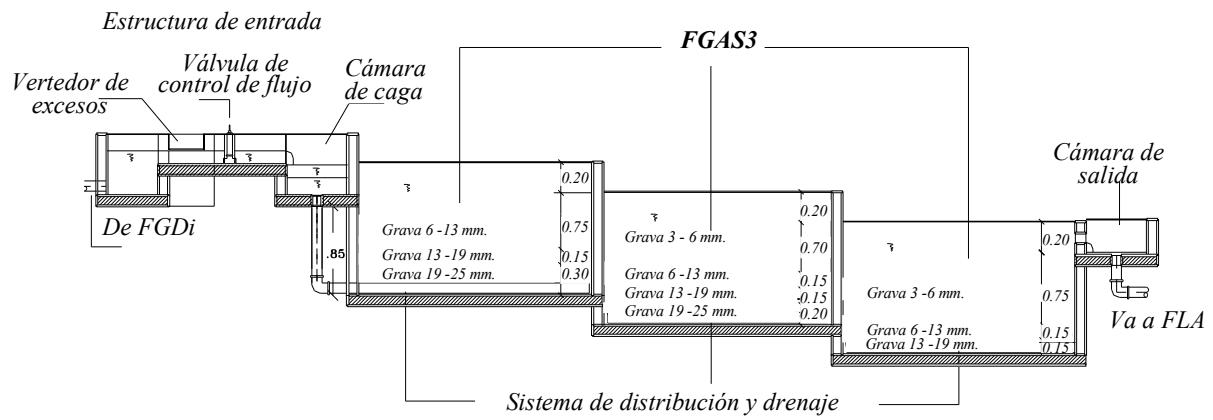
## 11.4 CONSIDERACIONES FINALES

Además de las etapas de FiME aquí consideradas, se recomienda incluir la desinfección como barrera de seguridad. En tal sentido, la dosificación de cloro y el dimensionamiento del tanque de contacto de cloro previo al tanque ó reservorio de agua tratada, deben ser diseñados.

Se recomienda al lector adoptar una actitud metódica crítica y creativa a través del desarrollo de un proyecto de mejoramiento de calidad de agua, no solamente al utilizar FiME sino cualquier otra tecnología, teniendo presente que el objeto final de su trabajo se orienta a contribuir a mejorar la calidad de vida en asentamientos humanos.



**Figura 11.6** Planta general del sistema FiME para tratar agua de fuentes superficiales clasificadas con rango alto de calidad.



**Figura 11.7** Corte longitudinal de un Filtro Grueso Ascendente en Serie de tres etapas.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- AHSAN, T. (1995). Process Analysis and Optimization of Direct Horizontal-flow Roughing Filtration. IHE, Delft. A.A. Balkema Publishers.
- ARBOLEDA, J., (1993). Teoría y Práctica de la Purificación del Agua. Acodal. Bogotá, Colombia.
- ARBOLEDA, J; VILLAQUIRAN, H. (1982). Comparación de Costos entre Plantas de Potabilización de Agua Convencionales y Plantas de Tecnología Latinoamericana. ACODAL 106-109. Cali, Colombia.
- AWWA, (1990). Water Quality and Treatment. McGraw Hill, Inc. New York, USA.
- ASCE, AWWA, (1990). Water Treatment Plant Design. Second Edition. McGraw Hill, INC. New York, USA.
- BAKER, M.N. (1948). The Quest for Pure Water. Journal AWWA, vol 1. Denver, USA.
- BELLAMY, W.D.; SILVERMAN, G.P. AND HENDRICKS, D.W (1985). Filtration of Giardia Cysts and Other Substances. Vol. 2. Slow Sand Filtration. EPA-600/2-85/026. Water Engineering Research Laboratory.. 304pp. Cincinnati, Ohio. USA
- BELLAMY, W.D.; HENDRICKS, D.W. AND LOGSDON, G.S. (1985). Slow Sand Filtration: Influences of Some Selected Process Variables. Journal AWWA, 77 (12), 62 - 66. USA.
- BRYANT, E.A. AND FULTON G.P. (1992). Disinfection Alternatives for Safe Drinking Water. New York, Van Nostrand Reinhold, 518. USA.
- CAMP, T.R. (1964). Theory of water filtration. Journal ASCE. Vol 90 No. SA4. USA.
- CANEPA, L. (1982). Filtros de Arena en Acueductos Rurales. Informe Final. CEPIS/OMS/OPS. Lima, Perú.
- CINARA. (1989). Proyecto Integrado de Investigación y Demostración en Filtración Lenta en Arena. Informe Final. Versión resumida. Cali, Colombia.
- CINARA, IRC (1993). Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua. Informe final. Fase I. Cali, Colombia.
- CINARA, IRC. (1996). Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua. Fase II. Cali, Colombia.
- CLEASBY, J.L.; HILMOE, D.J. AND DIMITRACOPOULUS, C.J. (1984). Slow Sand and Direct In-Line Filtration in surface Water. Journal AWWA. 76 (12):44. USA.
- CLEASBY, J.L.; HILMOE, D.J. ; DIMITRACOPOULUS, C.J. AND DIAZ - BASSIO, L.M. (1984). Effective Treatment Methods for Small Water Supplies. Repor EPA - 600/S2- 84-088. United States Environmental Protection Agency. USA.

CLEASBY, J.L. (1991). Source Water Quality and Pretreatment Options for Slow Sand Filters. Chapter 3 in: Task Committe on Slow Sand Filtration. New York. USA.

COLEY N. (1989), From Sanitary Reform to Social Welfare. In: Chant C, ed. Science, Technology and Every Day Life. Routledge & Open University,: 271. London, United Kingdom.

COLLINS, M.R ET AL . (1985). Removal of Organic Matter in Water Treatment. Journal of Environmental Engineering. Vol. III. No. 6. USA.

CRAUN, G.F. (1988). Surface Water Supplies and Health. Journal AWWA. February. USA.

CRAUN, G.F. (1993). Safety of Water Disinfection: Balancing Chemical & Microbioal Risks. ILSI Press. Washington, D. C. USA.

CRAUN, G.F., BULL,R.J., CLARK, R.M., DOULL, J. GRADOW, W., MARSH, G.M. OKUN, D.A., REGLI S., SOBSEY M.D. AND SYMONS J.M., (1994), Balancing Chemical and Microbial Risk of Drinking Water Disinfection, Part I. Benefits and Potential Risks. Journal Water SRT-Aqua Vol 43, No 4, pp 192-199. USA.

CRAUN G.F, REGLIS S, CLARK R.M.,(1994), Balancing Chemical and Microbial Risks of Drinking Water Disinfection, Part II. Managing the Risks. Journal Water SRT-Aqua ;43(5):207. USA.

CRUZ, C. (1997). Process Analysis and Optimization of Upflow Multilalyer Gravel Bed Flocculation. Protocolo de Doctorado. Cinara, IHE. The Netherlands.

Di BERNARDO, L. (1991). Water Supply Problems and Treatment Technologies en Developing Countries of South America. Jorunal Water SRT-Aqua. Vol. 40, No. 3. USA.

Di BERNARDO, L., (1993). Metodos e Tecnicas de Tratamiento de Agua. Volumen I y II, ABES, Rio de Janeiro, Brasil.

DI BERNARDO, L.. AND ESCOBAR, A. (1996). Influence of Sand Uniformity Coefficient in Slow Sand Filtration Perfomance. In: Advances in Slow Sand and Alternative Biological Filtration. Edited by Nigel Graham and Robin Collims. John Wiley & Sons. London, United Kigndom.

DNP. (1991). Agua Potable y Saneamiento Básico. Plan de Ajuste Sectorial: Segunda Fase 1991-1994. Documento DNP-2532-UDU, Santafé de Bogotá, Colombia.

ELLIS, K.V. (1985). Slow Sand Filtration. C.R.C. Critical Reviews in Enviromental Control. Department of Civil Engineering, Univesity of Technology. Vol. 15. Pag. 315 - 328. United Kingdom.

ESREY, S (1990). Beneficios para la Salud procedentes de las Mejoras en los Sistemas de Abastecimiento de Agua y Saneamiento: Encuesta y Análisis de Literatura sobre Determinadas Enfermedades. Informe Técnico WASH No. 66. USA.

FOX, K.R.; GRAHAM, N.J.D. AND COLLINS, M.R. (1994). Slow Sand Filtration Today: An Introduction Review. In: Slow Sand Filtration. An International Compilation of Recent Scientific and Operational Development. De. by. Collins, M>R. and Graham, N.J.D. AWWA, USA.

GALVIS, G. (1981). A Study of Some of the Factor Affecting Biomass - Liquid Separation in the Activated Sludge Process. M.Sc. Public Health Engineering. University of Newcastle upon Tyne.

GALVIS, G., (1993) Abastecimiento de Agua Potable. Primer Simposio Iberoamericano sobre Gestión del Agua. Pontificia Universidad del Valle. Santafé de Bogotá. Colombia.

GALVIS, G. Y VISSCHER, J.T. (1987). Participación y Perspectivas de la Universidad del Valle en el Desarrollo del Proyecto de Filtración Lenta en Arena (FLA). Proceedings of the International Seminar on Simple Water Treatment Technology. ACODAL, Cali, Colombia.

GALVIS, G., VISSCHER, J.T. (1989). Proyecto Integrado de Investigación y Demostración en Filtración Lenta en Arena. Informe Final. Versión Resumida. CINARA, Colombia/IRC, The Hague. Cali, Colombia.

GALVIS, G, Y FERNANDEZ, J. (1991). Manual de Diseño, Operación y Mantenimiento de Filtros Gruesos Dinámicos. Versión Preliminar. Cinara - IRCWD. Cali, Colombia.

GALVIS, G.; FERNANDEZ, J. and WEGELIN, M. (1992). El Filtro Grueso Dinámico, Facilitando el Mejoramiento de la Calidad del Agua. Revista AODAL No. 150. Santafé de Bogotá, Colombia.

GALVIS, G.; FERNANDEZ, J. AND VISSCHER J.T. (1992). Comparative Study of different Pretreatment Alternatives. Roughing Filters for Water Treatment. Workshop in Zurich. Switzerland.

GALVIS, G, VISSCHER, J.T; FERNADEZ, J AND BERON, F. (1993). Pre-treatment Alternatives for Drinking Water Supply Systems. Ocasional paper 22. The Hague, The Netherlands.

GALVIS G, VISSCHER J.T, LLOYD, B.J. (1994), Overcoming Water Quality Limitations with the Multi-Barrier Concept. A Case Study from Colombia. In: Collins M.R., Graham NJD, ed. Slow Sand Filtration. An International Compilation of Recent Scientific and Operational Developments. American Water Works Association: 47. Denver, USA.

GALVIS, G.; LATORRE, J.; OCHOA, A.E. AND VISSCHER, J.T. (1996). Comparison of Horizontal and Upflow Roughing Filtration. En Conferencia Internacional sobre Mejoramiento de la Calidad del Agua. Cali, Colombia.

GARCIA, M (1996). La Participación Comunitaria en Proyectos de Abastecimiento de Agua y Saneamiento. En Conferencia Internacional sobre Mejoramiento de la Calidad del Agua. Cali, Colombia.

GELDREICH E.E AND CRAUN G.F. (1996). Multiple Barriers for Protection and Treatment of Drinking Water Supplies: A Proven Method for Preventing Transmission of Waterborne Disease. In: Craun GF, ed. Balancing the Microbial and Chemical Risks in Drinking Water Disinfection. Washington, DC, USA: ILSI Press PAHO/WHO. 1.

GUZMAN, S. (1997). Evaluación de la Filtración Gruesa Dinámica Operando a Tasa Constante y a Tasa Declinante de Filtración. Tesis de Maestría. Universidad del Valle. Cali, Colombia.

HAARHOFF, J. AND CLEASBY J.L. (1991). Biological and Physical Mechanisms in Slow Sand Filtration. Chapter 2. In: Task Committees on Slow Sand Filtration. Slow Sand Filtration. New York.

HABERER, K. DREWS, M. AND WALTENBERG, M. (1984). Entfernung Organischer Wasserinhaltstoffe bei der Langsamsandfiltration. Vom Wasser, 63, 121-140.

HAZEN, A. (1913). The Filtration of Water Public Supplies. Jhon Wiley and Sons. New York. 3rd edition. USA.

HEDRICKS,D.W. AND BELLAMY, W.D. (1991). Microorganism Removals by Slow Sand Filtration. Slow Sand Filtration. New York.

HESPAÑHOL, J. (1969). Investigacion sobre o Comportamento e Aplicabilidades de Filtros Lentos no Brazil. Universidade de So Paulo, Facultadad e higiene e Saude Pública. Sao Paulo, Brazil.

HOFKES, E.H AND VISSCHER, J. T. (1990). Fuentes Renovables de Energía para Sistemas de Abastecimiento de Agua. Documento Técnico No. 23. Traducido por Carlos F. Dierolf. Cali, Colombia.

HRUBEC, ET AL. (1991). Gedrag Van enhele gesubstitueerde benzenene, bestrijdingsmiddelem en complexvormerstijdens Langzame Zandfiltratie. In Aqua Vol 24, No. 13, pg 348-351.

HUCK, P.M. (1987). Reduction in Organic Levels and Disinfection Demand by Slow Sand Filtration in Western Europe. Department of civil Engineering University of Alberta. Alberta, Canadá.

HUCK, P.M. (1988). Use of Biological Processes in Drinking Water Treatment: Review of European Technology. Vol. 2. Site Visit Reports. Montreal, Canadá.

HUISMAN, L. AND WOOD, W.E. (1974). Slow Sand Filtration. World Health Organization, Geneva.

ILSI, (1993). International Life Sciences Institute. Safety of Water Disinfection: Balancing Chemical and Microbial Risks. Edited by G. F. Craun. USA.

INSFOPAL (1982). Encuesta Plantas Potabilizadoras. ACODAL

INSFOPAL (1982). Modelo de Costos. Metodología de Costos Unitarios para Plantas de Tratamiento Convencionales. Bogotá, Colombia.

IVES, K.J. (1957). Algae and Water Supplies, Physical Removal of Algae, Water Engineer. 61. 432.

IRC, CINARA. (1992). Filtración Lenta en Arena. Tratamiento de Agua para Comunidades. Planeación, Diseño, Construcción, Operación y Mantenimiento. Cali, Colombia.

JORDEN, R.M. (1963). Electrophoretic Studies of Filtration. Journal AWWA, 55 (6), 771 - 782. USA.

JOSHI, N.S., KELKAR, P.S.; DHAGE, S.S.; PARAMASIVAN, R. AND GADKARI,S.K. (1982). Water Quality Changes during Slow Sand Filtration. Indian Journal of Environmental Health, 24 (4) 261-266.

KING, H. W., WISLER, C. O., WOODBURN J. G., (1988). Hidraulica, Tercera Edición, Editorial Trillas, México.

LATORRE, J. (1994), Performance Evaluation of Dynamic Roughing Filtration. Msc Thesis Report, IHE Delft, The Netherlands.

LATORRE, J.; GALVIS, G, AND VISSCHER, J.T. (1996). Performance Evaluation of Dynamic Roughing Filtration. En Conferencia Internacional sobre Mejoramiento de la Calidad del Agua. Cali, Colombia.

LLOYD, B. (1974). Functional Microbial Ecology of Slow Sand Filters. Ph.D. Thesis Report. University of Surrey. Inglaterra.

LLOYD, B. (1996). La Vigilancia y Control de la Calidad del Agua: El Desarrollo de una Herramienta de Gestión en el Sector. En Conferencia Internacional sobre Mejoramiento de la Calidad del Agua. Cali, Colombia.

LLOYD, B.; PARDON, M. AND BARTRAM, J. (1987). The Development and Evaluation of a Water Surveillance and Improvement Programme for Peru. Paper present at the American Society of Civil Engineers Interantional Conference on Resource Mobilisation for Drinking Water Supply in Developing Nations. San Juan, Puerto Rico.

LLOYD, B., GALVIS, G., EUDOVIQUE, R. (1991). Evaluation of Multiple Barrier Drinking Water Treatment System for Surface Water Sources. 20th Caribbean Water Engineer's Conference. Cayman.

LLOYD, B., HELMER, R. (1991). Vigilancia y control de la calidad de agua para consumo humano en la zona rural. Publicado para la WHO y UNEP por Logman Scientific and Technical.

Mc CONNELL, L.J. (1984). Evaluation of the Slow Rate Sand Filtration Process for Treatment of Drinking water Containing Viruses and Bacteria. M.Sc. Thesis, Utah State University. Logan, Utah.

MDF (1992). Management for Development Foundation. Sustainability of Projects. The Hetherlands.

METCALF AND EDDY, (1979). Wastewater Engineering: Treatment Disposal Reuse. McGraw Hill Book Co. New York, USA>

MINISTERIO DE SALUD, (1983). Decreto 2105. República de Colombia.

OKUN, D. A., (1991). Best Available Source. Journal AWWA, March 1991, U.S.A.

OMS (1993). Guías de Calidad de Agua para Consumo Humano. Recomendaciones. Volumen I. Génova.

PARDON, M. (1987). Consideraciones, Desarrollo y Evaluación de un Sistema de Tratamiento que Implementa la Filtración Gruesa de Flujo Vertical en Gravas. Lima Perú.

PAVONI, J.L., TENNY, M.W. AND ECHELBERGER, W.F. Jr. (1972). Bacterial Exocellular Polymers and Biological Flocculation. Journal Water Polution Control Federation, 44 (3) , 414 - 418.

PEREZ, J., PARDON, M. LAVADO, I., VARGAS, C. (1985). Informe Preliminar de la Investigación sobre Prefiltros de Grava. CEPIS/OPS/OMS. Lima, Perú.

PYPER, G.R. AND LOGSDON, G.S. Slow Sand Filter Design. (1991). In: Slow Sand Filtration. Task Committee on Slow Sand Filtration of the Water Supply. Committee of The Environmental Engineering Division of The ASCE. Edited by Gary Lodsdon. USA.

PONTIUS, W.P. (1990). Journal AWWA;82(2):31. USA

RACHWAL, A. J., BAUER, M. J. AND WEST, J.T. (1988). Advanced Techniques for Upgrading Large Scale Slow Sand Filters. In: Slow sand filtration: Recent Developments in Water Treatment Technology. Edited by Grahan, N.J.D.London. United Kingdom.

REID, G. (1982). Appropiate Methods of Treating Water and Waste Water in Developing Countries. USA.

REIFF, F. (1988). Desinfección del Agua Potable con una Mezcla de Gases Oxidantes Productos in Situ. (MoggodO. Boletín Oficina Sanitaria Panamericana, 105, 4, 371 - 389.

REIFF, F. AND WIN, V. (1995). Guías para la Selección y Aplicación de Tecnologías de Desinfección del Agua para Consumo Humano en Pueblos pequeños y Comunidades Rurales en América Latina y el Caribe. Washington, D.C. USA.

RIDLEY, J.E. (1967). Experience in the Use of Slow Sand Filtration Double Sand Filtration and Microstraining. Prac. Soc. Water. Treat. Exam. 16, 170pp

RINCON, D. (1996). Estudio Comparativo del Impacto de los Filtros Gruesos Dinámicos operando a tasa Declinante y a Tasa Cosntante Sobre la Calidad del agua. Reporte de Tesis, Universidad del Valle.

ROOK J.J. (1974). Formation of Haloforms During Chlorination of Natural Waters. Water treatment and Examination 1974;23(2):234.

SALAZAR E, ALEGRE M, RODRIGEZ M, CARRIÓN P, NORA R. (1993). The Peruvian Cholera Epidemic and the role of Chlorination in its Prevention. In: G.F. C, ed. Safety of Water Disinfection. Washington, DC: ILSI Press: 401. USA.

SIMS, R.C. AND LLOYD, A.S. (1991). Slow sand Filtration: Present Practice in the Unite States. Chapter 1. In: Task Committee on Slow Sand Filtration. Slow Sand Filtration. New York. USA.

SLEAZAK, L.A., SIMS, R.E. (1984). The aplication and effectiveness of slow sand filtration in the United States. Journal AWWA, 76. USA.

SPENCER, C; COLLINS, M. (1991). Water Quality Limitations to the Slow Sand Filters. Slow Sand Filtration workshop.

SUNDARESAN AND PARAMASIVAN, (1982). Slow Sand Filtration. Research and Demostration Project. Final Report NEERI - CIR. India.

TOMS, L.P. AND BAYLEY, R.G. (1988). Slow Sand Filtration: and Approach to Practical Issues. Chapter of Slow Sand Filtration: Recent Developments in Water Treatment Technology. Ellis Horwood, London, England.

TSS, (1987). Ten States Standards. Recomended Standards for Water Works. Albany. New York. Great Lakes - Upper Mississipi Board of State Sanitary Engineers. USA.

UNDP (1990). UNITED NATIONS DEVELOPMENT PROGRAMME (UNDP). The New Delhi Statement. Global Consultation on Safe Water and Sanitation for the 1990's. New Delhi, India. United Nations Development Programme. New York. USA.

VISSCHER, J.T.; PARAMASIVAN, R.; RAMAN, A. AND HEIJNEM, H.A. (1987). Slow Sand Filtration for Community Water Supply. Planning, DEsing, Construction, Operation and Maintenance. Technical Paper No 24. IRC. 149pp. The Hague. The Netherlands.

VISSCHER, J.T. (1993). Informe Interno. IRC. The Hague, The Netherland.

VISSCHER, J.T., GALVIS, G. (1992). Slow Sand Filtration and Essential component in Many Multibarrer Water Treatment Systems. IRC, CINARA, Cali, Colombia.

VISSCHER, J.T.; QUIROGA E.; GARCIA, M.; MADERA C., BENAVIDES A. (1996). En la Búsqueda de un Mejor Nivel de Servicio. Evaluación Participativa de 40 sistemas de Agua y Saneamiento en la República de Ecuador. Convenio SSA-CARE-ETAPA-IRC-CINARA. Serie de Documentos Ocasionales No. 30 IRC.

VROM, (1995). Water and Sanitation for All: A world Priority. Volume 1: A Developing Crises; Volume 2: Achievements and Challenges, Volume 3 No More Business as Usual. Ministry of Housing Spatial Planning and the Environment, The Hague, The Netherlands, 1995.

WARNER, D.B. (1990). New Roles for Monitoring and Evaluation on Water Supply and Sanitation. Genova, 26.

WASH (1993). Lecciones Aprendidas en Materia de Agua y Saneamiento. USAID. Washington. USA.

WEGELIN, M. (1986). Horizontal Flow Roughing Filtration (HRF) Design, Construction and Operation Manual IRCWD. Report No. 06/86. Duebendorf, Switzerland.

WEGELIN, M. SCHERTENLEIB R. BOLLER M. (1991). The Decade of Roughing Filters-Development of Rural Water Treatment Process for Developing Countries. Journal Water SRT-Aqua, Vol 40, n 5, Pag 304-316.

WHITE, A. (1982). Community Participation in Water and Sanitation: Concepts, Strategies and Methods. Technical Paper Series No. 17. The Haghe. The Netherlands.

WHO, (1983). Minimun Evaluation Procedures for Water Supply and Sanitation Projects Document No. ETS/83.1 CDD/OPAS/83.1. Switzerland.

WHO. (1993). Guidelines for Drinking-Water Quality. (2 ed.) Ginebra: OMS, 1993:188. (OMS, ed. ; vol 1).

WHO (1996). Guidelines for Drinking Water Quality: Health Criterias and other Supporting Information. Second Edition. Volume II. Génova.

WHO, UNICEF. (1996). Water Supply and Sanitation Sector Monitoring Report. Sector Status as of 31 December 1994.

Wijk-Sijbesma, C. van (1985). Participation of Women in Waster Supply and Sanitation: Roles and Realuties. Technical Paper 22. The Hague, The Netherlands.

Wijk-Sijbesma, C. van (1986). What Price Water?. User Participation in Paying for Community Based Water Supply. Ocasional Paper Series IRC. The Hague, The Netherlands.

WINDLE, T. (1974) 45 th Report on Results of Bacteriological Chemical and Biological Examination of London's Water for the Year 1971 - 1973. Metropolitan Water Board. London, U.K.

YAO, K. M., HABIBIAN, M.T. AND O'MELIA., C.R. (1971). Water and Wastewater Filtration: Concepts and Applications. Environmental Science and Technology. Vol. 5. No. 11.

# A N E X O 1

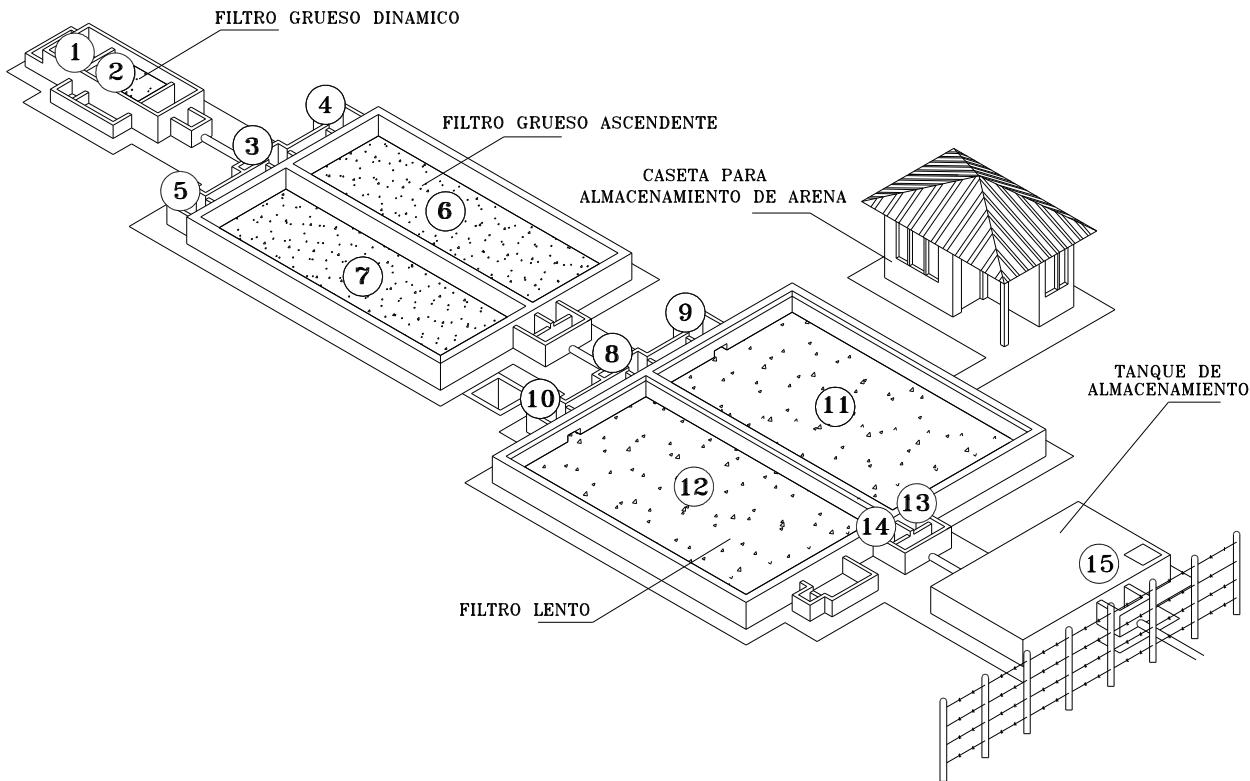
## FORMATO DE MONITOREO EN PLANTAS DE TRATAMIENTO POR FILTRACION EN MULTIPLES ETAPAS

CONDICION ACTUAL	CONDICION PREVISTA	ACCIONES SI LA SITUACION NO ES LO DESEABLE
Calidad del Agua Medir los parámetros de calidad en los siguientes puntos de acuerdo con lo señalado en el esquema del sistema incluido en el libro de registro del operador.		
Turbiedad (UNT) 1 _____ 2 _____ 5 _____ 8 _____ 9 _____ 10 _____ 11 _____	N < b <sub>3</sub> UNT N < b <sub>6</sub> UNT N < b <sub>7</sub> UNT < 5 UNT < 5 UNT < 5 UNT < 5 UNT	Revisar la cuenca Revisar Filtro dinámico Revisar Filtros gruesos Revisar Filtros lentes y tanque Revisar red de distribución, ubicar puntos de contaminación. Avisar a la comunidad, buscar apoyo
Color Aparente (UC) 1 _____ 8 _____	N < b <sub>8</sub> UC < 15 UC	Revisar la cuenca Revisar la planta y tanque
Coliformes Fecales (UFC/100 ml) 1 _____ 8 _____ 9 _____ 10 _____ 11 _____	N < b <sub>9</sub> UFC/100 ml < 1 UFC/100 ml < 1 UFC/100 ml < 1 UFC/100 ml < 1 UFC/100 ml	Revisar la cuenca Revisar planta de tratamiento y tanque Revisar la red de distribución, avisar a la Entidad Administradora y a la comunidad
La Entidad Administradora ha efectuado visitas semanales a la planta de tratamiento para supervisar la labor del operador y brindar apoyo Si () No ()	Si	Conversar con la Entidad Administradora., mostrar la importancia del acompañamiento al trabajo del operador.
Caudal de la planta _____ l/s	a <sub>2</sub> < N < b <sub>2</sub> l/s	Revisar la planta, red de distribución, Buscar causa del problema y solución. Discutir con la Entidad Administradora./comunidad
Qué labores de mantenimiento ha efectuado en los componentes del sistema de tratamiento? Filtro dinámico: Lavado cada _____ días Filtros gruesos: Lavado semanal _____ Mensual _____ Filtros lentes: Raspado cada _____ meses Otros ( ) Cuáles: _____	a <sub>10</sub> < N < b <sub>10</sub> días <sup>1</sup> Semanal y mensual <sup>1</sup> a <sub>11</sub> < N < b <sub>11</sub> meses	Buscar la causa de que no se estén efectuando las labores de mantenimiento de acuerdo con las recomendaciones. Discutir con la Entidad Administradora, el operador y la comunidad. Dar capacitación para que se haga el mantenimiento adecuado.
Actualmente las unidades operan con velocidad de filtración: Filtro Dinámico: _____ m/h Filtros gruesos: _____ m/h Filtros lentes: _____ m/h	a <sub>12</sub> m/h a <sub>13</sub> m/h 0.15 m/h	Buscar causas de sobrecarga o reducción en el caudal. Si el problema es reducción de caudal, comparar con el mantenimiento, si es necesario incrementar frecuencia. Discutir con la Entidad Administradora/operador/comunidad, e implementar correctivos.
Actualmente las unidades presentan pérdidas de carga de: Filtros gruesos: 3 _____ cm 4 _____ cm Filtros lentes: 6 _____ cm 7 _____ cm	N < b <sub>14</sub> N < b <sub>15</sub>	Establecer causa e implementar correctivos. Revisar libro de registros del operador. Comparar con el mantenimiento, si es necesario aumentar frecuencia en las labores de mantenimiento.

<sup>1</sup> Esta frecuencia de mantenimiento puede incrementarse en época de invierno. Si se ha incrementado, buscar la causa y establecer conveniencia para el funcionamiento del sistema.

**Sitios de muestreo (Ver Figura A1-1):** 1. Entrada 2. Salida filtro dinámico 3. Filtro grueso 1 4. Filtro grueso 2 5. Salida filtros gruesos  
6. Filtro lento 1 7. Filtro lento 2 8. Tanque de almacenamiento 9. Casa usuario 10. Casa usuario 11. Casa usuario

Fecha: Responsable:



**Figura A1-1** Sitios de muestreo en una planta FiME

## A N E X O 2

### ESQUEMA DE OPERACION Y MANTENIMIENTO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO POR FILTRACION EN MULTIPLES ETAPAS (FiME)

La tabla A2-1 ilustra un esquema base para la programación de actividades de operación y mantenimiento. El esquema propuesto puede ser ajustado según las características propias del sistema de tratamiento FiME existente.

**TABLA A2-1. Tareas de Operación y Mantenimiento de la Planta FiME**

Periodicidad	Filtro Grueso Dinámico	Filtro Grueso Ascendente	Filtro Lento
Diarias	<ul style="list-style-type: none"><li>* Control y registro de caudal (afluentes y efluente)</li><li>* Medición y registro de turbiedad.</li><li>* Revisión capa superficial de grava.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>* Medición, control y registro de caudal afluentes.</li><li>* Medición y registro de turbiedad.</li><li>* Retiro material flotante.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>* Control y registro caudal afluentes.</li><li>* Medición y registro de turbiedad.</li><li>* Retiro material flotante.</li><li>* Medición y registro de pérdida de carga.</li></ul>
Periódicas	<ul style="list-style-type: none"><li>* Limpieza del filtro</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>* Medición y registro de pérdida de carga.</li><li>* Limpieza semanal.</li><li>* Limpieza mensual.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>* Limpieza canaletas y cámaras de entrada.</li><li>* Raspado filtro</li><li>* Lavado arena.</li></ul>
Eventuales	<ul style="list-style-type: none"><li>* Retiro y lavado de toda la grava del filtro.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>* Revisión tubería afluentes.</li><li>* Retiro y lavado de toda la grava del filtro.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>* Rearenamiento.</li></ul>

Una programación detallada para la realización de actividades periódicas en el filtro grueso dinámico y en los filtros gruesos ascendentes puede ser definida, sin embargo actividades como el raspado del filtro lento y el lavado de arena no poseen una periodicidad estricta y su programación debe considerar un período de trabajo, más que una fecha exacta.

Dependiendo del tamaño de la planta, el operador requiere la participación de uno o más ayudantes para ejecutar algunas actividades periódicas. Para realizar actividades eventuales en los componentes de mayor tamaño (retirar todo el lecho filtrante en filtros gruesos o rearenar los FLAS's) es necesario prever el número de personas requeridas para efectuar la labor en el menor tiempo posible, a fin de no sobrecargar otras unidades de tratamiento durante largos períodos de tiempo.

Una herramienta importante para el operador y que contribuye a alcanzar un mejor control sobre el funcionamiento del sistema, lo constituye el formato de control, el cual debe ser diligenciado diariamente según el programa de seguimiento concertado con el ente de soporte en control y vigilancia de la calidad del agua. Los registros obtenidos para los parámetros de intereses deben

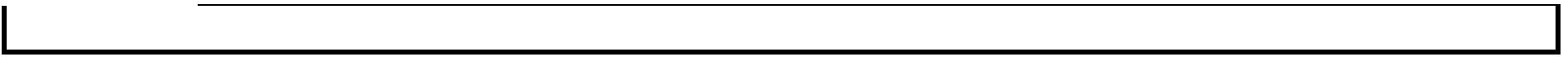
ser comparados con los valores deseables a fin de identificar el funcionamiento de la planta de tratamiento y tomar acciones en caso de ser necesario.

La información presentada en el formato para control del funcionamiento de la planta FiME, son aplicables para sistemas que incluyen un filtro grueso dinámico, dos filtros gruesos ascendentes en capas y dos filtros lentos. Una planta con diferentes etapas de tratamiento, requiere de formatos con mayor o menor número de sitios de medición.

Otro aspecto importante a incluir en el esquema de operación y mantenimiento, es el listado de actividades a efectuar cuando se presentan problemas en la planta, tal como se indica en la tabla A2-2.

## 5. FORMATO DE CONTROL DE FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA

Parámetro	Sitio	Valor Deseable	Día de la semana					
			Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado
Turbiedad (UNT)	Entrada F. Grueso Dinámico (1)							
	Entrada F. Gruesos Ascendentes (3)							
	Entrada F. Lentos (8)	< 10						
	Salida F. Lento 1 (13)	< 5						
	Salida F. Lento 2 (14)	< 5						
Caudal (l/s)	Entrada F. Gruesos Ascendentes (4) + (5)	Caudal de diseño						
	Entrada Filtros Lentos (9) + (10)	Caudal de diseño						
Pérdida de Carga (cm)	Filtros Gruesos Ascendentes (4) (5)							
	Filtros Lentos (11) (12)							
Cloro Resid. (mg/l)	Tanque de Almacenamiento (15)	Entre 0,3 y 1						
Limpieza								
Observaciones								



A2-165

**TABLA A2-2 Problemas más Frecuentes y sus Soluciones en plantas FiME.**

<b>PROBLEMA</b>	<b>SOLUCION</b>
1 No llega suficiente agua a la planta de tratamiento.	Revise el estado de los componentes del Sistema que están antes de la planta: bocatoma, desarenador, conducción incluyendo válvulas de purga y ventosas. Realice los ajustes respectivos.
2 Llega mucha agua a los filtros gruesos ascendentes y a los filtros lentos.	Controle que el filtro grueso dinámico sólo trate la cantidad de agua necesaria para los filtros gruesos ascendentes.
3 El agua no pasa entre el filtro grueso dinámico y los filtros gruesos ascendentes, a pesar de que el filtro grueso dinámico está limpio.	Identifique si hay alguna obstrucción en la tubería o válvula que comunica entre si, los filtros introduciendo una sonda por la tubería de llegada a los filtros gruesos ascendentes. Si no es posible destapar la tubería de esta manera, solicite apoyo de un técnico.
4 Durante la noche entra agua con mucho lodo a la planta y alcanza a llegar a los filtros gruesos ascendentes (esto se puede observar por el aspecto del agua en la superficie de los filtros gruesos ascendentes).	Realice lavado adicional al filtro grueso dinámico y a los filtros gruesos ascendentes, tal como se indica para el lavado semanal.  Este lavado no reemplaza el lavado semanal normal.
5 Abundancia de algas flotantes en los filtros gruesos ascendentes y en los filtros lentos, las cuales no permiten	Retire diariamente, con la NASA, las algas flotantes.  Si esto no es suficiente, puede ser necesario cubrir

PROBLEMA	SOLUCION
una adecuada filtración y dan mal aspecto a los filtros.	los filtros.
6 El agua efluente de los filtros gruesos ascendentes no llega a los filtros lentos.	Introduzca una sonda por la tubería afluente a los filtros lentos. La sonda se puede introducir por la boca del tubo en la cámara de salida de los filtros gruesos ascendentes o por la tubería de llegada a los filtros lentos.
7 El agua que sale de los filtros lentos presenta turbiedad mayor a 5 unidades nefelo métricas (UNT).	Mida la turbiedad que sale de los filtros gruesos ascendentes y si es mayor que 20 siga los pasos indicados para el problema # 8. Si la turbiedad es menor que 20 revise el caudal de entrada tanto en los filtros gruesos ascendentes como en los filtros lentos y realice los ajustes necesarios. Si la turbiedad a la salida no disminuye avise a la Entidad Administradora.
8 El agua que entra al filtro lento presenta una turbiedad entre 20 y 50 UNT.	Disminuya la entrada de agua a los filtros gruesos hasta que el caudal esté en la mitad de lo normal. Si la turbiedad se mantiene, por lo menos una hora, por debajo de 20 UNT, ponga a funcionar los filtros gruesos con el caudal normal.
9 El agua que entra al filtro lento presenta una turbiedad mayor que 50 unidades.	Cierre la entrada de agua a los filtros gruesos ascendentes hasta alcanzar la cuarta parte del caudal. Haga esto hasta que la turbiedad sea inferior a 50 UNT.

PROBLEMA	SOLUCION
10 No sale suficiente agua del filtro lento después del raspado de la arena.	Vacíe parte del agua del filtro hasta un nivel por debajo de la arena y llénelo de nuevo por la cámara de salida con agua del otro filtro lento.
11 Mal olor de la arena almacenada.	Lave adecuadamente la arena y realice la prueba de la botella para asegurarse que quedó bien lavada.
12 No hay regla de aforo o está fuera del sitio donde fue ubicada inicialmente.	Instálela con la asesoría de un técnico.
13 Regla de aforo con números borrados.	Avise a la Entidad Administradora para que se haga y se instale nuevamente la regla con la asesoría de un técnico.
14 Agrietamientos o fisuras en los muros.	Realice la reparación lo antes posible. Si no puede hacerla, avise al ente administrador y solicite apoyo técnico.
15 Fugas en las válvulas por:  Daño en el empaque. Daño en el soporte. Rotura por: - Oxidación. - Exceso de pintura.	En cualquiera de estos casos repare lo antes posible el daño y cambie la válvula si es necesario. Las válvulas se deben lubricar y pintar periódicamente para evitar daños en el soporte, problemas en el cierre y oxidación.

## ANEXO 3

### REQUERIMIENTO DE VÁLVULAS EN PLANTAS FiME

Tomando como base los criterios de diseño de cada componente FiME presentados en los capítulos 8, 9 y 10 tanto para las actividades de filtración como para lavado de las unidades y facilitar en toda circunstancia la adecuada ejecución de las actividades de operación y mantenimiento, se presenta en la tabla A3-1, las necesidades de válvulas (bola, compuerta y mariposa), indicando los diámetros respectivos

**Tabla A3.1** Requerimiento de válvulas en plantas FiME, para caudales entre 2 l/s y 25 l/s.

Caudal l/s	Alternativas FiME			
	FGDi + FLA	FGDi + FGAC + FLA	FGDi + FGAS2 + FLA	FGDi + FGAS3 + FLA
2	4B(1.5")	4B(1") + 3B(2") + 6B(1.5") + 2M(4")	4B(1") + 3B(2") + 6B(1.5") + 4M(4")	4B(1") + 3B(2") + 6B(1.5") + 6M(4")
4	8B(1.5") + 1C(3") + 2M(3")	8B(1.5") + 2B(2") + 1C(3") + 2M(3") + 2M(4")	8B(1.5") + 2B(2") + 1C(3") + 2M(3") + 4M(4")	8B(1.5") + 2B(2") + 1C(3") + 2M(3") + 6M(4")
6	8B(2") + 1C(4") + 2M(4")	8B(2") + 1C(4") + 2C(3") + 2M(4") + 2M(6")	8B(2") + 1C(4") + 2C(3") + 2M(4") + 4M(6")	8B(2") + 1C(4") + 2C(3") + 2M(4") + 6M(6")
8	8B(2") + 1C(4") + 2M(4")	8B(2") + 1C(4") + 2C(3") + 2M(4") + 2M(6")	8B(2") + 1C(4") + 2C(3") + 2M(4") + 4M(6")	8B(2") + 1C(4") + 2C(3") + 2M(4") + 6M(6")
10	8B(2.5") + 1C(6") + 2M(6")	8B(2.5") + 1C(6") + 2C(4") + 4M(6")	8B(2.5") + 1C(6") + 2C(4") + 6M(6")	8B(2.5") + 1C(6") + 2C(4") + 8M(6")
12	8C(3") + 1C(6") + 2M(6")	12C(3") + 1C(6") + 6M(6")	12C(3") + 1C(6") + 10M(6")	12C(3") + 1C(6") + 14M(6")
15	8C(3") + 1C(6") + 2M(6")	12C(3") + 1C(6") + 6M(6")	12C(3") + 1C(6") + 10 M(6")	12C(3") + 1C(6") + 14M(6")
18	12C(3") + 1C(8") + 2M(6")	16C(3") + 1C(8") + 2M(6") + 4M(8")	16C(3") + 1C(8") + 2M(6") + 8M(8")	16C(3") + 1C(8") + 2M(6") + 12M(8")
20	12C(3") + 1C(8") + 4M(6")	16C(3") + 1C(8") + 4M(6") + 4M(8")	16C(3") + 1C(8") + 4M(6") + 8M(8")	16C(3") + 1C(8") + 4M(6") + 12M(8")
22	12C(3") + 1C(8") + 4M(6")	12C(3") + 1C(8") + 4C(4") + 4M(6") + 4M(8")	12C(3") + 1C(8") + 4C(4") + 4M(6") + 8M(8")	12C(3") + 1C(8") + 4C(4") + 4M(6") + 12M(8")
25	16C(3") + 1C(8") + 4M(6")	16C(3") + 1C(8") + 4C(4") + 4M(6") + 4M(8")	16C(3") + 1C(8") + 4C(4") + 4M(6") + 8M(8")	16C(3") + 1C(8") + 4C(4") + 4M(6") + 12M(8")

Notas: 1. B= Válvula de bola; C = Válvula de compuerta; M = Válvula de mariposa. Ejemplo 4B (1") significa 4 válvulas de bola de Ø 1"

## **ANEXO 4**

### **ACCESORIOS DE SISTEMAS DE FILTRACION EN MULTIPLES ETAPAS.**

Los accesorios más comúnmente usados en el diseño de filtros gruesos pueden clasificarse en dos grupos de acuerdo al uso.

#### **1. CONTROL DE LA OPERACION**

Dentro de este grupo se incluyen las compuertas para regulación de caudal, los vertederos de aforo y las reglas de aforo. Estos dispositivos son descritos en los ítems siguientes:

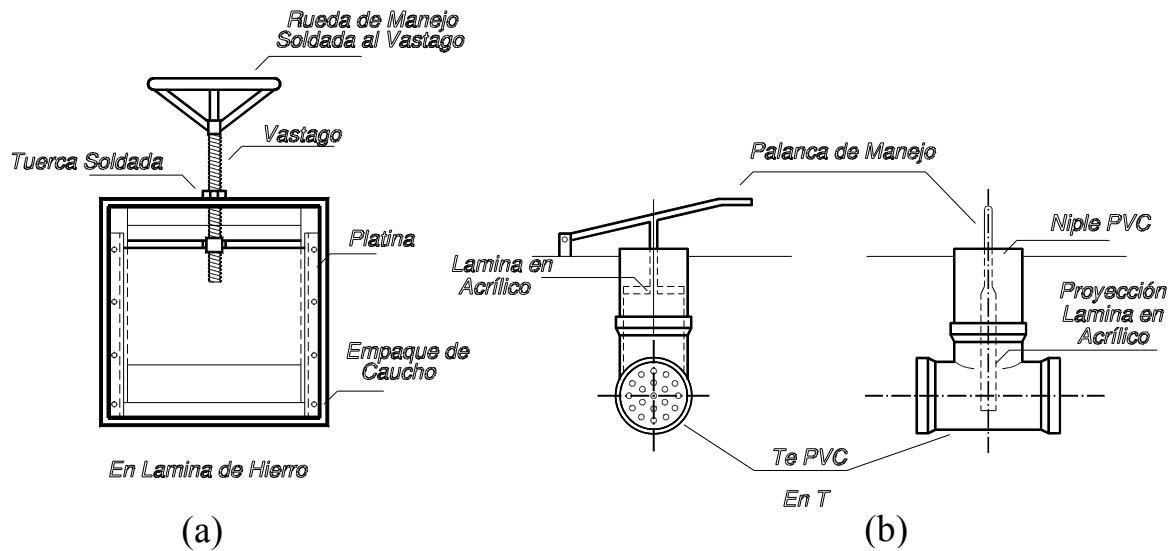
##### **1.1. COMPUERTAS DE REGULACION DE CAUDAL**

Las primeras experiencias de Cinara consideraron como elemento de regulación, las compuertas construídas en lámina de hierro protegidas con anticorrosivo y reguladas con un tornillo sinfín (figura A4-1,a). Entre los limitantes presentados por estos sistemas, se incluían la necesidad periódica de protección contra las corrosión y principalmente, su baja sensibilidad como elemento regulador para caudales pequeños ( $<10 \text{ l/s}$ ). Ante tal situación, se desarrolló otro tipo de compuerta conocida como, compuerta en Te (figura A4-1,b), construida aprovechando acrílico y accesorios comerciales como PVC sanitaria, mucho más sensible a la variación de nivel de agua y caudal, pero con problemas en la combinación de los materiales empleados y con altos costos de construcción, dada su construcción artesanal.

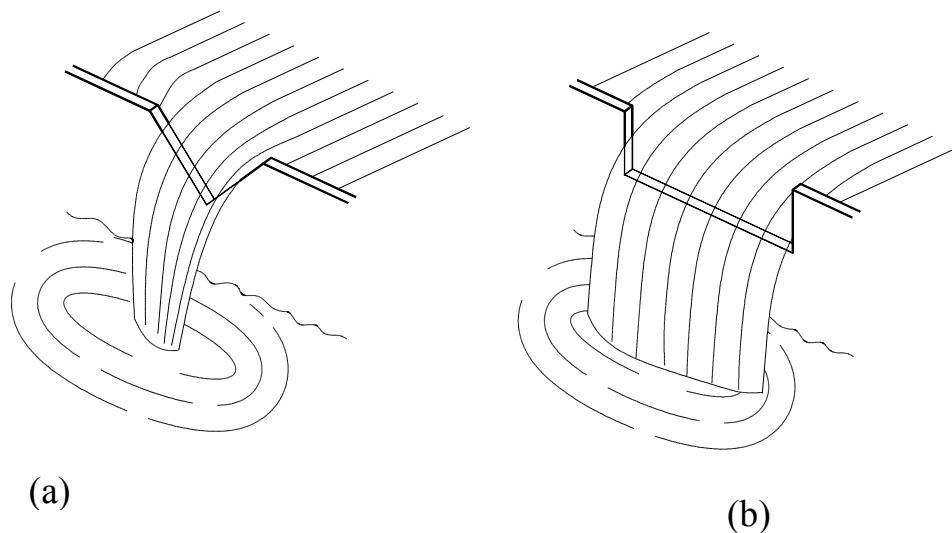
Para obviar esto y los problemas de corrosión y durabilidad en los materiales y considerando su facilidad de maniobra y de consecución en los mercados locales, se recomienda emplear válvulas de compuerta ó de bola, que se adaptan sin mayor inconveniente a los diferentes tipos de tuberías y accesorios existentes comercialmente.

##### **1.2 VERTEDEROS**

Regularmente los vertederos se emplean para medir el caudal de agua que fluye libremente y está expuesto a la presión atmosférica. Los vertederos más comunes son los de pared delgada, con abertura rectangular o triangular sobre la cual fluye el agua. La pared del vertedor usualmente, se construye en material metálico (acero ó bronce) o sintético (acrílico), cuyos bordes en la escotadura se especifican relativamente afilados, con el fin de disminuir la pérdida de carga y facilitar la libre depresión de la lámina de agua. En la figura A4-2 se muestran dos tipos de vertederos de pared delgada. De éstos, el vertadero triangular (a) es el más usado para caudales pequeños ( $<30 \text{ l/s}$ )

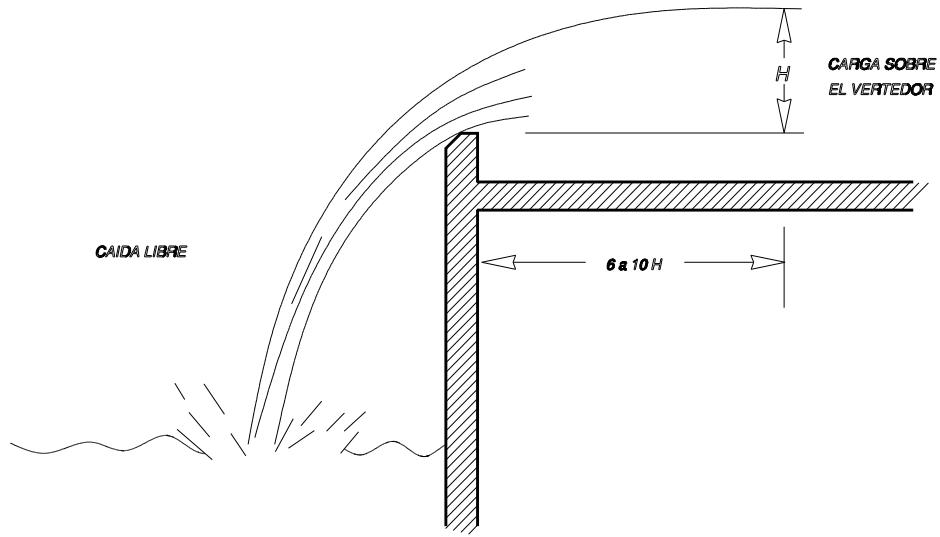


**Figura A4-1** Compuertas de regulación construidas con diferentes materiales: (a) en lámina de hierro, (b) combinando accesorios PVC sanitaria y acrílico.



**Figura A4-2** Vertederos de pared delgada: (a) de abertura triangular (b) de abertura rectangular.

Hay dos condiciones básicas para el correcto diseño de vertederos. En primer lugar, el vertedero debe instalarse en el canal de acceso en forma tal que la velocidad de aproximación sea cercana a cero; en segundo lugar, la altura de agua  $H$  que se correlaciona con el caudal a medir, no corresponde a la lámina de agua que cruza exactamente sobre la sección del vertedero sino a la diferencia de alturas entre la cresta ó vértice del vertedero y el nivel de la superficie del agua, medida a cierta distancia, entre 6 y 10  $H$  aguas arriba de dicho punto (figura A4-3).

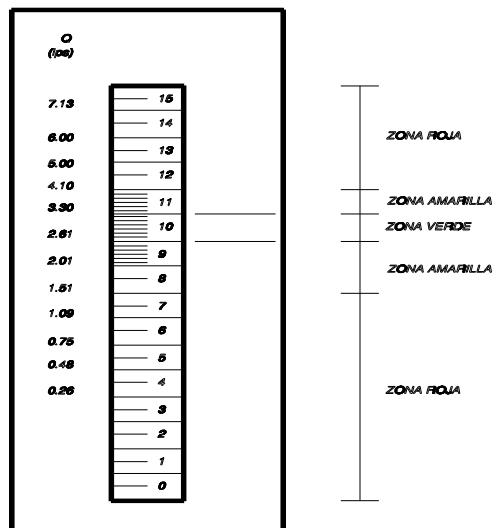


**Figura A4-3** Carga de agua sobre el vertedero.

### 1.3 REGLAS DE AFORO

Los primeros desarrollos de Cinara para medir caudales utilizaron el sistema de flotadores metálicos instalados en la cámara de aquietamiento, donde la altura de agua sobre el vertedero se trasladaba utilizando un dispositivo mecánico, hasta una tabla previamente calibrada, según las características del vertedero empleado. A partir de la lectura en la tabla, se obtuvieron los valores de caudal y velocidad de filtración. La dificultad de lectura, de calibración del vertedero y la interpretación del resultado, limitaron el uso de este tipo de accesorios.

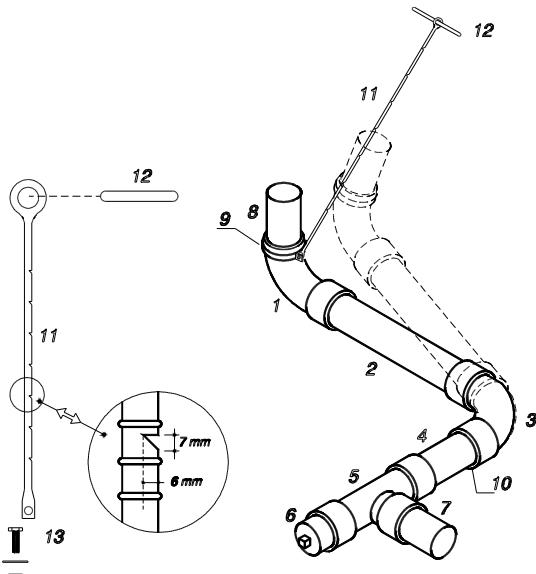
Para facilitar el trabajo del operador y superar las limitaciones encontradas, se implementó otro dispositivo fundamentado en la utilización de reglas con señales de colores (verde, amarillo y rojo) que permiten de manera visual, registrar variaciones de caudal y por consiguiente, de velocidad de filtración de las unidades (figura A4-4). Cuando el nivel de agua en la zona de medición alcanza el color verde, se indica la condición de diseño de la planta; el color amarillo pintado por encima del verde, indica la zona de sobrecarga admisible (generalmente hasta el 50% del caudal de diseño), el amarillo por debajo, representa la zona en la cual se aconseja operar el filtro en los momentos de picos afluentes de turbiedad; la zona roja tanto superior como inferior al color amarillo, indica al operador, velocidades extremas tanto altas como bajas. Las rejillas se construyen fácilmente en aluminio, madera ó acrílico.



**Figura A4-4** Regla de aforo.

#### 1.4 TUBERIA MOVIL PARA REBOSE Y DRENAJE DEL SOBRENADANTE EN LAS UNIDADES FLA

Este elemento denominado cuello de ganso, dada la movilidad de la tubería, permite que se use como rebose o que se sumerja para drenar el sobrenadante en corto tiempo, tal como se presentó en el Capítulo 10. Una especificación detallada de la construcción de este dispositivo que puede realizarse en tubería PVC, se presenta en la Figura A4-5.



1. Codo PVC Sanit Ø“ x 45 CxC
2. Niple PVC Sanit. Ø x L
3. Codo PVC Sanit Ø“ x 90 CxC
4. Niple PVC Sanit. Ø x 15 cm
5. Tee PVC Sanit. Ø
6. Adaptador de limpieza PVC Sanit.
7. Niple pasamuro PVC Sanit.
8. Niple PVC Sanit.
9. Empaque plástico
10. Varilla corrugada Ø 3/4”
11. Listón de madera
12. Tornillo

**Figura A4-5** Esquema constructivo del cuello de ganso

## 1.5 TUBERIA PARA DRENAJE

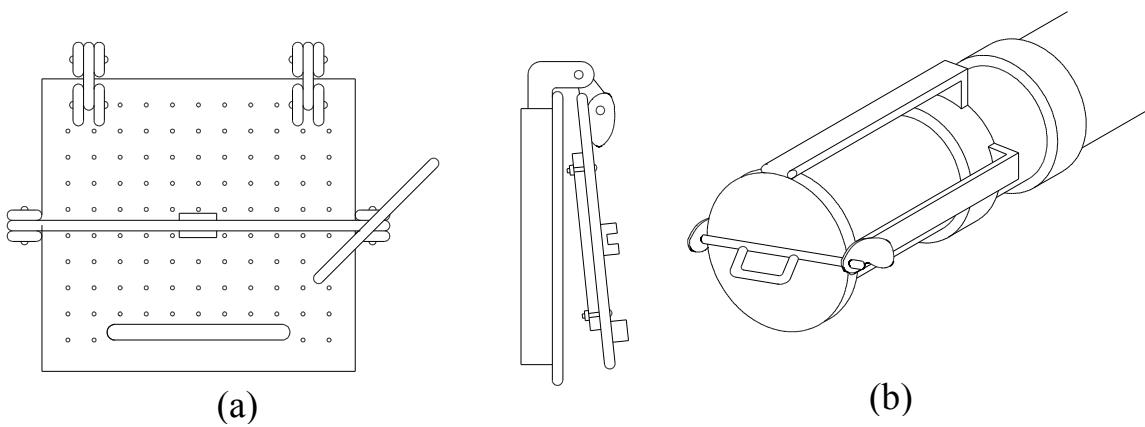
Existen experiencias positivas en la utilización de tubería de drenaje PVC corrugada, como sistema de drenaje en filtros lentos, dada la facilidad de instalación, transporte, economía, comportamiento mecánico e hidráulico. Este aspecto importante, derivado de esta experiencia, consiste en permitir disminuir el espesor de la capa de grava por encima de los tubos corrugados de PVC, a solo 100 mm, tal como se presentó en el capítulo 10, cuando se especificó el medio de soporte.

## 2 MANTENIMIENTO

### 2.1 VALVULAS DE DRENAJE DE APERTURA RAPIDA

Son dispositivos de descarga instalados en el sistema de drenaje de las unidades de filtración gruesa para facilitar su mantenimiento, pues mediante aperturas y cierres rápidos, se generan condiciones hidráulicas que producen un impacto sobre el lecho filtrante, promoviendo la desestabilización y arrastre de material acumulado en él y que no alcanza a ser removido a través de una simple descarga de fondo (Wolters, 1988).

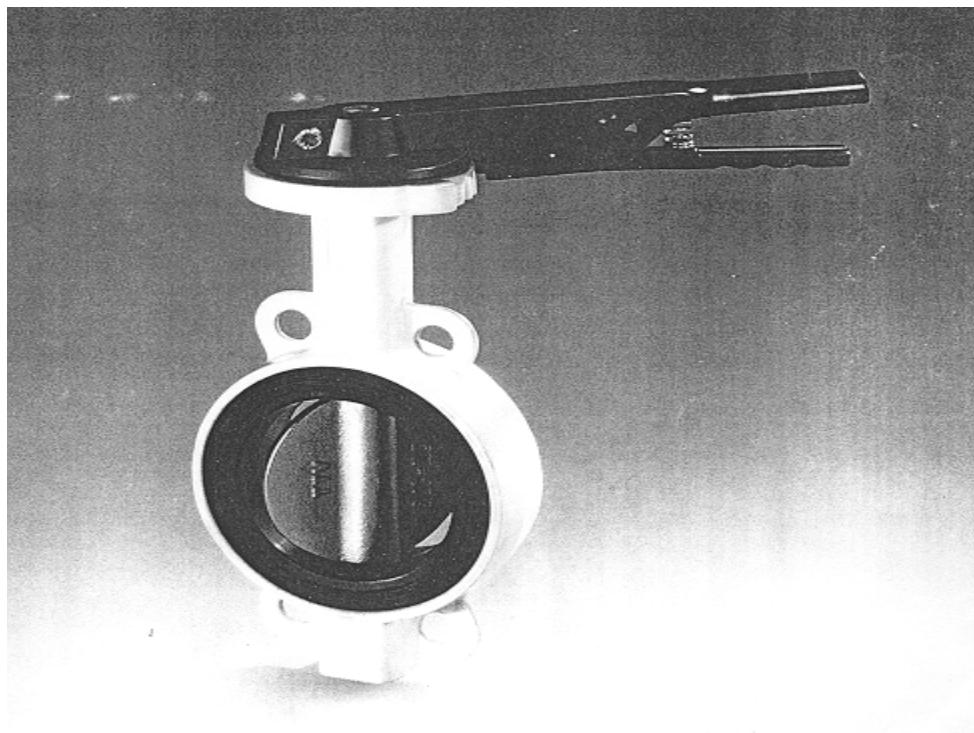
En la figura A4-5 se presentan dos esquemas de este tipo de válvulas, que corresponden a desarrollos iniciales para la limpieza de los filtros gruesos en la década de los 80s. La primera derivada de una experiencia Peruana (a) y la segunda (b) desarrollada en Colombia usando como modelo las tapas de las vasijas de transporte de leche. En ambas experiencias el operador entra en contacto con el efluente del lavado implicando riesgos para la salud, lo cual hace no recomendable el empleo de este tipo de dispositivos.



**Figura A4-6** Válvulas de drenaje. (a) experiencia peruana, (b) experiencia colombiana.

La válvula comercial tipo wafer con disco de mariposa y mando de palanca es ilustrada en la figura A4-6. El cuerpo de este accesorio es fabricado en hierro fundido, acero inoxidable y bronce, entre otros. Como características principales se destacan: fácil maniobrabilidad, estanqueidad total, reducida pérdida de carga y facilidad en el montaje y desmontaje.

Adicionalmente y dado el tipo de unión (bridas) que posee la válvula, ésta se puede acoplar fácilmente en la tubería de drenaje de las unidades de filtración gruesa, antes del punto de descarga, disminuyendo el riesgo por contacto entre el agua de drenaje y el operador. En consecuencia, la válvula tipo wafer parece presentar las mejores características técnicas y de operatividad para recomendar su instalación.



**Figura A4-7** Válvula de apertura rápida tipo comercial.

## **2.2 MALLAS DE PLASTICO**

Actualmente se promueve la colocación de mallas de plástico con el objeto de separar las diferentes capas de grava cuando son colocadas dentro del filtro grueso ó del filtro dinámico. Dos fines son buscados: primero, permitir al operador controlar la profundidad de penetración de la planta durante el lavado superficial de los filtros y segundo, mantener la estractificación de las gravas por tamaños cuando se extraen de la unidad.

## A N E X O 5

### DISEÑO DE MÚLTIPLES

#### 1. CRITERIOS DE DISEÑO

Los múltiples consisten en un conducto principal con laterales normalmente espaciados a intervalos regulares por medio de los cuales se pretende alcanzar una adecuada distribución de flujo y garantizar así, al menos desde el punto de vista hidráulico, el mejor comportamiento de la estructura o reactor al cual el múltiple está asociado.

Los múltiples son estructuras hidráulicas muy importantes y de frecuente uso en plantas de potabilización, plantas de tratamiento de aguas residuales, piscinas de enfriamiento, bocatomas, reactores industriales, etc.

Pueden ser diseñados dos tipos de múltiples: unos que distribuyen el flujo (múltiples difusores) y otros que lo recolectan (múltiples recolectores). Algunos múltiples cumplen esa doble función como es el caso de los sistemas de drenaje en los filtros rápidos en plantas de potabilización, o en las unidades de filtración gruesa de flujo vertical.

Debido a la carencia de un método adecuado de cálculo, se ha descuidado el diseño de estas estructuras, por lo cual es frecuente observar que su pobre comportamiento es causa importante de bajas eficiencias en distintas unidades de tratamiento. En la revista "Proceedings of the American Society of Civil Engineers" Hudson et al. (1979) presentaron un estudio muy interesante de los ingenieros H. Uhler y R. Bailey quienes con base en la evidencia experimental de otros investigadores (Mcnown, Hartigan, Lansford, Miller, Thoma y Vennard), obtienen ecuaciones que permiten calcular los coeficientes de pérdida de carga en los laterales tanto de múltiples difusores como recolectores y dan un procedimiento de cálculo para múltiples difusores cuando sólo se tienen en cuenta las pérdidas por entrada o salida de los laterales, despreciando la fricción.

En un filtro grueso de flujo vertical ascendente, la utilización de los múltiples se hace en los dos sentidos: difusor durante el proceso de filtración y recolector durante el proceso de lavado. Durante el proceso de filtración, los caudales son pequeños y por este motivo el proceso no es el más desfavorable, con mayor razón si se tiene en cuenta el efecto distribuidor de las gravas como material filtrante. Durante el lavado, la condición del múltiple cambia y es más desfavorable debido a las altas velocidades implicadas; en este caso el múltiple se convierte en recolector ya que el lavado se hace en forma descendente.

La distribución uniforme de caudales es esencial para el buen funcionamiento del múltiple. Una distribución aceptable de caudales entre el orificio más cercano a la salida del múltiple y el más alejado de ella es de un 20%.

A continuación se presentan algunas recomendaciones dadas por Fair et al., (1981) sobre criterios de diseño de múltiples, usados para la recolección de agua filtrada, y que también sirven para la distribución del agua de lavado, en filtros rápidos, resumidas en la tabla A5-1.

- Relación del área del orificio y el área del lecho lavado: entre  $(1.5 \text{ y } 5.0) \times 10^{-3}$  a 1.0.
- Relación del área del tubo lateral a la suma de las áreas de los orificios: (2.0 a 4.0) a 1.0.
- Relación entre el área de la tubería principal a la suma de las áreas de las tuberías laterales: entre (1.5 a 3.0) a 1.
- Diámetro de los orificios: entre 1/4" y 3/4" (de 6.35mm a 19.05 mm).
- Espaciamiento entre los orificios: de 3 a 12". (de 7.6 a 30.5 cm).
- Espaciamiento entre laterales: aproximadamente igual al de los orificios.

**Tabla A5-1** Resumen de criterios de diseño. Tomado de Fair et al., (1989)

Item	Recolector	Difusor
$R_O = \Sigma \text{ área orificios}/\text{área de lecho}$	0.0015 - 0.005	0.0015 - 0.005
$R_I = \Sigma \text{ área orificio}/\text{área lateral}$	0.3 - 0.5	0.4 - 1.0
$R_p = \Sigma \text{ área lateral}/\text{área principal}$	0.3 - 0.5	0.4 - 1.0
Diámetro orificios (mm)	6 - 19	6 - 19
Espaciamiento entre orificios (m)	0.1 - 0.3	0.1 - 0.3
Espaciamiento entre laterales (m)	0.5 - 1.0	0.5 - 1.0

## 2 DERIVACION DE LAS ECUACIONES FUNDAMENTALES

En este estudio se usan las ecuaciones obtenidas por Hudson et al (1979) y se presenta un procedimiento generalizado para el calculo de múltiples, tal como se indica en los párrafos siguientes:

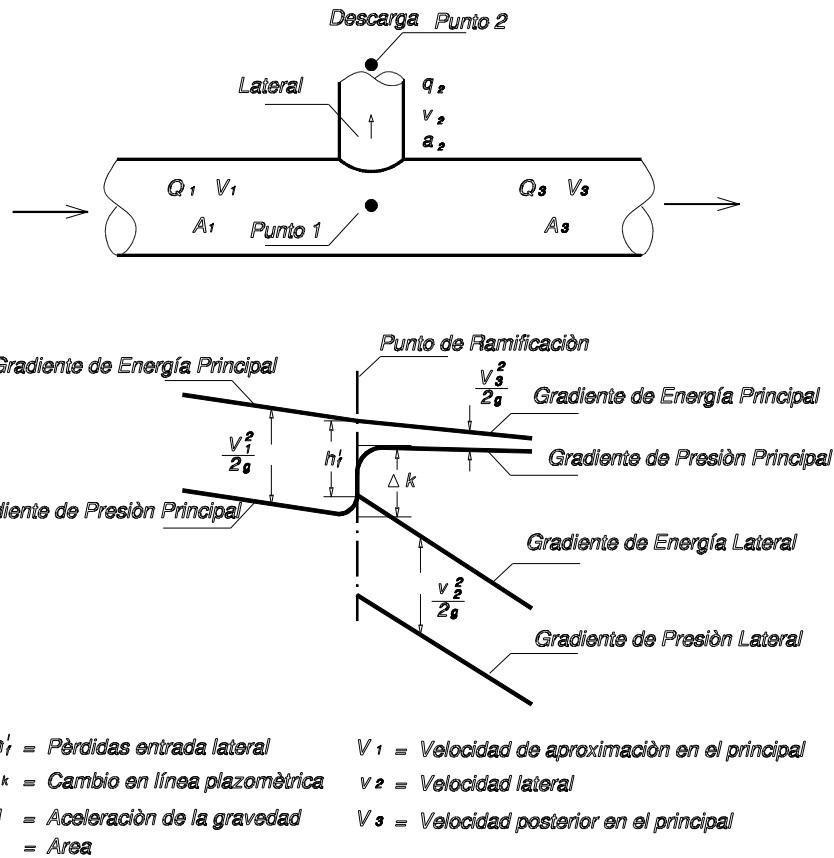
### 2.1 Múltiples difusores

Para derivar el procedimiento de calculo de múltiples se tiene en cuenta la figura A5-1 y la nomenclatura que se indica a continuación:

$Q$	=	Caudal total al inicio del múltiple.
$V_i$	=	Velocidad en el tramo $i$ del conducto principal del múltiple, inmediatamente antes de un lateral $i$ .
$Q_i$	=	Caudal del tramo $i$ cuya velocidad es $V_i$
$V_i$	=	Velocidad en el lateral $i$ .
$q_i$	=	Caudal en el lateral $i$ , cuya velocidad es $v_i$
$A_i$	=	Área del conducto principal en el tramo $i$
$a_i$	=	Área del conducto lateral $i$ .
$h'f$	=	Pérdida de carga entre un punto en el conducto principal, inmediatamente anterior a la derivación y otro en el conducto lateral de derivación, inmediatamente después. Es la pérdida de carga por entrada al conducto lateral.
$H_i$	=	Pérdida de carga total en un lateral $i$ que incluye la de entrada y salida.
$g$	=	Aceleración de la gravedad
$\alpha$	=	Coeficiente de velocidad para expresar las pérdidas por entrada en función de la carga de velocidad en el lateral, según Ecuación (2).
$\beta$	=	Coeficiente usado cuando se incluye la pérdida de carga por salida.

Para los resultados experimentales usados por Hudson et al., (1979), se hacen las siguientes aclaraciones:

- El área en el conducto principal permanece constante antes y después de una derivación.
- La derivación se hace a  $90^\circ$  con respecto al eje del conducto principal.
- El conducto lateral de la derivación es circular y se empata a ras con el conducto principal, es decir, sin prolongaciones dentro de este conducto.
- Se utilizan diferentes relaciones de área lateral a principal.



**Figura A5-1** Condiciones en un múltiple difusor.

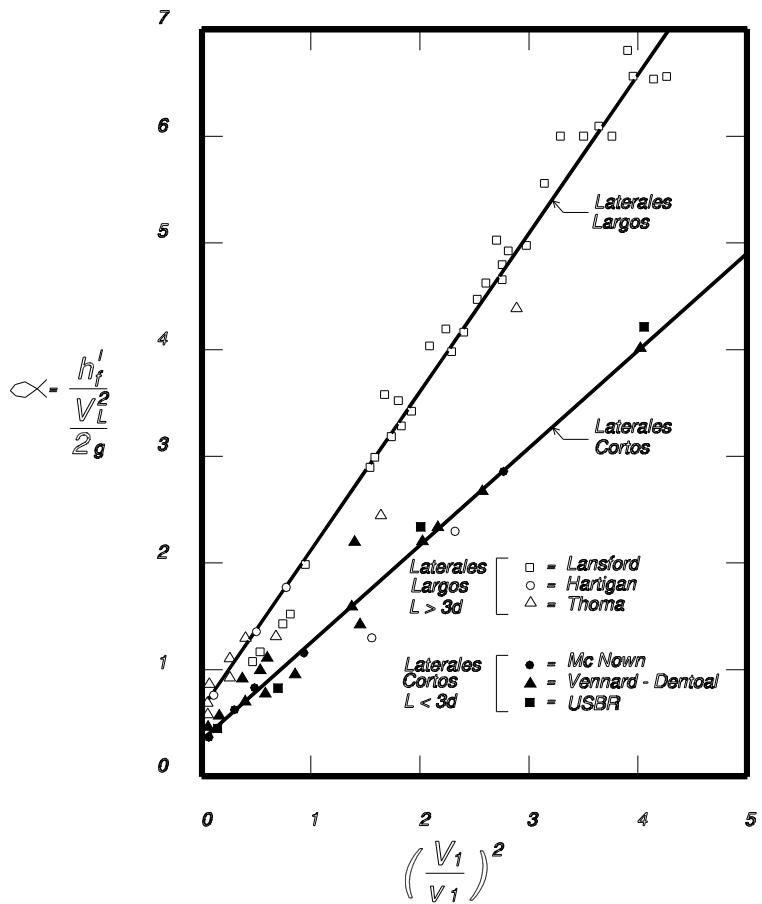
De acuerdo a lo anterior y a lo indicado en el figura A5-1, la pérdida de energía entre el punto 1 y el punto 2 puede ser expresado como:

$$H_i = h' f_i + 1.0 \frac{(V_i)^2}{2g} \quad (1)$$

$$h' f_i = \frac{\alpha (V_i)^2}{2g} \quad (2)$$

Haciendo uso de resultados experimentales de diferentes múltiples, Hudson et al. (1979), dibujaron los valores de  $\alpha$  vs  $(V_i/v_i)^2$  según se indica en la figura A5-2, indicando así que el valor de  $\alpha$  cae dentro de una línea recta según la ecuación (3):

$$\alpha = \phi \frac{(V_i)^2}{(v_i)^2} + \theta_i \quad (3)$$



**Figura A5-2** Coeficiente de resistencia

Los valores de  $\Phi$  y  $\theta_i$  son diferentes según se trate de laterales cortos o largos. Un lateral corto se define como aquél cuya longitud es menor que tres veces su diámetro. Los valores de  $\Phi$  y  $\theta_i$  aparecen en la tabla A5-2.

**Tabla A5-2** Valores de  $\Phi$  y  $\theta_i$  para laterales cortos y largos. Tomado de Hudson, (1981).

Lateral	$\theta_i$	$\Phi$
Largo	0.4	0.90
Corto	0.7	1.67

Los coeficientes para el lateral largo son menores que para el corto probablemente porque el primero permite una recuperación parcial de la carga de velocidad al expandirse el chorro después de su contracción.

$$\beta = \phi \left( \frac{V_i}{v_i} \right)^2 + \theta_i + 1.0 \quad (4)$$

Teniendo en cuenta las pérdidas por salida y haciendo  $R = a/A$  y para laterales cortos, se tiene según Hudson et al., (1979):

$$\beta_i = 1.67 \left( \frac{RQ_i}{q_i} \right)^2 + 1.7 \quad (5)$$

En los párrafos siguientes se analiza el efecto del coeficiente  $\beta$  y la presión a lo largo del conducto principal:

### - Coeficiente $\beta$

La situación ideal para un orificio que descarga a un lateral es que aguas arriba de la derivación el fluido esté perfectamente quieto.

En un múltiple difusor el último lateral se acerca a esta condición. Al inicio del múltiple el conducto principal lleva todo el caudal y por lo tanto la velocidad a lo largo del conducto es máxima en esta zona si su sección es constante. Al final, habiéndose derivado la casi totalidad del caudal, la velocidad es mínima. Mientras menor sea la velocidad en el conducto principal, menor será la fuerza necesaria para producir el cambio de velocidad hacia el lateral, por lo cual se facilita la entrada del agua en este último conducto. Por esta razón el coeficiente  $\beta$  va disminuyendo hacia aguas abajo y los laterales finales; por este aspecto, tienden a derivar más caudal. Se comprende pues, la importancia de este coeficiente en la distribución del flujo a lo largo del múltiple.

### - Presión a lo largo del conducto principal

Si las pérdidas por fricción y cambios de velocidad fueran menores que la carga de recuperación a lo largo del conducto principal, la presión aumentaría hacia aguas abajo en este conducto. En estas condiciones la descarga en los laterales finales sería mayor que en los iniciales por este concepto. Generalmente las pérdidas por fricción son mayores que la carga de recuperación y por este solo aspecto, las descargas tienden a disminuir hacia el final de múltiple. Las pérdidas de carga a lo largo del conducto principal tienen un efecto compensador en relación con el efecto del coeficiente  $\beta$ , en un múltiple difusor.

En resumen, la descarga en los laterales es el resultado del efecto combinado de las cargas de recuperación, del coeficiente  $\beta$  y de las pérdidas por fricción y cambios de velocidad a lo largo del conducto principal. La importancia de cada uno de estos factores depende de las condiciones de cada caso particular.

Ocurre con frecuencia que las pérdidas en el conducto principal se pueden despreciar sobre todo en un nuevo diseño. En estos casos es posible determinar aproximada pero directamente la relación de

áreas entre el lateral y el principal para producir una distribución de caudal uniforme, dentro de una variación dada. Para el caso de un 20% y para múltiples difusores, se calcula en la forma siguiente:

Para el último lateral se puede admitir que  $\beta = 1.70$  por ser la relación  $V/v = 0$ . (Laterales cortos).

La pérdida de carga en el último lateral  $n$  es por lo tanto:

$$H_n = \beta_n \frac{(\frac{q_n}{a})^2}{2g} = 1.7 \frac{(\frac{q_n}{a})^2}{2g} \quad (6)$$

En las condiciones que se están analizando las pérdidas de carga son iguales en todos los laterales y por lo tanto:

$$H_n = \beta_l \frac{(\frac{q_n}{1.20 * a})^2}{2g} = 1.7 \frac{(\frac{q_n}{a})^2}{2g} \quad (7)$$

$$\beta_l = 1.7 * (1.20)^2 = 2.448 \quad (8)$$

Admitiendo que:

$$\frac{q_l + q_n}{2} = \frac{Q}{n} \quad (9)$$

Donde  $n$  es el número de laterales y teniendo en cuenta que se está obligando a que  $q_n$  sea igual a **1.2 q<sub>l</sub>**, se tiene:

$$q_l = \frac{0.909 Q}{n} \quad (10)$$

Reemplazando la Ecuación (10) en la (5) y (8) se consigue:

$$\beta_l = 1.67 (R \frac{Q_n}{0.909 Q})^2 + 1.7 = 2.448 \quad (11)$$

$$\text{de donde: } R = \frac{0.61}{n} \quad (12)$$

Como en el caso de múltiples difusores las pérdidas de carga en la tubería principal tienen un notorio efecto compensador, para este caso es razonable, de acuerdo con la experiencia adquirida. En consecuencia se admite  $R = 1.0/n$ .

## 2.2 Múltiples recolectores

El múltiple recolector, como su nombre lo indica, es aquél en el cual el caudal final en el conducto principal es mayor que el caudal inicial. La pérdida por entrada es igual a 0.4 ó 0.5 veces la carga de velocidad en el lateral, valor no incluido en la pérdida  $h/f$  de la ecuación (7). La pérdida  $h/f$  se produce entre un punto en el lateral inmediatamente después de su entrada y otro punto en el conducto principal después del lateral, debido al cambio de velocidad entre dichos puntos y al cambio de dirección. En la Figura A5-3 se muestra un esquema de la situación. En la Figura A5-4 tomada del libro Water Clarification Processes de H.E. Hudson (1981), se muestra la gráfica de  $\alpha$  vs  $V/v$ .

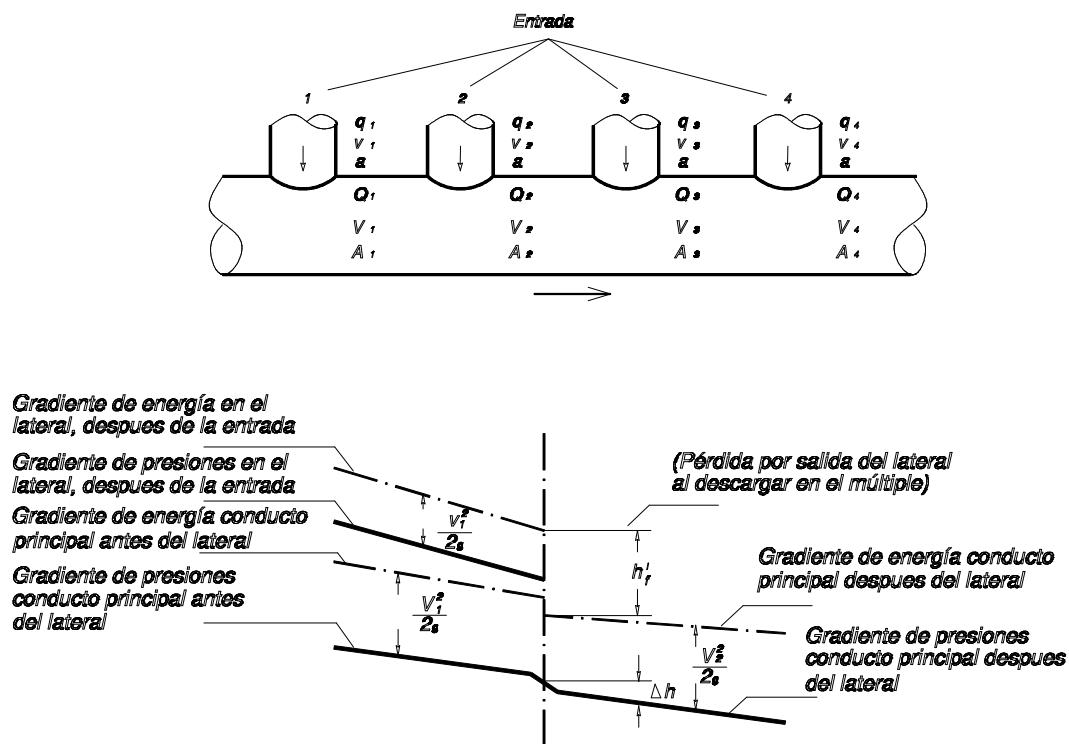
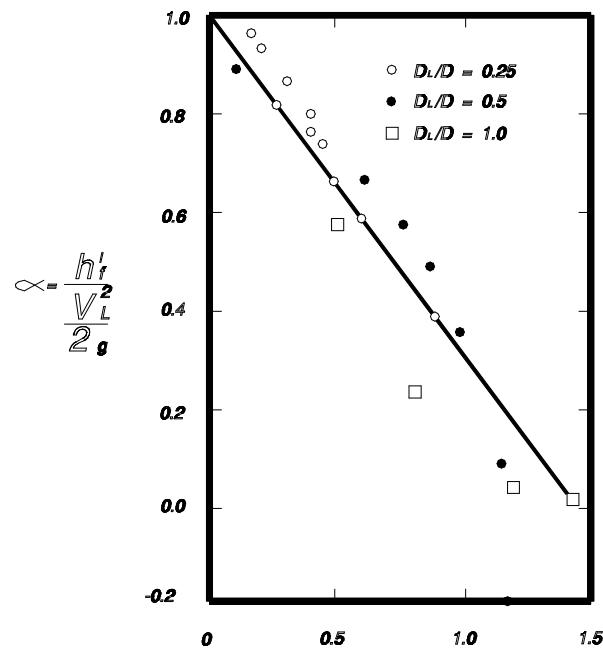


Figura A5-3 Condiciones de un múltiple recolector

Alfa ( $\alpha$ ) sigue siendo la relación entre la pérdida de carga  $h'f$  y la carga de velocidad en el lateral:

$$\alpha = \frac{\frac{h' f_i}{(V_i)^2}}{2g} = 1 - [0.7 \left( \frac{V_i}{v_i} \right)^{0.5}] \quad (13)$$



$$\left( \frac{V_L}{V_1} \right)^{0.5}$$

Figura A5-4 Coeficiente de pérdidas por salida de laterales descargando en múltiples recolectores

de pérdidas por salida de laterales descargando en múltiples recolectores

### 2.3 Relación de áreas para distribución uniforme y fricción despreciable

Para este caso utilizamos la Ecuación (13) :

$$\beta_1 = 1.5 - 0.7 \left( \frac{V_i}{v_i} \right)^{0.5} \quad (14)$$

Para el lateral más alejado de la salida, o sea, al inicio del flujo, el coeficiente Beta ( $\beta$ ) es igual a:  
 $\beta_1 = 1.5$

$$H_1 = \frac{\frac{(q_1)^2}{(a)^2}}{2g} * 15 \quad (15)$$

$$H_n = \frac{\frac{(q_n)^2}{(a)^2}}{2g} * \beta_1 \quad (16)$$

Obligando a  $q_1 = 1.2 q_n$  y combinando las ecuaciones (15) y (16) se obtiene ( $H_1 = H_n$ ) cuando se desprecia la fricción:

$$1.5 q_n^2 = \beta_1 q_1^2 = \beta_1 (1.2 q_n)^2 \quad (17)$$

$$\beta_1 = \frac{1.5}{(1.2)^2} = 1.042 \quad (18)$$

Se admite que:

$$\begin{aligned} \frac{q_1 + q_n}{2} &= \frac{Q}{n} = \frac{1.2 q_n + q_n}{2} = \frac{2.2 q_n}{2} \\ q_n &= 0.909 \frac{Q}{n} \end{aligned} \quad (19)$$

$$q_1 = 1.2 q_n \quad (20)$$

$$q_1 = 1.2 * 0.909 \frac{Q}{n} = 1.091 \frac{Q}{n} \quad (21)$$

$$\beta_1 = 1.042 = 1.5 - 0.7 \left( \frac{R Q_1 n}{1.091 Q_1} \right)^{0.5} \quad (22)$$

Reemplazando la ecuación (21) en la 14, para  $\beta_1$  se tiene:

$$R = \frac{(1.5 - 1.042)^2 (1.091)}{(0.7)^2 n} \quad (23)$$

$$R = \frac{0.47}{n} \quad (24)$$

Como se puede observar en las ecuaciones (12) y (24), el múltiple recolector requiere un diseño más cuidadoso que el difusor. Durante la filtración los caudales son más bien pequeños y por este motivo este proceso no es el más desfavorable, con mayor razón si se tiene en cuenta el efecto distribuidor de la grava como material filtrante. En cambio el lavado del filtro si resulta ser una condición muy desfavorable por las altas velocidades implicadas y además, los múltiples son recolectores ya que el lavado se hace con flujo descendente. La velocidad del lavado recomendable es de 20 m/h (5.46 mm/s) mientras la velocidad de filtración es solamente 0.7 m/h (0.194 mm/s).

Teniendo en cuenta la experiencia adquirida en el diseño de este tipo de unidades y considerando sólo la hidráulica de los múltiples, se admiten en los difusores, valores de  $R$  mayor de 0.61 por el efecto compensador existente en este tipo de elementos. Si además se tiene en cuenta el efecto compensador del medio filtrante, no conociéndose investigación alguna al respecto, se sugiere usar los siguientes valores para el diseño:

a) Para múltiples difusores:

$$nR \leq 1.0 = K$$

b) Para múltiples recolectores :

$$nR \leq 0.5 = K$$

Si  $V_L$  es la velocidad en el lateral y  $V_p$  la velocidad en la tubería principal, las ecuaciones anteriores se pueden expresar en función de la velocidad, teniendo en cuenta que  $R$  es la relación de áreas entre el lateral y el principal, por consiguiente:

$$\frac{n a}{A} = K$$

(25)

Multiplicando y dividiendo por Q :

$$\frac{n \cdot a \cdot Q}{A \cdot Q} = K \quad (26)$$

o sea :

$$\frac{V_p}{V_L} = K$$

De manera que, en forma aproximada, puede decirse que :

a) Para múltiples difusores :

$$V_p \leq V_L$$

b) Para múltiples recolectores:

$$V_p \leq 0.5 V_L$$

### 3. EJEMPLO DE DISEÑO DE MULTIPLES.

Se diseñará el sistema de drenaje para un filtro grueso de flujo ascendente cuyas dimensiones son:

Ancho = 2.1m

Largo = 2.7 m

Velocidad de lavado: 20 m/h

El caudal total de lavado será: (Q)

$$Q = V * A = \frac{20 * 2.1 * 2.7}{3.6} = 31.5 \text{ l/s}$$

Considerando un principal de 2.6m de largo e instando 4 laterales, el espaciamiento entre ellos será de 0.65 m y el caudal por lateral ( $q_L$ ) será:

$$q_L = \frac{Q}{4} = \frac{31.5}{4} = 7.9 \text{ l/s}$$

Asumiendo una relación  $R_o = 0.0015$

$$R_o = \frac{\Sigma \text{ Area orificios}}{\text{Area de lecho}} = \frac{n A_o}{A_L}$$

$$A_L = 2.1 * 2.7 = 5.67 \text{ m}^2$$

$$A_o = \frac{\Pi d_o^2}{4} = 0.785 d_o^2$$

Para orificios de  $95 \times 10^{-2}$  m de diámetro ( $3/8"$ ),  $d_o^2 = 90.25 * 10^{-5} \text{ m}^2$

$$A_o = 7.085 * 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$0.00015 = \frac{n * 7.085 * 10.5}{5.67}$$

Por lo tanto el número de orificios por lateral será 30.5, adoptándose 32

El diámetro del lateral puede ser calculado así:

$$\frac{1}{4} \pi d_L^2 = \frac{1}{4} \pi 2n * d_o^2$$

El diámetro del lateral sería entonces:

$$d_L = (2n)^{1/2} d_o$$

$$d_L = (2.32)^{1/2} 0.95 = 7.4 \text{ cm}$$

$$d_L = 2.9", \text{ se adoptan } 3"$$

El diámetro de la tubería principal del recolector puede calcularse así:

$$R = 0.5 / n$$

lo cual da :

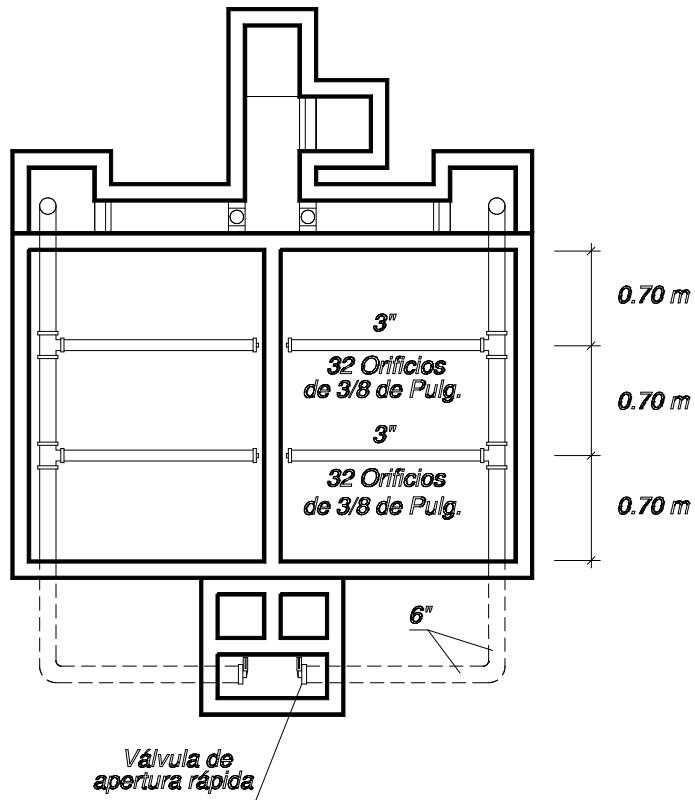
$$d_p = \sqrt{2n} d_L$$

Con dos laterales descargando en cada sección del principal el diámetro del principal será igual a:

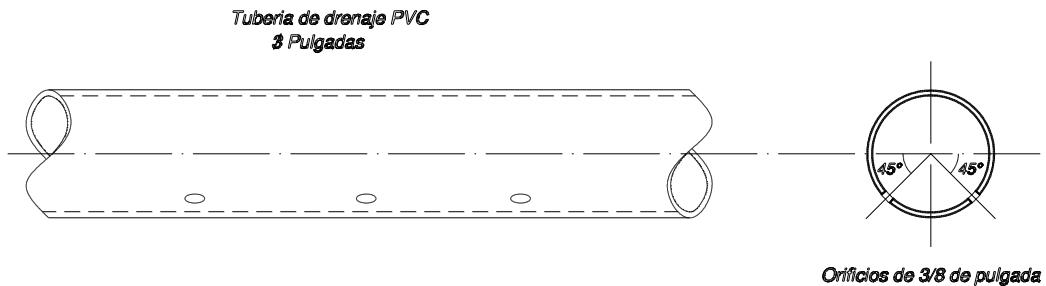
$$d_p = \sqrt{2 * 2} * 3"$$

$$d_p = 2 * 3" = 6"$$

En las figuras A5-5 y A5-6 se ilustran esquemas del multiple diseñado. Cualquier solución razonable, con parámetros diferentes, que produzca una buena velocidad de lavado, es aceptable.



**Figura A5-5** Distribución esquemática del múltiple difusor en un filtro grueso



**Figura A5-6** Ubicación de los orificios en el múltiple recolector del filtro grueso

#### REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

HUDSON, H.E.; UMLER, R, AND BALLEY. (1979). Dividing flow manifold With square adgeg lateral. Journal. EED., Asce: 745.

HUDSON, H.E. JR. Water clarification Processes Practical Design and Evaluantion. (1981). Van Nostrand Reinhold Company. New Yok, USA.

FAIR, G.; GEYER, J. AND OKUN, D. Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales.( 1987) Editorial Limusa, S.A. Versión española. México, D.F..

MCNOWN, J.S. Mechanics of manifold flow. (1954).Trans Asce. 119:1103.

MILLER, D. Internal flow British Hy dromechonies Research Association Crainfield. (1971).Englad.

VERNARD, J.C. AND DENTONI, D.K.( 1954). Discussion to Mechanics of manifold flow. Trans. Asce. 119: 1136,

TOMAS D. Hydraulic Loss in Pipe world power conf. (1929).Tokyo, Japón 2: 446.

WOLTERS, H. Roughing Filtration : a Literature Study. (1988). A Msc Thesis Report. Delft, The Netherlands,

A2-192