

147  
2ej

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



FACULTAD DE QUIMICA

"FILTRACION LENTA EN ARENA PARA LA  
REMOCION DE HIERRO, MANGANESO Y  
NITRATOS EN AGUAS SUBTERRANEAS  
PARA CONSUMO HUMANO"

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO QUIMICO

P R E S E N T A :

**ANTONIO SANCHEZ TORRES**

MEXICO, D. F.

1993

TESIS CON  
FALLA DE OR.GEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## INDICE

### LISTA DE TABLAS

### LISTA DE FIGURAS

## 1 INTRODUCCION

### OBJETIVOS

### METODOLOGIA DE ESTUDIO

### RESULTADOS ESPERADOS

### ANTECEDENTES

## 2 ASPECTOS TEORICOS

### 2.1 Efectos en agua de consumo humano

#### 2.1.1 Efectos de hierro y manganeso

#### 2.1.2 Efectos de nitratos

### 2.2 Hierro y Manganeso

#### 2.2.1 Hierro y manganeso en fuentes de agua subterránea

#### 2.2.2 Procesos de tratamiento para la eliminación del hierro y manganeso

##### 2.2.2.1 Proceso de aeración

##### 2.2.2.2 Tratamiento por oxidación y filtración

##### 2.2.2.3 Tratamiento por oxidación con cloro

##### 2.2.2.4 Tratamiento por oxidación con permanganato de potasio

##### 2.2.2.5 Tratamiento con cal (Proceso Hale)

##### 2.2.2.6 Tratamiento con zeolitas mangánicas

##### 2.2.2.7 Tratamiento con zeolitas comunes

##### 2.2.2.8 Tratamiento con lechos de pirolusita

##### 2.2.2.9 Tratamiento mediante procesos biológicos

### 2.3 Nitrógeno

#### 2.3.1 Ciclo del nitrógeno

- 2.3.1.1 Fijación
- 2.3.1.2 Amonificación
- 2.3.1.3 Asimilación
- 2.3.1.4 Nitrificación
- 2.3.1.5 Desnitrificación

## 2.3.2 Nitrificación

- 2.3.2.1 Microbiología
- 2.3.2.2 Síntesis y estequiometría
- 2.3.2.3 Cinética de nitrificación
- 2.3.2.4 Efectos del oxígeno disuelto
- 2.3.2.5 Efectos de la temperatura
- 2.3.2.6 Efectos del pH sobre la nitrificación
- 2.3.2.7 Efectos de sustancias tóxicas e inhibitorias

## 2.3.3 Desnitrificación

- 2.3.3.1 Microbiología y estequiometría
- 2.3.3.2 Desnitrificación heterótrofa
- 2.3.3.3 Desnitrificación autótrofa

## 2.3.4 Procesos de tratamiento para la eliminación del nitrógeno

- 2.3.4.1 Osmosis inversa
- 2.3.4.2 Intercambio iónico
- 2.3.4.3 Procesos biológicos
  - 2.3.4.3.1 Nitrificación
  - 2.3.4.3.2 Desnitrificación

## 2.4 Filtración

### 2.4.1 Mecanismos de filtración

- 2.4.1.1 Mecanismos de transporte
- 2.4.1.2 Mecanismos de adherencia

### 2.4.2 Cinética de filtración

### 2.4.3 Hidráulica de la filtración

### 2.4.4 Factores que influyen en la filtración

- 2.4.4.1 Características de la suspensión
- 2.4.4.2 Características del medio filtrante

## 2.5 Filtración lenta en arena

### 2.5.1 Teoría de la filtración lenta en arena

### 2.5.2 Estructura del filtro lento en arena

- 2.5.2.1 Estructura de entrada
- 2.5.2.2 Capa de agua sobrenadante
- 2.5.2.3 Lecho filtrante

- 2.5.2.4 Sistema de bajo dren
- 2.5.2.5 Cámara de salida
- 2.5.2.6 Control de flujo

### 2.5.3 Consideraciones de diseño

- 2.5.3.1 Periodo de diseño
- 2.5.3.2 Tasa de filtración
- 2.5.3.3 Modo de operación
- 2.5.3.4 Número de unidades
- 2.5.3.5 Altura del lecho filtrante

### 2.5.4 Costos

#### 2.5.5 Operación y mantenimiento

- 2.5.5.1 Arranque de filtro lento de arena
- 2.5.5.2 Operación diaria
- 2.5.5.3 Limpieza
- 2.5.5.4 Rearenado

## 3 DESCRIPCION Y METODOLOGIA

3.1 Descripción del sistema de tratamiento para agua subterránea

3.2 Metodología del sistema de tratamiento para agua subterránea

## 4 RESULTADOS

## 5 CONCLUSIONES

## 6 RECOMENDACIONES

ANEXO 1 Diseño y operación del modelo a escala laboratorio

ANEXO 2 Costos

## BIBLIOGRAFIA

## INDICE DE TABLAS

- TABLA 1 SISTEMAS DE FILTRACION LENTA EN ARENA INSTALADOS EN LA REPUBLICA MEXICANA
- TABLA 2 VISION DE LA EVOLUCION DE LAS NORMAS PARA TURBIEDAD DEL AGUA POTABLE EN LOS ESTADOS UNIDOS
- TABLA 3 VALORES TIPICOS DE COEFICIENTES CINETICOS PARA BACTERIAS NITRIFICANTES
- TABLA 4 DATOS TIPICOS DE DISEÑO PARA LA REMOCION DE NITRATOS POR INTERCAMBIO IONICO
- TABLA 5 EXPERIENCIA DE LA REMOCION DE AMONIACO MEDIANTE PROCESOS BIOLOGICOS
- TABLA 6 EXPERIENCIA DE LA REMOCION DE NITRATOS MEDIANTE PROCESOS BIOLOGICOS
- TABLA 7 DATOS DE COEFICIENTES DE ESFERICIDAD Y PESO ESPECIFICO PARA VARIOS MATERIALES GRANULARES
- TABLA 8 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS FILTROS LENTOS DE ARENA
- TABLA 9 CRITERIOS DE DISEÑO PARA FILTROS LENTOS DE ARENA
- TABLA 10 COSTOS DE CONSTRUCCION DE FILTROS LENTOS CON ARENA Y SISTEMAS CONVENCIONALES EN LA INDIA
- TABLA 11 PROGRAMA DE MANTENIMIENTO PARA UN FILTRO LENTO DE ARENA EN ZONAS RURALES DE UN PAIS EN VIAS DE DESARROLLO
- TABLA 12 CRITERIO DE DISEÑO DEL FILTRO 1
- TABLA 13 CRITERIO DE DISEÑO DEL FILTRO 2
- TABLA 14 PREPARACION DEL AGUA SINTETICA QUE SIMULA AGUA SUBTERRANEA
- TABLA 15 RELACIONES C:N EN LA SOLUCION DE NITRATOS-GLUCOSA SUMINISTRADA AL SISTEMA DE FILTRACION
- TABLA 16 METODOS ANALITICOS PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS FISICOS
- TABLA 17 METODOS ANALITICOS PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS QUIMICOS
- TABLA 18 METODOS ANALITICOS PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS QUIMICOS (METALES PESADOS)
- TABLA 19 METODOS ANALITICOS PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS ORGANICOS

- TABLA 20 DETERMINACION DEL DIAMETRO GEOMETRICO DE LOS GRANOS
- TABLA 21 CALCULO DEL COEFICIENTE DE DARCY (SISTEMA DE FILTRACION DE AGUA SUBTERRANEA)
- TABLA 22 EFICIENCIAS DE REMOCION DE HIERRO (C:N = 1.28 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 23 EFICIENCIAS DE REMOCION DE HIERRO (C:N = 5.75 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 24 EFICIENCIAS DE REMOCION DE HIERRO (C:N = 64.44 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 25 EFICIENCIAS DE REMOCION DE HIERRO (C:N = 3.70 ; V = 1.50 m/h )
- TABLA 26 EFICIENCIAS DE REMOCION DE MANGANESO (C:N = 1.28 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 27 EFICIENCIAS DE REMOCION DE MANGANESO (C:N = 5.75 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 28 EFICIENCIAS DE REMOCION DE MANGANESO (C:N = 64.44 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 29 EFICIENCIAS DE REMOCION DE MANGANESO (C:N = 3.70 ; V = 1.50 m/h )
- TABLA 30 EFICIENCIAS DE REMOCION DE MANGANESO (C:N = 7.40 ; V = 1.50 m/h )
- TABLA 31 EFICIENCIAS DE REMOCION DE DQO (C:N = 1.28 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 32 EFICIENCIAS DE REMOCION DE DQO (C:N = 5.75 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 33 EFICIENCIAS DE REMOCION DE DQO (C:N = 64.44 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 34 EFICIENCIAS DE REMOCION DE DQO (C:N = 3.70 ; V = 1.50 m/h )
- TABLA 35 EFICIENCIAS DE REMOCION DE NITRATOS (C:N = 1.28 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 36 EFICIENCIAS DE REMOCION DE NITRATOS (C:N = 5.75 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 37 EFICIENCIAS DE REMOCION DE NITRATOS (C:N = 64.44 ; V = 0.75 m/h )
- TABLA 38 EFICIENCIAS DE REMOCION DE NITRATOS (C:N = 3.70 ; V = 1.50 m/h )

**TABLA 39 EFICIENCIAS DE REMOCION DE NITRATOS (C:N = 7.40 ; V = 1.50 m/h )**

**TABLA 40 EFICIENCIAS DE REMOCION DE TURBIEDAD**

**TABLA 41 EFICIENCIAS DE REMOCION DE TURBIEDAD**

## LISTA DE FIGURAS

- FIG 1 Planta de tratamiento Lengg-Diagrama de flujo esquemático
- FIG 2 Esquema de un aereador de platos múltiples
- FIG 3 Aereador de escalones
- FIG 4 Diagrama esquemático de difusores de aire
- FIG 5 El ciclo del nitrógeno
- FIG 6 Distribución normal de nitratos y nitritos en los humanos
- FIG 7 Remoción por impacto inercial
- FIG 8 Contacto de partículas. Mecanismo de intercepción
- FIG 9 Remoción por sedimentación
- FIG 10 Mecanismo de difusión
- FIG 11 Interacción entre grano de arena y partícula de arcilla cargada negativamente
- FIG 12 Análisis del proceso de filtración
- FIG 13 Componentes básicos de un filtro lento de arena controlada a la salida
- FIG 14 Componentes básicos de un filtro lento de arena controlada a la entrada
- FIG 15 Rearenado de un filtro lento en arena
- FIG 16 Esquema del Filtro 1
- FIG 17 Esquema del Filtro 2
- FIG 18 Diagrama esquemático del sistema de tratamiento para agua subterránea
- FIG 19 Comportamiento del coeficiente de Darcy (Filtro lento para agua subterránea)
- FIG 20 Eficiencia de remoción de nitratos (Sistema de filtración para agua subterránea)
- FIG 21 Eficiencia de remoción de nitratos, manganeso y hierro (Sistema defiltración para agua subterránea)
- FIG 22 Eficiencia de remoción de nitratos, manganeso y hierro (Sistema defiltración para agua subterránea)

- FIG 23 Eficiencia de remoción de nitratos (Sistema de filtración para agua subterránea)
- FIG 24 Eficiencia de remoción de turbiedad (Sistema de filtración para agua subterránea)
- FIG 25 Eficiencia de remoción de turbiedad (Sistema de filtración para agua subterránea)

## INTRODUCCION

Este trabajo emplea procesos biológicos con fines de potabilización de agua, la búsqueda de tecnologías de tratamiento de bajo costo y la transferencia de tecnologías de tratamiento para sistemas de abastecimiento de agua apropiadas a las condiciones y tipo de región de nuestro país, considerando para ello que el grado de tratamiento del agua y la combinación de los procesos de tratamiento dependen en gran medida de la fuente de abastecimiento y calidad del agua.

De las fuentes de abastecimiento, las aguas de pozo son a menudo sometidas a un tratamiento mínimo por considerarlas de bajo riesgo. De los contaminantes indeseables que se encuentran en aguas subterráneas son hierro, manganeso y nitratos. Estos contaminantes son pobremente removidos por los procesos convencionales de tratamiento. El tratamiento convencional consiste en procesos fisicoquímicos que son efectivos para remover dureza, sabor, olores y patógenos. Este tratamiento incluye coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

La contaminación por nitratos se presenta en mayor magnitud en abastecimientos superficiales y aguas de pozo localizados en zonas agrícolas. El uso no controlado de fertilizantes nitrogenados genera aportaciones considerables de nitratos a las aguas subterráneas por medio de la actividad microbiana.

De los procesos de tratamiento conocidos, los procesos biológicos tienen la ventaja de remover contaminantes que no son removidos eficientemente mediante tratamientos convencionales, tales como materia orgánica biodegradable, compuestos orgánicos sintéticos, nitrógeno amoniacal, hierro y manganeso.

La filtración lenta en arena es un sistema que favorece la formación de una capa biológica, la cual es capaz de oxidar biológicamente a la materia orgánica y nitrogenada. Estos compuestos disminuyen paulatinamente conforme son utilizados por los microorganismos en su metabolismo y reproducción, generando una reducción de sabores, olores y la cantidad de precursores (materia orgánica y nitrogenada) para la formación de subproductos (cloraminas y trihalometanos) en el proceso de desinfección.

De las técnicas disponibles para la remoción de nitratos en agua, tan sólo intercambio iónico y desnitrificación biológica son factibles, debido a su eficiencia y no tienen el inconveniente de tratamiento y disposición de desechos.

De las tecnologías de bajo costo en estudio y de aplicación a comunidades rurales, la filtración lenta en arena es una opción viable para llevar a cabo la desnitrificación biológica.

En México la práctica en la potabilización del agua es evitar el desarrollo de la actividad biológica mediante la precloración y una rigurosa acción limpiadora del lecho del filtro; sin embargo, la experiencia de otros países que emplean criterios de tratamiento con actividad biológica les ha resultado favorable y a bajo costo.

## **OBJETIVOS**

Evaluar a nivel laboratorio la remoción biológica de nitratos, hierro y manganeso de aguas subterráneas sintéticas, empleando modelos de filtración lenta y filtración ascendente.

Diseñar y construir los modelos de filtración lenta y ascendente a escala laboratorio para el tratamiento de aguas subterráneas sintéticas.

## **METODOLOGIA DE ESTUDIO**

- Revisión bibliográfica de los procesos químicos y biológicos para la remoción de nitratos, hierro y manganeso.
- Recopilación y revisión de artículos con referencia a la filtración lenta en arena como un sistema que favorece la formación de una capa biológica.
- Establecer los criterios generales del diseño del modelo de filtración lenta y filtración ascendente.
- Construcción del sistema de filtración lenta y ascendente.
- Elaboración del balance de materia del sistema de filtración para obtener las concentraciones de las sustancias y el rango de flujo de alimentación al sistema, utilizados durante la investigación.
- Preparación en el laboratorio del agua sintética que simula agua subterránea.
- Realización de pruebas de arranque del sistema de filtración.
- Selección y ejecución de la medición de parámetros de control hidráulico (pérdida de carga y gasto).
- Establecer los parámetros de control físico y químico del sistema de filtración.
- Elaboración de un programa de muestreo, operación y mantenimiento del sistema de filtración.
- Evaluación de los parámetros de operación y eficiencia de remoción de nitratos, hierro y manganeso a diferentes velocidades de operación y relación carbono-nitrógeno en el sistema de filtración.

## **RESULTADOS ESPERADOS**

Evaluación de la capacidad de remoción de nitratos, hierro y manganeso por procesos biológicos en la filtración lenta y filtración ascendente.

Obtención de los parámetros generales del diseño de un sistema de potabilización alternativo de aguas subterráneas.

Contribución al desarrollo de tecnologías de bajo costo para obtener agua de consumo humano en pequeñas comunidades.

## ANTECEDENTES

### Experiencia de la filtración lenta en arena

#### Experiencia en México

La filtración lenta en arena en México no ha tenido un desarrollo importante, a pesar de que esta tecnología tiene las características de bajo costo así como fácil operación y mantenimiento.

Se debe considerar que con base en la situación económica del país, es muy difícil implementar tecnologías sofisticadas y con altos costos de construcción, operación y mantenimiento.

Actualmente existen instalados sistemas de filtración lenta en arena en cuatro estados de la República, a saber, Guerrero, Nuevo León, Puebla y Sinaloa, que hacen un total de 35 sistemas de filtración lenta (TABLA 1).

No obstante los datos recopilados, se revisaron las instalaciones en Sinaloa y Nuevo León y se encontró que ningún sistema cumple con las características de construcción, operación y mantenimiento propias de la filtración lenta en arena. En el estado de Puebla, el sistema de filtración se encuentra en estado de abandono y en Guerrero, de los dos sistemas de filtración lenta, solo uno de ellos se encuentra en operación.

TABLA 1 SISTEMAS DE FILTRACION LENTA EN ARENA INSTALADOS EN LA REPUBLICA MEXICANA

LOCALIDAD	PROCESO	CONDICIONES ACTUALES
<b>GUERRERO</b>		
CHILPANCINGO TEOLOAPAN	FILTRACION LENTA FILTRACION LENTA	REHABILITACION OPERANDO
<b>NUEVO LEON</b>		
CERRALVO SAN PEDRO	FILTRACION LENTA FILTRACION LENTA	FUERA DE OPERACION OPERANDO
<b>PUEBLA</b>		
CHIETLA	FILTRACION LENTA	FUERA DE OPERACION

**TABLA 1 SISTEMAS DE FILTRACION LENTA EN ARENA INSTALADOS EN LA REPUBLICA MEXICANA (CONTINUACION)**

LOCALIDAD	PROCESO	CONDICIONES ACTUALES
<b>SINALOA</b>		
SAN MIGUEL ZAP.	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
EJIDO VALLEJO	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
EJIDO 5 DE MAYO	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
C.P. EL COLORADO	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
CAMPO PAREDONES	F. LENTA MODIFICADA	EN CONSTRUCCION
EL REFUGIO	F. LENTA MODIFICADA	EN CONSTRUCCION
EJIDO 1 DE MAYO	F. LENTA MODIFICADA	EN CONSTRUCCION
EL MACAPULE	F. LENTA MODIFICADA	FUERA DE OPERACION
EJIDO COMPUERTAS	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
CERRO CABEZON	F. LENTA MODIFICADA	EN CONSTRUCCION
ZAPOTILLO No.1	F. LENTA MODIFICADA	EN CONSTRUCCION
EJIDO MOCHIS	F. LENTA MODIFICADA	EN CONSTRUCCION
CHIHUAHUITA	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
POBLADO No.7	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
POBLADO No.5	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
EJIDO FLOR AZUL	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
VILLA G.D. ORDAZ	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
E. DOLORES HGO.	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
BACHOMOBAMPO 1	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
BACHOMOBAMPO 2	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
E. E. ZAPATA	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
EJIDO OHUIRA	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
E. R.F. MAGON	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
E. 9 DE DICIEM.	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
E. BENITO JUAREZ	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
E. FCO. VILLA	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
EJIDO MEXICO	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
SAN FERNANDO	F. LENTA MODIFICADA	REHABILITACION
EL CAMPESINO	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO
EL VARAL	F. LENTA MODIFICADA	OPERANDO

Los principales problemas que se encontraron en la operación y mantenimiento de las unidades en Sinaloa y Nuevo León fueron:

- Pre-cloración antes del proceso de filtración
- Velocidades de filtración mayores a las recomendadas en los criterios de diseño
- Procedimientos erróneos en el proceso de limpieza
- Procedimientos erróneos en el mantenimiento
- Carencia de pre-tratamiento al sistema de filtración lenta cuando las características del agua no son adecuadas a este proceso

Esta situación reafirma el interés en desarrollar e implementar esta tecnología en el país como una alternativa económica y operacionalmente accesible, principalmente en pequeñas comunidades rurales.

### Experiencia en Colombia

Frecuentemente la filtración lenta en arena por sí sola no puede producir un efluente que cumpla consistentemente los requisitos de calidad de agua establecidos. Las fuentes de abastecimiento tanto de países desarrollados como en vías de desarrollo, están tan contaminadas que difícilmente la filtración lenta sería suficiente para potabilizar ese tipo de aguas, por lo que se requiere de una combinación de procesos de tratamiento para cumplir con la norma de agua apta para consumo humano.

La aplicación del concepto de multi-barrera en el tratamiento de agua aumenta significativamente el potencial de la aplicación de la filtración lenta en arena. En este aspecto, se presenta una experiencia exitosa en la región andina de Colombia, donde plantas de tratamiento de varias etapas, que incluyen diferentes alternativas de pre-tratamiento junto con la tecnología de filtración lenta en arena, están produciendo agua de bajo riesgo sanitario.

En 1984 se obtuvieron los primeros indicios sobre las características de las aguas crudas de los ríos y quebradas en la región del Valle del Cauca en Colombia. Se logró distinguir dos tipos de fuentes: los ríos y quebradas de la ladera y los grandes ríos del Valle. Los primeros reciben agua de cuencas relativamente pequeñas, muchas de las cuales enfrentan problemas de erosión. Los grandes ríos del Valle reciben agua de quebradas y ríos de ladera y aguas dispuestas sin tratamiento de ciudades intermedias y grandes.

Con base en estos primeros resultados se concluyó que los filtros lentos de arena por sí solos no podrían manejar continuamente los niveles prevalecientes de turbiedad y coliformes fecales. En ambos tipos de ríos se investigó a escala piloto diferentes técnicas de pre-tratamiento para mejorar la calidad del agua antes de pasarla por los filtros lentos de arena. Los resultados fueron satisfactorios porque los sistemas de pre-tratamiento removieron una parte considerable de los sólidos suspendidos, redujeron coliformes fecales y aún los niveles de color real.

La construcción de planta a escala real confirmó el funcionamiento de los sistemas de pre-tratamiento, operando en conjunto con los filtros lentos de arena.

Los sistemas así contruidos encajan perfectamente con el concepto de multi-barrera. Según este concepto, se debe tener más de una etapa de tratamiento para producir agua apta para consumo humano. Idealmente se debe obtener agua de bajo riesgo sanitario antes de la etapa final del tratamiento, la cual podría entonces ser considerada una barrera de seguridad. La desinfección es

normalmente esta última línea de defensa y para que sea efectiva, se requiere que las barreras previas eliminen virtualmente los microorganismos patógenos y las sustancias que puedan interferirla, de tal forma que la desinfección terminal con dosis bajas y constantes, sea una protección eficiente.

En Colombia se ha llevado a cabo investigación aplicada mediante la implementación de proyectos de demostración sobre filtración lenta en arena en el periodo 1984-87 y pre-tratamientos (en desarrollo).

Cada sistema comprende cuatro pasos diferentes de tratamiento: acondicionamiento, unidad de filtración gruesa, unidad de filtración lenta en arena y desinfección.

El acondicionamiento consiste, en algunos casos, en una sedimentación simple, pero recientemente estos han sido reemplazados por un filtro grueso dinámico. Esta unidad tiene una capa de grava fina sobre un lecho de grava más gruesa. El agua que entra a la unidad, pasa sobre el lecho de grava y una parte se filtra mientras que el resto es devuelta al río. Este sistema representa un primer proceso de tratamiento, pero aún más importante es su ventaja de colmatarse rápidamente cuando recibe turbiedades pico. El flujo a través del lecho se reduce de forma tal que le llega poca cantidad de sólidos suspendidos a las próximas unidades de tratamiento del sistema, estos picos son de corta duración y la limpieza y retorno a operación de estos filtros es materia de unos pocos minutos.

La unidad de filtración gruesa, principalmente del tipo de flujo ascendente, es de una o varias etapas.

Las unidades de filtración lenta en arena con control a la entrada.

La desinfección con cloro es aplicado por goteo como una barrera de protección final.

La filtración lenta en arena es una tecnología de tratamiento valiosa, pero no una panacea para resolver todos los problemas de calidad de agua. Tiene limitaciones para potabilizar agua de fuentes superficiales de mediana o alta contaminación.

Bajo las condiciones que prevalecen en el Valle geográfico del río Cauca, la combinación de filtración lenta en arena y filtros gruesos ha demostrado ser muy efectiva en producir un efluente que requiere únicamente de una baja dosis de cloro como barrera final de seguridad.

Mejorando las acciones de protección de las fuentes de agua y aprovechando los sistemas de pre-tratamiento que se están desarrollando actualmente, la filtración lenta en arena puede ser aplicada en un número de escenarios mucho más amplios de lo que antes se creía posible.

Estos hallazgos son muy relevantes tanto para los países en vías de desarrollo como para las naciones industrializadas porque

darán mejores oportunidades para reducir o prescindir del uso de productos químicos de pretratamiento.

### Experiencia en Perú

El Plan Nacional Peruano para Abastecimiento de Agua Rural dió inicio en 1962 y con una duración subsecuente de 25 años, más de 1,300 pequeños sistemas de abastecimiento fueron construidos para poblaciones de 500 a varios miles de personas. La gran mayoría de éstos sistemas fueron diseñados para la operación a gravedad y aproximadamente una cuarta parte de dichos sistemas fueron plantas de tratamiento para fuentes de agua superficial. Estas fueron construidas de un diseño común, el cual incorpora la siguiente secuencia de tratamientos: entrada de agua cruda con cribado, desarenador, sedimentador, un par de filtros lentos de arena y un reservorio para la distribución del agua tratada.

Una evaluación preliminar de 40 plantas de tratamiento por el CEPIS<sup>28</sup> en 1979 indicaron que los sedimentadores y los filtros lentos de arena presentaron programas de mantenimiento inadecuados. Subsecuentemente un diagnóstico más intensivo involucró un reconocimiento de 60 sistemas, incluyendo 18 sistemas de tratamiento y se demostró que la mayor parte de los componentes de los sistemas tenían problemas fundamentales en la operación y en el diseño.

Los resultados del reconocimiento preliminar de los filtros lentos de arena llevado a cabo por CEPIS sugirió que el 33 % de los filtros lentos de arena presentaba problemas operacionales.

Los problemas fundamentales sufridos por las plantas de filtración lenta en arena en muchos poblados están relacionados con los siguientes aspectos:

- \* Altas turbiedades
- \* Variaciones en el flujo
- \* Medio filtrante incorrecto

En el diagnóstico llevado a cabo se observó en repetidas ocasiones que la ausencia del control del flujo en el punto de alimentación causaba en los filtros una tasa inestable e intermitente en el momento de la operación. Más de la mitad de la plantas carecían o presentaban una reducción marginal de turbiedad y contaminación bacteriana. Se demostró que la mayoría de los sistemas de tratamiento producían agua con valores mayores de 50 coliformes fecales en 100 mL en el abastecimiento. Todos los sistemas de filtración lenta en arena abastecían regularmente agua contaminada fecalmente; sólo 3 de los 16 sistemas reducían la cuenta de coliformes fecales significativamente a menos de 10 colonias en 100 mL<sup>28</sup>.

Dentro de las acciones tomadas para demostrar que los sistemas de filtración lenta en arena podían funcionar adecuadamente para el tipo de agua que se les abastecía se encuentran la implementación de sistemas de pre-tratamiento.

La planta de tratamiento en Azpitia tiene un pequeño sedimentador integrado con un pre-filtro de grava en tres etapas con flujo descendente vertical en una estructura y cuatro filtros lentos de arena en paralelo río abajo. Este esquema fué realizado en 1985. En 1986, se realizó la rehabilitación de la planta de Cocharcas en el que se incorporó por primera ocasión pre-filtros de grava en tres etapas con flujo horizontal en el Perú. En éste proyecto se involucraron acciones de tipo administrativo, reconstrucción de unidades de entrada de agua cruda, construcción de pre-tratamientos, rehabilitación de las unidades de filtración lenta y sistema de desinfección, capacitación y adiestramiento para la operación y mantenimiento de la planta así como evaluaciones operacionales:

Muchas plantas de filtración lenta en arena han sido abandonadas por sus respectivas administraciones debido básicamente a que no se cuenta con operadores capacitados para atender problemas de operación y mantenimiento y a que las plantas no están debidamente diseñadas para el tratamiento de aguas fuertemente contaminadas. La conclusión final es que los sistemas de tratamiento con filtros lentos de arena pueden operar satisfactoriamente desde el punto de vista técnico, sin embargo, un factor muy importante es la infraestructura administrativa para conjuntar ambos rubros y se tengan resultados aceptables.

#### Experiencia en Estados Unidos de América

La historia de la filtración lenta en los Estados Unidos ha sido lenta y mal aceptada, en contraste con la experiencia europea.

Baker, 1981 indicaba que la instalación de plantas de filtración tanto de flujo lento como de flujo rápido toma lugar en los años de 1890 y 1900, pero en los inicios de este siglo, los filtros rápidos ganaron popularidad. Por el año de 1940, los Estados Unidos tenían alrededor de 100 plantas de filtros lentos de arena y<sup>27</sup> cerca de 2275 plantas de filtros rápidos en construcción.

Los filtros rápidos de arena en comparación con los filtros lentos de arena, fueron ampliamente aceptados por los ingenieros encargados del diseño y las empresas dedicadas a la potabilización del agua ya que ofrecían importantes ventajas. El tratamiento consistía de coagulación, floculación, sedimentación y filtración.

En particular, el agua de río es turbia debido a los arrastres de tierras agrícolas o debido a las tierras áridas susceptibles a erosión por causa de la escasa vegetación, la cual puede ser tratada empleando un filtro rápido de arena, para reducir la turbiedad de 100 UTN a menos de 1 UTN, con aguas de tal calidad los filtros lentos pueden comúnmente taponarse. Las ventajas adicionales son que ocupan una menor área, las grandes cantidades de agua que pueden ser tratadas en lugares donde el espacio sea escaso y los requerimientos de operación y mantenimiento son menores en los filtros rápidos que en los filtros lentos.

Bellamy (1985) y Cleasby (1984) mencionan que las limitaciones de los filtros lentos de arena para sobreponerse a niveles altos de turbiedad, fué la principal razón del uso limitado de la filtración lenta en arena en los Estados Unidos, lo cual estimuló el desarrollo y el aprovechamiento de la tecnología de filtración rápida.

Weber (1972), asegura que la falta de éxito de los filtros lentos de arena en los Estados Unidos, se debe en gran parte a la presencia de arcilla fina suspendida en muchas de sus aguas superficiales. Particularmente, estas partículas penetran a través del lecho filtrante, de modo que al filtro difícilmente se le puede dar mantenimiento por el método tradicional de raspado, obteniéndose un efluente de calidad inaceptable.

Si la turbiedad está compuesta primordialmente de materia coloidal y partículas muy pequeñas por debajo de  $0.5 \mu\text{m}$ , como es el caso de algunas cuencas arcillosas, las eficiencias de remoción pueden estar en el rango de 0 a 40 % con turbiedades del agua cruda por debajo de 10 UTN. Este estudio, sin embargo, también muestra que un incremento de la actividad biológica dentro del lecho de arena contribuye definitivamente a mejorar la remoción de este tipo de turbiedad.

En Europa y Estados Unidos, para cumplir los requisitos de calidad del agua, se requiere de sistemas de tratamiento de varias etapas ya que cada vez son más exigentes las normas de calidad de agua que ahí se tienen. Esto explica que la filtración lenta en arena por sí sola en esos países no puede producir un efluente de calidad aceptable.

La TABLA 2 muestra una visión de los requisitos en los Estados Unidos para cumplir con las normas de calidad de agua. En las últimas tres décadas, los requisitos que se han venido estableciendo son cada vez más estrictos. Esto tiene su fundamento en el avance de las investigaciones y de la capacidad de operación y mantenimiento.

TABLA 2 VISION DE LA EVOLUCION DE LAS NORMAS PARA TURBIEDAD DEL AGUA POTABLE EN LOS ESTADOS UNIDOS<sup>19</sup>

PERIODO DE TIEMPO	TURBIEDAD MAXIMA PERMISIBLE
Antes de 1962	10 UTN
1962 a 1976	5 UTN
1976 a 1988	1 UTN
1989 al presente	Filtración lenta en arena 1 UTN Filtración rápida 0.5 UTN

En el año de 1970 y recientemente en 1980 el potencial de aplicaciones de los filtros lentos en arena en los Estados Unidos fue reconsiderado en parte por las aplicaciones ventajosas que se

tenían en otras partes del mundo. Las limitaciones en el uso de grandes cantidades de agua se reconocieron, pero el proceso se consideró como fuerte candidato para usarse en pequeños sistemas, donde los requerimientos de terreno y la operación y mantenimiento no fueran una seria desventaja. Adicionalmente, la filtración lenta en arena tiene una eficiente remoción de bacterias y virus, por lo cual se le considera que también pueda eliminar los quistes de *Giardia*.

Un aparente incremento en la detección de giardiasis en los Estados Unidos alrededor de los años 70's plantean una nueva investigación e interés en los filtros lentos de arena.

Se ha diagnosticado un incremento de giardiasis en lugares donde el agua cruda tenía una alta calidad, baja turbiedad y no mucha evidencia de contaminación por agua residual. La calidad del agua cruda de estas áreas puede considerarse para el tratamiento a través de filtros lentos de arena.

Este proceso ha mostrado excelentes resultados de remoción de bacterias contaminantes y en otros estudios se ha demostrado la eliminación de virus. La filtración lenta en arena pueda eliminar eficientemente los quistes de *Giardia*.

La atención se ha enfocado sobre la filtración lenta por la aparición de tres artículos sobre este tópico en el Journal of American Water Works Association en diciembre de 1984 y el interés generado por numerosas presentaciones técnicas con respecto a este tema en los años 80's, han generado considerar el uso de la filtración lenta en arena.

Las agencias reguladoras de calidad de agua están incluyendo la filtración lenta entre las opciones para ser considerados en pequeños sistemas, ejemplo de ello, es que un buen número de plantas están siendo construidas y otras se están remodelando.<sup>27</sup>

Otro indicador del cambio de actitud de los Estados Unidos en el propósito de aplicar este proceso se ha visto en la AWWARF (American Water Works Association Research Foundation) al auspiciar un proyecto para el desarrollo de un manual de diseño y construcción de filtros lentos de arena. Este proyecto tiene por objeto desarrollar tecnología para ser aplicada en pequeñas comunidades.

La Agencia de Protección Ambiental (EPA) proyecta la construcción de plantas de filtración lenta en arena en un gran número de pequeñas comunidades en el futuro. Actualmente alrededor de 2900 sistemas de agua son estimados para proveer de agua superficial en diversos usos, sin filtración. De estos la EPA estima que alrededor de 1000 de los sistemas en los que necesitarán instalar filtros, se elegirán filtros lentos de arena.

La filtración lenta en arena ha sido bien aceptada en algunas partes del mundo pero en Estados Unidos ha llevado varios años esta aceptación. La búsqueda de procesos apropiados para el control de quistes de *Giardia* en aguas superficiales ha dado la

pauta para iniciar programas de investigación sobre la filtración lenta en arena, los resultados arrojados sugieren la capacidad de remoción de *Giardia* en un alto porcentaje en agua cruda.

### Experiencia en Europa

La filtración lenta en arena para suministros de agua potable en el sur de Gran Bretaña data desde 1829. En 1852 se convirtió en un requisito legal para toda el agua proveniente de fuentes superficiales en Londres. Para comienzos de este siglo, la filtración lenta en arena era aceptada como una barrera vital en el abastecimiento de agua potable. Unos pocos años más tarde, se extendió el potencial del almacenamiento con largos periodos de retención y la disponibilidad de la cloración como una barrera de seguridad adicional. Cada una de estas etapas fué fundamental en el mejoramiento de la calidad del agua; sin embargo, la proliferación de algas en los embalses y el aumento en las cargas de sólidos suspendidos gradualmente empezó a crear problemas de colmatación en los filtros lentos de arena. Ridley (1967) menciona que éste problema pudo ser superado cuando la Metropolitan Water Board introdujo su primer filtro rápido de arena a gravedad en 1923.<sup>19</sup> Con solo modificaciones menores, este sistema de filtración doble en arena aún se usa.

Los filtros lentos de Londres operan con agua del río Támesis. Los niveles de amoníaco en el efluente del filtro lento de arena tienen valores típicos de 0.1 mg/L y los niveles de 4 a 6 mg/L de COT en el agua cruda son reducidos a valores entre 2 y 4 mg/L. Los periodos de operación de los filtros lentos están siendo determinados por mediciones de carbono orgánico no disuelto, clorofila y recuento de coliformes<sup>19</sup>. La Thames Water Authority ha aumentado el ritmo de sus investigaciones para optimizar aún más el desempeño de los filtros incluyendo factores tales como: el efecto de eliminar radiación solar sobre los lechos, la ozonación y el uso de telas filtrantes.

En Zurich, la primera planta para el tratamiento de agua usando filtración lenta en arena se puso en operación en 1871. Debido a requisitos mayores operacionales producidos por el deterioro de la calidad del agua y al establecimiento de estándares más estrictos con respecto a la calidad del agua, particularmente en lo relacionado a menores niveles permisibles en sustancias orgánicas, se adicionaron otros procesos y en 1975 el filtro lento de arena se convirtió en el séptimo de un sistema de ocho etapas (pre-oxidación en los colectores del agua del lago, coagulación-floculación, ajuste de pH, filtración rápida en arena, tratamiento con ozono, filtración con carbón activado, filtración lenta en arena y desinfección usando dióxido de cloro). Esto se ilustra en la FIG 1. Actualmente se aplican velocidades hasta de 0.65 m/h en los filtros lentos de arena.

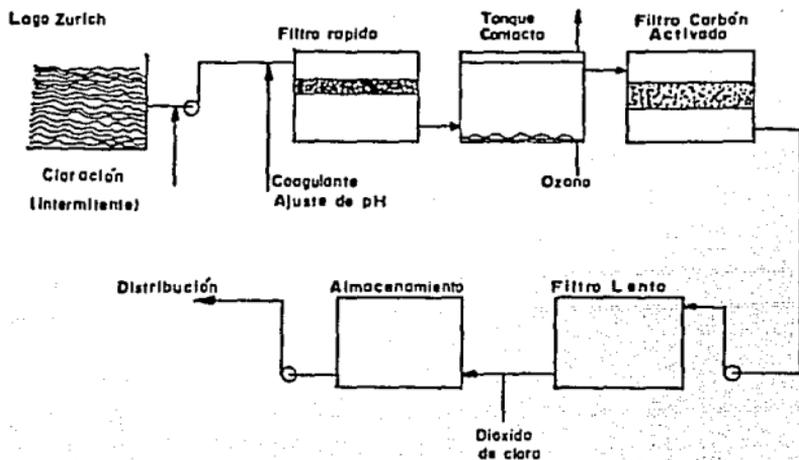


FIG 1 Planta de tratamiento Lenggu - Diagrama de flujo esquemático

## 2 ASPECTOS TEORICOS

### 2.1 Efectos en agua de consumo humano.

#### 2.1.1 Efectos de hierro y manganeso.

El hierro se puede encontrar en el agua en forma de compuestos ferrosos o de compuestos férricos. Los primeros son solubles e incoloros y su presencia por tanto no se puede detectar a simple vista. Los segundos son en cambio insolubles y dan una coloración rojiza al agua. Al oxidarse los compuestos ferrosos solubles se convierten en férricos insolubles y precipitan, formando una dispersión coloidal, produciendo manchas o rayas insolubles cafe-rojizas, amarillas, grises o negras sobre la ropa durante el lavado. El manganeso es particularmente pegajoso. En casos extremos el hierro y manganeso interfieren con el uso del agua en la cocina oscureciendo los vegetales al cocerlos.

Algunas veces la presencia de hierro y manganeso llega a afectar las operaciones industriales con procesos húmedos. El hierro imparte sabor al agua conocido como sabor amargo, dulce, astringente o "hierro" detectable por algunas personas en niveles de 1 a 2 mg/L.

El agua que contiene hierro y manganeso con una concentración superior a 0.3 mg/L suelen estimular la proliferación de las llamadas "bacterias de hierro", de las cuales, la más común se denomina "Crenotrix". Estos organismos que no son verdaderas bacterias, poseen una afinidad por el hierro o por el manganeso o por ambos, pero estos elementos no entran en sus funciones fisiológicas. Las llaves, líneas de tubería y válvulas se taponan cuando grandes masas de bacterias se desprenden. La precipitación del hierro en los sistemas de distribución causa problemas con el agua-roja en los domicilios particulares e industrias. Así mismo, la muerte de las bacterias causa mal olor y sabor al agua lo que la hace impropia para beberla u otros usos sanitarios.

La experiencia ha marcado que los consumidores domésticos encuentran objeciones al agua cuando ésta presente el hierro en concentraciones mayores a 0.2 mg/L y la propiedad de adherencia del manganeso es tan grande que la concentración no debe exceder de 0.1 mg/L y de preferencia menor a 0.05 mg/L. Para algunas aplicaciones industriales, el hierro debe ser reducido a 0.1 mg/L y el manganeso a menos de 0.05 mg/L.<sup>2</sup>

La norma mexicana para hierro y manganeso en agua de consumo humano marca límites máximos permisibles de 0.30 y 0.15 mg/L respectivamente.<sup>14</sup>

### 2.1.2 Efecto de nitratos.

Los nitratos están presentes naturalmente en suelos, aguas, vegetales y carnes. Se les encuentra también, en pequeñas concentraciones (1-40  $\mu\text{g}/\text{m}^3$ ) en el aire como resultado de la contaminación atmosférica. Los niveles en suelos cultivados, y por lo tanto, en el agua (que por lo común no pasa de 10  $\text{mg}/\text{L}$ ) aumenta con el empleo de fertilizantes nitrogenados comerciales (alcanzando concentraciones elevadas hasta de 1000  $\text{mg}/\text{L}$ ).

Los nitritos se forman en la naturaleza por la acción de bacterias nitrificadoras como etapa intermedia en la formación de nitratos. Los nitratos y nitritos se utilizan con frecuencia en la producción y conservación de productos cárnicos y de algunos pescados. En algunos países su uso esta reglamentado. Las actividades humanas pueden incrementar las cantidades de nitratos mediante tres formas: precipitación, polvaredas y escurrimiento. Estas fuentes son incrementadas principalmente por la fertilización de campos agrícolas y la combustión de hidrocarburos.

Otras fuentes relacionadas con el ser humano incluyen los efluentes de agua residual municipal, drenaje de campos agrícolas y del área de lixiviados de fosas sépticas y aguas residuales industriales.

La concentración de nitratos permitida para suministro de agua potable en México es de 5  $\text{mg}/\text{L}$ . Las personas adultas pueden tolerar 0.4  $\text{mg}/\text{Kg}$  de peso por día, sin embargo, concentraciones de nitratos (90-140 ppm.) en agua de consumo humano pueden causar la enfermedad conocida como METAHEMOGLOBINEMIA (niños azules) en infantes menores de cuatro meses de edad. Se caracteriza por la inhabilidad de la célula de los globulos rojos para transportar el oxígeno, ocasionando la muerte por asfixia. Los infantes poseen cantidades menores de ácidos en su estómago que los adultos, y esto permite el desarrollo de una población microbiana que reduce el nitrato a nitrito, el cual es tóxico.

El nitrito puede reaccionar con varias aminas para formar nitrosaminas, las cuales son agentes carcinogénicos. El nitrato ingerido en los alimentos o el agua, puede ser usado como aceptor de electrones por las bacterias del intestino, y el nitrito formado puede entonces dar origen a las nitrosaminas.

En individuos sanos normales los nitratos y nitritos se absorben rápidamente en el sistema gastrointestinal. El nitrito absorbido reacciona con la hemoglobina para formar metahemoglobina que, en el adulto, se convierte rápidamente en oxihemoglobina por la acción de los sistemas reductores como la NADH-metahemoglobina reductasa. Este sistema enzimático no está completamente desarrollado en los lactantes de hasta cuatro meses de edad y en los animales muy jóvenes. En estas condiciones puede haber un aumento en el volumen de la metahemoglobina formada, y el resultado es un proceso clínico característico, la metahemoglobinemia. Los microorganismos presentes en los alimentos

y el sistema gastrointestinal de lactantes muy pequeños pueden convertir nitratos a nitritos y, por ende, exacerbar el problema en este grupo de edad. En los individuos sanos los nitratos absorbidos se excretan rápidamente por el riñón. El nitrógeno en la orina esta presente como urea que es hidrolizada por la enzima ureasa a carbonato de amonio.

Se observa que a niveles de aproximadamente 10%, la metahemoglobinemia puede producir cianosis asintomática, en tanto que a niveles de 20 a 50% se acompaña de cianosis manifiesta, acompañada de signos y síntomas hipóxicos, como debilidad, disnea por el ejercicio, cefalagia, taquicardia y pérdida del conocimiento. Aunque no se conoce la concentración letal de la metahemoglobina, se sabe que puede ocurrir la muerte a niveles superiores al 50%.

El hombre está expuesto a nitratos y nitritos principalmente por conducto del agua y de los alimentos. Las concentraciones de nitratos pueden ser particularmente elevadas en agua potable extraída de pozos excavados. Los nitratos en los alimentos pueden ocurrir naturalmente o se pueden agregar por diversas razones tecnológicas o incluso de salud pública. Si bien la ingesta de dosis muy elevadas de nitratos puede ser fatal para el hombre, es improbable que dicha ingesta ocurra por conducto de la exposición ambiental, salvo en el caso de lactantes y niños muy pequeños que constituyen grupos de alto riesgo por su susceptibilidad a los nitratos y nitritos.

La evaluación de los riesgos de salud para el hombre se ha basado en estudios epidemiológicos y datos clínicos. Los datos obtenidos en animales confirman las observaciones en el hombre de que la metahemoglobinemia es el principal efecto tóxico de la ingestión de nitratos y nitritos.

Los lactantes pequeños son el grupo más vulnerable por las siguientes razones:

- 1) La menor acidez de su estómago permite el desarrollo de ciertos microbios que contienen enzimas capaces de reducir nitratos a nitritos.
- 2) La hemoglobina fetal, que constituye una proporción considerable de la hemoglobina del lactante pequeño, y los eritrocitos durante la niñez pueden ser más susceptibles a la conversión a metahemoglobina por la acción de los nitritos.
- 3) El sistema enzimático que puede reducir metahemoglobina a hemoglobina es deficiente en el lactante pequeño.
- 4) La ingesta de líquidos en el lactante pequeño es más elevada que la del adulto en relación con su peso corporal.

Aunque la característica sobresaliente de la toxicidad del nitrato es el desarrollo de la metahemoglobina, los nitratos pueden también causar vasodilatación que agrava los efectos de la

metahemoglobinemia. El ion nitrito formado por reducción de nitratos oxida el hierro en la molécula de hemoglobina del estado ferroso al estado férrico. La metahemoglobina resultante es incapaz de ligar reversiblemente el oxígeno. Los signos clínicos de intoxicación por nitrato, atribuibles a hipoxia, aparecen cuando los valores de metahemoglobina pasan del 20% aproximadamente

Hasta ahora no se han establecido correlaciones que muestren un vínculo entre el cáncer en el hombre y la exposición a los compuestos de N-nitroso o sus precursores, pero se ha sugerido la posible intervención de los compuestos de N-nitroso y en especial, su formación en el desarrollo del cáncer nasofaríngeo, esofágico y gástrico.

## 2.2 Fierro y Manganeso

El hierro y el manganeso son el cuarto y el décimo séptimo elementos más abundantes y constituyen, respectivamente, cerca del 4.5 y 0.1 por ciento de aproximadamente 100 elementos en la corteza terrestre.

Estos elementos junto con el calcio, magnesio y aluminio constituyen la causa de la dureza en las aguas naturales. El hierro y manganeso se encuentran en rocas y minerales de la corteza terrestre. El hierro se encuentra en minerales silicatados de rocas ígneas, mientras que los compuestos de manganeso se encuentran con frecuencia en rocas metamórficas y sedimentarias. El hierro y el manganeso forman parte de los contaminantes más comunes encontrados en las fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano.

### 2.2.1 Fierro y manganeso en fuentes de agua subterránea

El hierro está presente en muchas fuentes de agua subterránea, caso contrario con el manganeso que sólo se encuentra ocasionalmente y en compañía del hierro.

El agua subterránea contiene con frecuencia altos niveles de dióxido de carbono y bajas concentraciones de oxígeno disuelto y puede convertir o disolver el hierro y manganeso insoluble relacionado con minerales a bicarbonato ferroso y manganeso solubles teniendo el ion ferroso divalente  $Fe^{2+}$  y el manganeso divalente  $Mn^{2+}$  respectivamente.

El dióxido de carbono encontrado en las aguas subterráneas es originado probablemente en la descomposición de la materia orgánica. El ion férrico, un constituyente de muchos minerales relacionados con el hierro, es reducido a ion ferroso a través de la acción microbiológica en el ambiente anaerobio de un pozo profundo. De la misma forma, existe evidencia de que el manganeso con valencias más altas que dos, constituyente de muchos minerales asociados al manganeso, tales como manganeso tetravalente en el dióxido de manganeso,  $MnO_2$ , es reducido a manganeso manganeso mediante la acción de microorganismos en medio anaerobio de un pozo profundo.

Sulfato ferroso y manganeso, con sus respectivos ion de hierro ferroso,  $Fe^{2+}$ , e ion manganeso manganeso,  $Mn^{2+}$ , se encuentran en agua subterránea conteniendo azufre, principalmente sulfuro de hidrógeno, no obstante que el hierro y manganeso están presentes normalmente en el agua subterránea como bicarbonato soluble.

El hierro y manganeso pueden encontrarse unidos orgánicamente en las aguas subterráneas. Por ejemplo, los ácidos húmicos, derivados del humus que es la porción orgánica del suelo resultante del decaimiento parcial de las hojas y demás vegetación, reacciona con el ion ferroso para formar complejos orgánicos coloreados.

Registros sobre la contaminación de hierro en el agua subterránea indican que normalmente se encuentra en rangos de centésimas hasta aproximadamente 25 mg/L ; sin embargo existen excepciones ya que se han encontrado concentraciones por encima de los 70 mg/L y hasta valores por encima de los 90 mg/L. El manganeso está presente generalmente en concentraciones menores de 1 mg/L sin embargo, también hay excepciones.

En términos generales cuando un agua tiene altos valores de alcalinidad, la concentración de hierro y manganeso es más baja que con alcalinidad baja. De igual manera, la concentración de hierro en el agua de pozos de grava es con frecuencia menor que la del agua de pozos de roca ya que los pozos de grava frecuentemente arrastran agua de un solo acuífero más que de acuíferos múltiples.

#### 2.2.2 Procesos de tratamiento para la eliminación de hierro y manganeso

Como se ha mencionado anteriormente, el hierro ocurre con más frecuencia en el agua que el manganeso y puede estar en combinación con materia orgánica o no. Con respecto al tratamiento de las aguas contaminadas por estos elementos los podemos clasificar en cinco clases:

- a) Las aguas que sólo contienen hierro
- b) Las aguas que contienen hierro en combinación con materia orgánica
- c) Las aguas que contienen hierro y manganeso, pero no en cantidades apreciables de ácidos orgánicos
- d) Las aguas que contienen hierro y manganeso con cantidades considerables de ácidos orgánicos
- e) Las aguas que sólo contienen manganeso

El tratamiento requerido en cada caso estará en función de la calidad del agua a tratar. Los tratatamientos involucran procesos fisicoquímicos y biológicos.

##### 2.2.2.1 Proceso de aereación

La aereación es el proceso de tratamiento mediante el cual se lleva un contacto íntimo del agua con el aire, con el propósito de: aumentar el contenido de oxígeno, reducir el contenido de dióxido de carbono y remover metano y varios compuestos orgánicos volátiles responsables del sabor y olor. Los resultados de los tratamientos son útiles en la producción de agua potable.

La aereación es ampliamente usada para el tratamiento del agua subterránea que tenga contenido elevado de hierro y manganeso. Estos elementos imparten algunos inconvenientes citados anteriormente. El oxígeno atmosférico que se lleva al agua a través de la aereación reaccionará, con los compuestos disueltos

de hierro y manganeso convirtiendolos en óxidos férricos y mangánicos insolubles.

Se puede tener el contacto íntimo entre el agua y el aire necesario para la aereación de muchas formas. Para el tratamiento del agua potable se logra principalmente dispersando el agua a través del aire en capas delgadas o gotas finas (aeradores de cascada) o mezclando el agua con aire disperso (aerador de burbuja). En ambos casos el contenido de oxígeno del agua puede elevarse al 60-80 % del contenido máximo de oxígeno que el agua puede contener cuando esta completamente saturada.<sup>70</sup>

Los equipos para aereación pueden clasificarse como aeradores de cascada o platos múltiples, difusores de burbuja y aeradores mecánicos. La aereación tipo cascada se lleva a cabo mediante el rompimiento del agua en gotas o películas delgadas ya que aumenta el área de agua expuesta por unidad de volumen.

Los difusores producen un efecto similar descargando burbujas de aire dentro del agua por medio de dispositivos de inyección de aire. Los aeradores mecánicos emplean motores con impulsores solos o en combinación con dispositivos de inyección de aire.

Los aeradores de platos múltiples consisten de una serie de platos equipados con rejillas, perforados o con malla de alambre. Una buena distribución del agua en el área total del plato es importante para una buena eficiencia. En varios aeradores de platos, el grueso del material tal como coque, piedra o cerámica es de 0.05 a 0.15 m.

Se usan generalmente de tres a nueve platos con espaciamento entre cada uno de 0.30 a 0.76 m. El área requerida generalmente es de 2.3 a 7.0 m<sup>2</sup> para una planta con capacidad de millones de galones por día. Los aeradores de platos múltiples son frecuentemente encajonados.

Estudios en diseño de plantas piloto recalcan la importancia de la ventilación tan buena como la distribución del agua en el plato. Este aerador produce un 90 % o más en la reducción del dióxido de carbono disuelto. Las condiciones de dióxido de carbono en el agua cruda exceden 90 mg/L.

Los aeradores de platos son análogos a las torres de enfriamiento en muchos aspectos y los problemas encontrados en cada uno para su diseño son similares (FIG 2).

Si los aeradores de platos o torres de enfriamiento son contruidos donde hay poca ventilación, su funcionamiento será poco satisfactorio. Para estas condiciones se requiere de ventilación artificial. Algunos aeradores generalmente se emplean principalmente a contraflujo. El contraflujo del aire y el agua es una ventaja y cada aerador exhibe excelentes capacidades de absorción de oxígeno y remoción de dióxido de carbono.

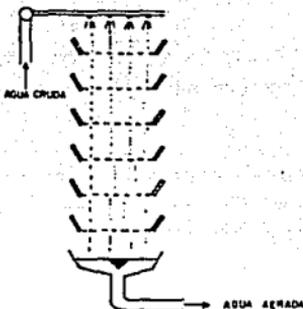


FIG 2 Esquema de un aereador de platos múltiples

La corrosión por el crecimiento de algas o de lama puede controlarse por una cloración o un tratamiento con sulfato de cobre. Para evitar la corrosión se han utilizado algunos materiales resistentes tales como acero inoxidable, aluminio, madera resistente y concreto dando excelentes resultados en estos aereadores.

La remoción de dióxido de carbono por aereadores de platos múltiples puede ser aproximada de acuerdo a la siguiente ecuación empírica desarrollada por Scott:

$$C_n = C_c 10^{-kn} \quad (1)$$

donde  $C_n$  y  $C_c$  son las concentraciones de dióxido de carbono en partes por millón pasando a través de  $n$  platos determinada originalmente en la distribución del plato,  $n$  es el número de platos incluyendo el plato de distribución y  $k$  está en un rango de 0.12 a 0.16, es un coeficiente que depende de la ventilación, temperatura, turbulencia y otras características de la instalación.

En los aereadores de cascada, el tiempo de exposición aumenta y la relación área-volumen se obtiene dando al agua un flujo descendente en una serie de pasos o deflectores. La estructura es un paso concreto en los aereadores de cascada la cual permite al agua bajar totalmente en capas delgadas de un nivel a otro. El tiempo de exposición puede ser aumentado por un aumento en el número de pasos, y la relación área-volumen puede ser aumentada por la adición de deflectores para producir turbulencia. Los requerimientos de altura varían de 1 a 3 m.

La reducción del dióxido de carbono en los aereadores de cascada frecuentemente van de 20-45%. Los requerimientos de espacio son del orden de 3.7 a 4.6 m<sup>3</sup> por millones de galones diarios. En climas fríos estos aereadores se encajonan y se proveen de una ventilación adecuada. Una de las ventajas es que no necesitan mantenimiento.

Los aereadores de escalones poseen características similares a los aereadores de platos múltiples. Escencialmente este aereador consiste de un tramo de 4 a 6 escalones, cada uno de aproximadamente 30 cm de altura y con una capacidad aproximada de 0.01 m<sup>3</sup>/seg por metro de ancho. Para producir turbulencia y así producir la eficiencia de aereación, a menudo se colocan deflectores al borde de cada escalón. Comparado con los aereadores de platos múltiples, los requerimientos de espacio de los aereadores de escalones son algo mayores pero la pérdida general de carga es menor. Otra ventaja es que no necesita ningún mantenimiento.<sup>10</sup> En la FIG 3 se muestra un diagrama de un aerador de escalones.

Los aereadores de spray dirigen el agua directamente hacia arriba, verticalmente o en ángulo inclinado, de tal forma que el agua rompe en pequeñas gotas. Comúnmente las instalaciones consisten de boquillas fijas en un tubo. Los aereadores de spray son usualmente muy efectivos con respecto a la transferencia de gas (remoción de dióxido de carbono o adición de oxígeno) y tienen un valor estético. Sin embargo, requieren una área grande, no pueden ser fácilmente encajonados y causan problemas durante el invierno por la congelación del agua.

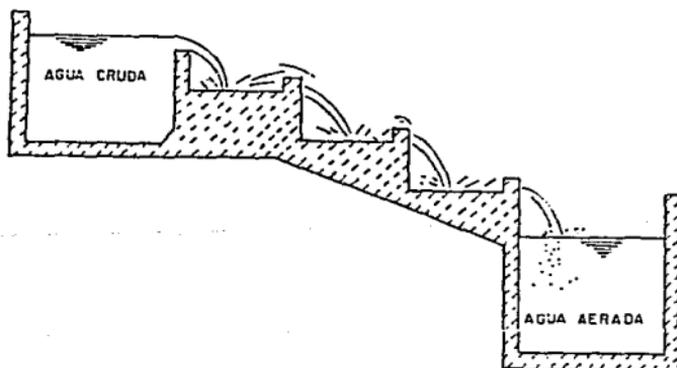


FIG 3 Aereador de escalones

El tiempo de exposición de cada gota depende de la velocidad inicial y de la trayectoria. El tamaño de la gota y en consecuencia la relación área-volumen, es función de la acción dispersante de las boquillas. La velocidad inicial de una gota emergida de un orificio de la boquilla está dada por:

$$V = C_v \sqrt{2gh} \quad (2)$$

y la descarga por

$$Q = C_d A \sqrt{2gh} \quad (3)$$

donde

h: altura total en la boquilla  
g: aceleración de la gravedad  
A: área de abertura  
Cv: coeficiente de velocidad  
Cd: coeficiente de descarga

El coeficiente de descarga Cd se define por:

$$Cd = Cv Cc \quad (4)$$

donde

Cc: coeficiente de contracción

La trayectoria del rociador puede ser vertical o inclinada. Si  $\theta$  representa el ángulo entre el vector de velocidad inicial y la horizontal, el tiempo de exposición teórica de las gotas de agua esta dada por:

$$t = 2 C_v \sin \theta \sqrt{2h/g} \quad (5)$$

Las boquillas de los aereadores son generalmente de 2.54 a 3.8 cm de diámetro y tienen una descarga de 284 a 568 Lpm aproximadamente 0.7 atm. El espacio entre boquillas varia entre 0.6 y 3.7 m.

La corrosión puede ser un problema serio en la tubería. Las desventajas de los aereadores de spray están principalmente asociadas con requerimientos de espacio, tiempo de exposición cortos y requiere mayor altura de elevación del agua.

Los aereadores de burbuja consisten de tanques rectangulares de concreto en los cuales se encuentran tuberías perforadas, tubos difusores de poros o varios tubos rociadores que son insertados cerca del fondo del tanque. Los difusores comunmente más usados en sistemas de aereación son para producir burbujas pequeñas o relativamente grandes. Para producir burbujas pequeñas se utilizan difusores con orificios pequeños estos son tubos o platos contruidos de óxido de aluminio o granos de óxido de silicón unidos con una matriz cerámica para formar una masa porosa. Los tubos de acero inoxidable estan cubiertos con Saran o con bolsas de nylon poroso. Los platos difusores son instalados en recipientes de concreto o aluminio. Se inyecta aire comprimido a través del sistema para producir burbujas. La producción de burbujas en forma ascendente provoca turbulencia y proporciona la

oportunidad para el intercambio de materiales volátiles entre las burbujas y el agua y entre el aire y el agua en la parte próxima a la superficie.

Los aereadores de burbuja generalmente proporcionan un periodo mayor de aereación que en uno del tipo de cascada. Esto es ventajoso, pero otros factores, incluyendo turbulencia, la relación de volumen-aire y resistencia a la transferencia de gas, también influyen en el funcionamiento del aereador, por esto la comparación con el tipo de cascada no puede ser hecha únicamente con base en el tiempo de aereación.

Los tanques empleados para los procesos de difusión de aire son comunmente de 2.7 a 4.5 m de profundidad y de 3.0 a 9.0 m de ancho. La relación anchura a profundidad no debe de exceder de 2 para que un mezclado efectivo sea obtenido.

Los difusores de aire generalmente se ubican a lo largo de un lado del tanque para generar un flujo espiral en el agua. En la FIG 4 se muestra este tipo de aereadores.

Un modelo de flujo en espiral es deseable por que este produce altas velocidades en la superficie del agua, lo cual promueve la transferencia del gas.<sup>2</sup>

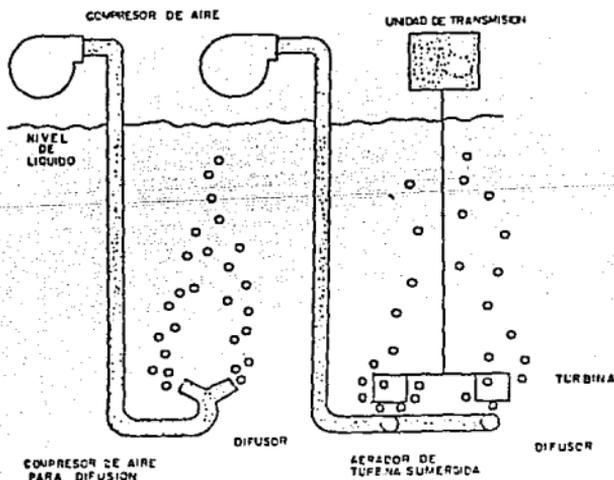


FIG 4 Diagrama esquemático de difusores de aire

### 2.2.2.2 Tratamiento por oxidación y filtración

Este tipo de tratamiento se utiliza con mayor frecuencia, especialmente para aguas procedentes de acuíferos. Eventualmente pueden añadirse tratamientos suplementarios tales como procesos de neutralización, oxidación química y sedimentación entre otros.<sup>13</sup> Siempre es necesario aerar el agua de pozos profundos, desprovistos de oxígeno, aún cuando se emplee un oxidante químico.

Dentro de éste tipo de tratamiento se tienen los siguientes modelos de aplicación:

#### a) Desferrización simple sin sedimentación (aereación-filtración)

Este proceso se refiere a aguas crudas cuyo contenido máximo de hierro es de 5 mg/L y que no presentan otras características desfavorables tales como manganeso, color, turbiedad, ácidos húmicos, tolerándose niveles pequeños de amoniaco y una agresividad carbónica moderada. En algunos casos pueden tratarse aguas con concentraciones de hierro hasta de 10 mg/L.

La primera parte del tratamiento se basa en una oxidación de hierro bivalente por el oxígeno del aire. La rapidez de la oxidación del hierro por el oxígeno depende de varios factores a saber, temperatura, pH, contenido de hierro y oxígeno disuelto. La ecuación de la reacción se describe a continuación:



y su cinética se expresa por la relación de Stumm and Lee:<sup>13</sup>

$$-\frac{d(\text{Fe}^{2+})}{dt} = k (\text{Fe}^{2+}) P_{\text{O}_2} (\text{OH}^-)^2 \quad (7)$$

siendo la constante k función de la temperatura y del poder amortiguador del agua cruda. Esta ecuación muestra que la reacción será tanto más rápida cuanto más elevado sea el pH y cuanto más próxima esté el agua a la saturación del oxígeno.

La segunda parte del tratamiento se lleva a cabo en un filtro de arena o un filtro con medio dual (arena y antracita).

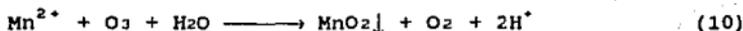
#### b) Eliminación de hierro con sedimentación

En este tratamiento es preciso la instalación de un sedimentador entre el proceso de aereación y la filtración cuando existe un contenido elevado de hierro en el agua cruda ya que producirá una gran cantidad de precipitado. La presencia de color, turbiedad, ácidos húmicos (agentes que dan lugar a complejos) implica la adición de un coagulante (sulfato de aluminio o cloruro férrico)<sup>13</sup> en dosis superiores a 10 mg/L de producto comercial.

### c) Eliminación de manganeso

Cuando un agua cruda contiene manganeso generalmente suele estar en presencia de hierro. Los procesos de eliminación de hierro que se han mencionado, no son suficientes para la eliminación del manganeso. La precipitación en forma de hidróxido o la oxidación con oxígeno sólo serían posibles en el caso de un pH muy alcalino (9 a 9.5 como mínimo). En ocasiones es posible la oxidación con cloro, sin embargo la presencia de un fuerte excedente de cloro debe neutralizarse inmediatamente.

Cuando se emplean oxidantes tales como el dióxido de cloro, permanganato de potasio u ozono, el manganeso se puede llevar al estado de oxidación +4 y lo precipitan en forma de dióxido de manganeso.



#### 2.2.2.3 Tratamiento por oxidación con cloro

El cloro debido a su alto poder oxidante es efectivo para la remoción del hierro del agua. Este procedimiento puede resultar costoso, sin embargo, hay una compensación cuando el contenido de hierro es muy alto.

El cloro en este tipo de tratamientos es usado como un proceso auxiliar ya que puede suprimir ciertas acciones biológicas de nitrificación. Por lo tanto, resulta más conveniente emplear el método al final del proceso de tratamiento para eliminar el hierro remanente.

#### 2.2.2.4 Tratamiento por oxidación con permanganato de potasio

El permanganato de potasio es un oxidante poderoso que en ocasiones puede reducir el hierro con mayor rapidez que el cloro. Tiene la ventaja de que la aereación es independiente del pH. Debe aplicarse antes de la coagulación y filtración o de los lechos de contacto para que estos remuevan, en caso de estar presente, cualquier exceso en la dosificación.

Normalmente la dosis requerida para la remoción del hierro es aproximadamente las dos terceras partes del contenido de hierro en el agua cruda y para la remoción de manganeso dos veces el contenido del mismo.

### 2.2.2.5 Tratamiento con cal (Proceso Hale)

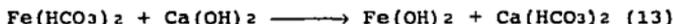
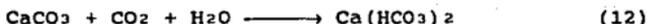
La precipitación del hierro y manganeso es función del pH, el manganeso precipita más eficientemente a un pH entre 9.4 - 9.6 y el hierro entre 8.4 - 9.4. Moore y Snow consideraron que la oxidación catalítica del manganeso se favorece con un pH de 8.5!

La adición de cal, para ajustar los pHs dentro de los límites necesarios para la precipitación, resulta uno de los procesos más económicos para el tratamiento del hierro. En ocasiones la sola inyección de cal, produce un precipitado denso que sedimenta satisfactoriamente, en especial cuando se trata de agua de pozos con bajo contenido de oxígeno.

El hidróxido de calcio actúa en las siguientes etapas:

- Neutraliza el CO<sub>2</sub>
- Forma hidróxido ferroso o carbonato ferroso insoluble
- El hidróxido ferroso se oxida y se convierte en hidróxido férrico al contacto con el aire
- El hidróxido férrico produce coagulación de las partículas coloidales y sedimenta

Las reacciones podrían ser entonces las siguientes:



La aplicación de cal, en un reactor cerrado con agua totalmente desprovista de oxígeno para precipitar el bicarbonato ferroso, constituyen el proceso Hale. Las ventajas de este proceso son la economía en la cantidad de cal usada en comparación con la requerida para tanques abiertos; la posibilidad de usar un solo bombeo, lo que resulta más económico y baja o ausencia de corrosividad del agua por baja concentración de oxígeno disuelto.

### 2.2.2.6 Tratamiento con zeolitas mangánicas

La zeolita mangánica es una zeolita sódica a la que se le ha cambiado el sodio por el manganeso, tratándola con cloruro manganoso. Esta zeolita manganosa luego se oxida con permanganato de potasio para formar óxidos de manganeso, compuesto que precipita recubriendo los granos de zeolita de acuerdo con la siguiente reacción



estos óxidos sirven doblemente como agentes catalíticos y como agentes oxidantes de los compuestos manganosos y ferrosos.

La forma de acción se realiza cuando el agua pasa a través de la zeolita y se lleva a cabo la siguiente reacción:



el bióxido de manganeso se deposita en forma de precipitado dentro de los granos de material. Es por tanto necesario de tiempo en tiempo, regenerar las zeolitas.

#### 2.2.2.7 Tratamiento con zeolitas comunes

Las zeolitas comunes, usadas para ablandamiento, pueden servir también para la reducción del hierro y manganeso en el agua, siempre y cuando el contenido de estos elementos no pase de 1.5 mg/L y los compuestos se hallen en estado ferroso o manganoso.

La aereación del agua, en combinación con zeolitas comunes, no debe por tanto realizarse, pues la oxidación del hierro y manganeso, puede producir depósitos de compuestos férricos precipitados dentro de los granos del lecho de intercambio e interferir así con el proceso de ablandamiento.

#### 2.2.2.8 Tratamiento con lechos de pirolusita

El óxido de manganeso  $\text{Mn}_2\text{O}$  (pirolusita) es un mineral que puede producirse en forma granular y con el cual se pueden formar lechos filtrantes que tienen la propiedad de reducir el hierro con bastante eficiencia.

Por lo general los filtros de pirolusita se construyen para flujos ascendentes, con profundidades que varían entre los 1.5 y 2 metros, tasas de filtración<sub>2</sub> al doble que las típicas para filtración con arena (235 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día) y periodos de contacto de 5 a 15 minutos.

Se regeneran en forma similar a las zeolitas, lavándolas con permanganato de potasio. Sin embargo, el mayor problema de material es su alto costo.

#### 2.2.2.9 Tratamiento mediante procesos biológicos

El ion ferroso puede servir como fuente de energía para las bacterias ferro-oxidantes tal como la *Crenothrix*, *Lepthaxia* y *Gallionella*. Dichas ferrobacterias son comunes en ambientes aerobios tales como pozos, plantas de tratamiento y sistemas de distribución donde el hierro soluble sobrepasa los 0.2 mg/L. La oxidación microbiana del Fe(II) al Fe(III) forma oxihidróxidos férricos insolubles. La energía libre de cada mol de electrones que se transfiere durante la oxidación del hierro es pequeña, por

lo tanto la bacteria tiene que oxidar grandes cantidades de hierro para poder crecer. Las bacterias oxidantes de manganeso, tal como *Sphaerotilus* sp. y *Leptotrix* sp. transforman el Mn(II) a Mn(IV). La oxidación del Mn(II) a Mn(III) es una reacción menos frecuente. Las bacterias oxidantes del manganeso se desarrollaron en agua subterránea cuando el pH se encontró entre 5.5 - 9 y la aereación se mantuvo con un potencial redox mayor a los +100 mV.<sup>3</sup>

Tanto el hierro como el manganeso son removidos como se ha mencionado anteriormente por la oxidación, para la obtención de formas insolubles seguidas de filtración o mediante la oxidación de especies disueltas que hayan adsorbido en medios filtrantes de hierro hídrico o mangánico. Se ha reportado la remoción de hierro y de manganeso en presencia de actividad microbiana para filtros de arena lentos y rápidos, reactores de lechos fluidizados, filtros de carbón activado granular y percolación en el suelo. Sin embargo, el papel y la importancia de los microorganismos en estos sistemas permanece poco claro. Las reacciones químicas y biológicas oxidan al hierro y al manganeso a formas insolubles. En un estudio realizado en Francia, los microorganismos actuaron como catalizadores biológicos que aceleraron y permitieron la remoción de hierro y manganeso en los filtros rápidos de arena. Se logró la completa remoción de hierro (0.3 - 0.5 mg/L) y de manganeso (0.02 - 0.025 mg/L) de las aguas subterráneas con baja concentración de oxígeno disuelto mediante una pequeña aereación (0.5 - 1.0 mg OD/L) seguida de una filtración rápida de arena (20 - 25 m/h). La precloración (0.25 mgCl<sub>2</sub>/L) dió como resultado un decremento significativo de la remoción del manganeso, sugiriendo que la actividad biológica contribuyo a la oxidación del manganeso.

Las investigaciones europeas indican que la remoción biológica del manganeso puede estar asociada íntimamente con la nitrificación. Las bacterias nitrificantes y oxidantes de manganeso obtienen cantidades similares de energía libre de sus respectivas oxidaciones debido a que ambas utilizan el oxígeno como aceptores de electrones y el CO<sub>2</sub> como fuente de carbono y por lo tanto, debe esperarse que tengan grados similares de crecimiento. Así, las condiciones que permiten la acumulación de las bacterias nitrificantes también permiten la oxidación del manganeso y que se acumule, si es que se encuentra presente, Mn(II) en cantidades adecuadas. Oxidaciones asociadas de NH<sub>4</sub> y de Mn(II) en las plantas de tratamiento europeas, sugieren la biooxidación del manganeso. La maduración del filtro, necesaria para una eficiente remoción del manganeso, podría ayudar a crear condiciones biológicas favorables.

## 2.3 Nitrógeno

El nitrógeno es uno de los elementos más comunes en la atmósfera, el cual se disuelve rápidamente en sistemas acuosos. El nitrógeno molecular es biológicamente inerte y no participa en algunos procesos biológicos. Una de las razones de su inactividad es el triple enlace entre los átomos de nitrógeno  $N \equiv N$  ( $N_2$ ), que requiere para romperse de  $220 \text{ Kcal mol}^{-1}$ .

El nitrógeno es un nutriente esencial para el desarrollo biológico. Normalmente comprende entre 12 y 14 % de la masa de la proteína celular. Una cantidad insuficiente de nitrógeno, haría necesaria la adición del mismo para hacer que el agua sea tratable biológicamente.

### 2.3.1 Ciclo del nitrógeno

El nitrógeno existe en muchos medios compuestos debido al alto número de oxidación que puede asumir. El amoníaco o compuestos orgánicos son la forma más estrechamente relacionada con plantas y animales, su estado de oxidación es (-3). En el otro extremo, su estado de oxidación es (+5) cuando está en forma de nitratos y para el nitrógeno molecular su estado de oxidación es (0). En el medio ambiente, se llevan a cabo cambios biológicos por organismos vivos de un estado de oxidación a otro.

Las relaciones entre varios compuestos y las transformaciones que pueden ocurrir son presentadas frecuentemente en un diagrama conocido como ciclo del nitrógeno. La FIG 5 muestra una manera común de presentarlo.

Las reacciones de transformación de importancia incluyen la fijación, amonificación, asimilación, nitrificación y desnitrificación.

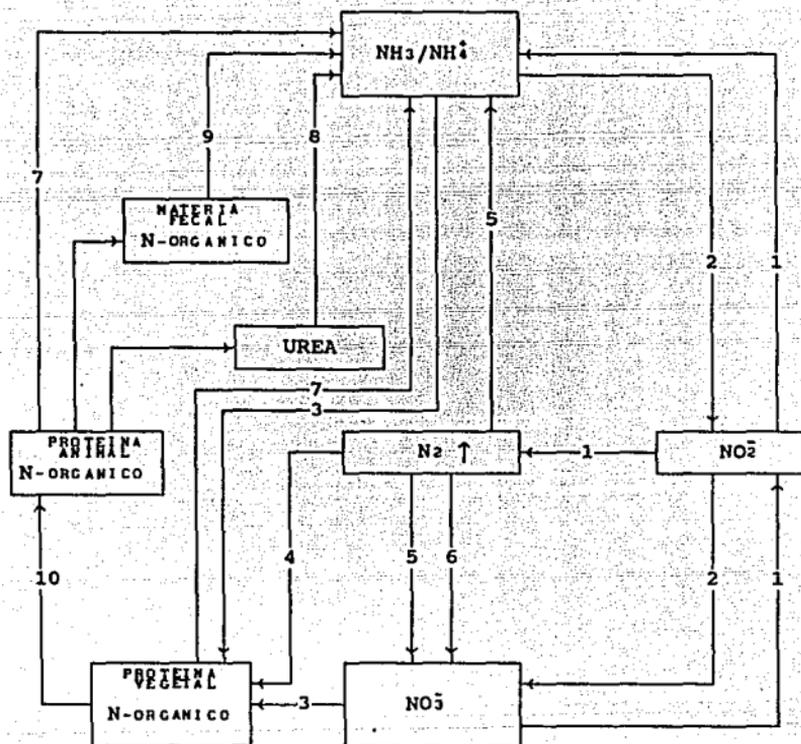
#### 2.3.1.1 Fijación

El nitrógeno gaseoso es fijado de la atmósfera como nitrógeno orgánico por microorganismos especializados. Este tipo de fijación contribuye con el 60 % del nitrógeno fijado, la parte restante es aportada por descargas eléctricas (10-15 %) y la manufactura de productos químicos (fertilizantes y explosivos).

#### 2.3.1.2 Amonificación

Es el cambio del nitrógeno orgánico a la forma amonio ( $NH_3/NH_4^+$ ). Esto ocurre con la muerte de animales y tejidos vegetales y la descomposición de la materia fecal animal.

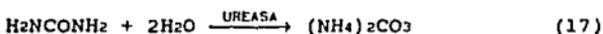




- 1 Reducción biológica (Desnitrificación)
- 2 Oxidación biológica (Nitrificación)
- 3 Fertilización (Asimilación)
- 4 Bacterias y algas (Fijación)
- 5 Manufactura química (Fijación)
- 6 Descargas eléctricas (Fijación)
- 7 Muerte y descomposición biológica (Amonificación)
- 8 Hidrólisis de urea
- 9 Descomposición biológica (Amonificación)
- 10 Alimento para animales

FIG 5 El ciclo del nitrógeno

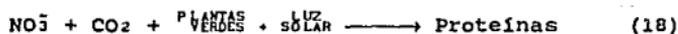
El nitrógeno en la orina está presente como urea que es hidrolizada por la enzima ureasa a carbonato de amonio.



El nitrógeno orgánico y amoniacal son las formas principales del nitrógeno presentes en aguas residuales y son usualmente medidas como nitrógeno total Kjeldahl (NTK).

### 2.3.1.3. Asimilación

Es el uso del amonio o nitratos para formar proteínas vegetales y otros compuestos nitrogenados.



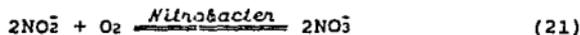
### 2.3.1.4 Nitrificación

Este término se aplica a la oxidación biológica del amoniaco, primero a la forma de nitritos y luego a la forma de nitratos. Las bacterias aerobias responsables de estas reacciones son llamadas quimioautótrofas debido a que usan compuestos químicos inorgánicos como fuente de energía.

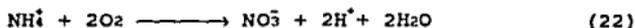
El primer grupo de bacterias esta representado por miembros del género *Nitrosomonas*



y el segundo grupo incluye miembros del género *Nitrobacter*

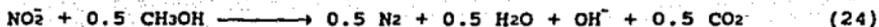
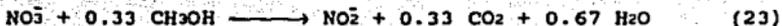


La relación total es :



### 2.3.1.5 Desnitrificación

Es la reducción del nitrato, primero a nitrito y después a gas nitrógeno, en ausencia de oxígeno molecular disuelto mediante bacterias heterótrofas



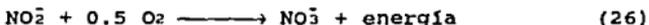
El metanol es usado como fuente de carbón orgánico.

### 2.3.2 Nitrificación

Los procesos biológicos para el control de residuos nitrogenados en efluentes se clasifican en dos grandes áreas. Una de estas agrupan los procesos que convierten el amoníaco y el nitrógeno orgánico a nitratos. Este proceso se conoce como nitrificación, el cual se lleva a cabo por bacterias que oxidan secuencialmente el amoníaco a nitratos. El siguiente paso es la desnitrificación.

#### 2.3.2.1 Microbiología

Los principales agentes de nitrificación en sistemas naturales son las bacterias quimioautótrofas, las cuales oxidan el amoníaco a nitritos y nitratos de acuerdo con las siguientes reacciones:



La energía liberada en estas reacciones es usada por los organismos nitrificantes para la síntesis de sus requerimientos orgánicos de fuentes de carbón inorgánico tales como  $\text{CO}_2$ ,  $\text{HCO}_3^-$  y  $\text{CO}_3^{2-}$ .

La oxidación del amoníaco se lleva a cabo principalmente por organismos del género *Nitrosomonas* y *Nitrosococcus*, de las primeras la *N. europaea* es la especie más común en el tratamiento de aguas residuales.

La oxidación del nitrito se lleva a cabo por organismos del género *Nitrobacter* y *Nitrosocystis*. La especie *N. agilis* correspondiente al género *Nitrobacter* es la más comunmente encontrada en sistemas de tratamiento de agua residual.

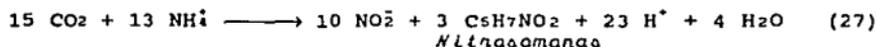
Debido a que la energía neta producida en la oxidación del nitrito es mucho menor a la producida en la oxidación del amoníaco, las células producidas de *Nitrobacter* son menores que las de *Nitrosomonas* para cada unidad de nitrógeno oxidado. Por esta razón, las *Nitrosomonas* están presentes en mayor cantidad que las bacterias *Nitrobacter* en ambientes nitrificantes. Ambos géneros de bacterias son aerobios obligados para su crecimiento; no obstante, la ausencia de oxígeno disuelto no es letal.

Es posible que ciertos organismos heterótrofos oxiden al amoníaco, pero es más significativa la nitrificación autótrofa.

### 2.3.2.2 Síntesis y estequiometría

El crecimiento de bacterias nitrificantes es muy lento comparado con los organismos heterótrofos y la producción de células por unidad de energía del sustrato oxidado es baja. Aparte de la energía del sustrato nitrogenado y oxígeno, los organismos autótrofos nitrificantes requieren también de carbón inorgánico para la síntesis del material orgánico celular. En efecto, el uso principal de la energía producida de las oxidaciones de compuestos inorgánicos radica en la reducción del  $\text{CO}_2$  a formas orgánicas.

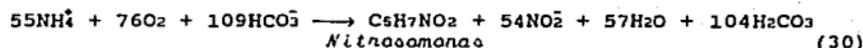
Considerando la hipótesis de que la composición de *Nitrosomonas* y *Nitrobacter* puede representarse como  $\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$ , la estequiometría del crecimiento celular se puede representar de la siguiente manera:



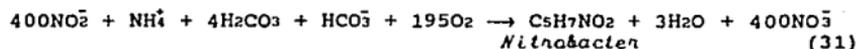
No obstante que el  $\text{CO}_2$  está representado como la fuente de carbón inorgánico, en solución se encuentra en equilibrio con otras especies



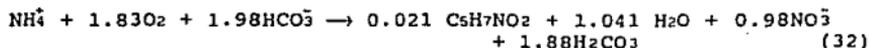
en tal caso la producción de células *Nitrosomonas* se representa como



y la producción de células *Nitrobacter* es



La reacción total para la síntesis de bacterias nitrificantes y oxidación es



Esta ecuación remarca tres factores importantes que afectan la nitrificación en las plantas de tratamiento de agua residual:

- La baja producción de células por unidad de nitrógeno amoniacal oxidado.
- El requerimiento significativo de oxígeno en la etapa de nitrificación, aproximadamente 4.2 g de oxígeno por cada gramo de  $N-NH_4$  removido (o 4.3 g  $O_2$  por cada gramo de  $N-NH_4$  oxidado).
- Los requerimientos de alcalinidad para amortiguar sistema de iones de hidrógeno formados durante la nitrificación es aproximadamente 7 g de alcalinidad por cada gramo de  $N-NH_4$  oxidado.

### 2.3.2.3 Cinética de nitrificación

No obstante que la cinética de nitrificación tuvo que modelarse por las reacciones de orden cero y primer orden, el modelo de Monod, de los efectos de la concentración de sustrato en el crecimiento nitrificante, se ha encontrado más apropiado para los estudios de los datos de nitrificación.

En realidad, todas las reacciones en sistemas de tratamiento biológico de agua residual, la nitrificación se acerca cumpliendo con las condiciones básicas del modelo de Monod:

Para la reacción de nitrificación, la ecuación más importante es:

$$\mu = \frac{dM/dt}{M_N} = Y_N * \frac{d(N-NH_4)/dt}{M_N} \quad (33)$$

6

$$\mu_N = Y_N q_N \quad (34)$$

Y

$$\mu_N = \mu_{Nm} * \frac{(N-NH_4)}{K_N + (N-NH_4)} \quad (35)$$

donde

- $\mu$  = Tasa de crecimiento específico
- $q$  = Tasa de utilización del sustrato específico
- $Y$  = Coeficiente de producción celular
- $K_N$  = Constante de saturación

El subíndice M se refiere a *Nitrosomonas*. Relaciones similares pueden escribirse para la reacción de nitrificación en términos de *Nitrobacter* y con  $N-NO_2$  como sustrato.

Aparte de la energía del sustrato nitrogenado, el crecimiento de las bacterias nitrificantes puede estar limitado por la disponibilidad del sustrato formado, carbón inorgánico o el aceptor final de electrones, oxígeno disuelto.

En los sistemas de tratamiento de aguas residuales el  $CO_2$  esta presente en exceso como resultado de la oxidación carbonácea. El oxígeno disuelto, como quiera que sea, esta presente frecuentemente en un nivel que limita el crecimiento de bacterias nitrificantes a un valor menor que el máximo.

Los efectos del  $N-NH_4^+$  y el oxígeno disuelto (OD) sobre la tasa de crecimiento de las *Nitrosomonas* estan descritas en la siguiente ecuación:

$$\mu_M = \mu_{Mm} \times \frac{(N-NH_4^+)}{K_M + (N-NH_4^+)} \times \frac{OD}{K_O + OD} \quad (36)$$

En la TABLA 3 se presentan valores determinados para los coeficientes cinéticos.

Otros factores afectan la tasa de crecimiento de organismos nitrificantes como la temperatura, pH y tóxicos e inhibidores químicos.

#### 2.3.2.4 Efectos del oxígeno disuelto

La concentración del oxígeno disuelto (OD) tiene un efecto significativo sobre la tasa de crecimiento de bacterias nitrificantes y por lo tanto en la nitrificación en sistemas de tratamiento biológico.

El modelo de Monod se emplea para evaluar el efecto del oxígeno disuelto:

$$\mu_M = \mu_{Mm} \times \frac{OD}{K_O + OD} \quad (37)$$

donde

OD = Oxígeno disuelto, mg/L  
 $K_{O2}$  = Constante de saturación media para oxígeno disuelto, mg/L.

TABLA 3 VALORES TIPICOS DE COEFICIENTES CINETICOS PARA BACTERIAS NITRIFICANTES<sup>3</sup>

COEFICIENTES	BACTERIAS	
	<i>Nitrosomonas</i>	<i>Nitrobacter</i>
$Y$ (g células) (g N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> oxidado) <sup>-1</sup>	0.03 - 0.13	0.02 - 0.08
$\mu_{N_x}$ (d <sup>-1</sup> )	0.46 - 2.2	0.28 - 1.44
$K_s$ (mg/L)	0.06 - 5.6	0.06 - 8.4
$K_o$ (mg/L)	0.3 - 1.3	0.25 - 1.3

Hay evidencia de que para cultivos puros de *Nitrosomonas* y *Nitrobacter*, también como para lodos activados, abajo de la concentración crítica de OD de 0.2 mg/L la nitrificación no se lleva a cabo<sup>3</sup>, aunque valores más bajos se han reportado para especies marinas. En contraste los efectos con altas concentraciones de oxígeno disuelto (mayores de 60 mg/L) en las bacterias nitrificantes son nulos ya que no presentan inhibición; sin embargo, tampoco se incrementa la tasa de oxidación del amoníaco.

La tasa de crecimiento para *Nitrosomonas* es independiente de la concentración de oxígeno disuelto arriba de 1 mg/L y que para *Nitrobacter* la tasa de crecimiento es independiente arriba de 2 mg/L. También se ha encontrado que una concentración de OD en exceso de 4 mg/L<sup>10</sup>, es necesaria para alcanzar la tasa máxima de nitrificación.

No hay una concentración de oxígeno disuelto claramente definida para una nitrificación óptima. Para tiempos medios de residencia celular altos, la nitrificación se lleva a cabo en concentraciones de oxígeno disuelto del ámbito de 0.5 a 1.0 mg/L y con valores de tiempo de residencia celular, son necesarias altas concentraciones de oxígeno disuelto. No obstante, la nitrificación puede aparecer en concentraciones de oxígeno disuelto de aproximadamente 0.3 mg/L<sup>10</sup>.

### 2.3.2.5 Efectos de la temperatura

La nitrificación es profundamente influenciada por la temperatura. Las reacciones de nitrificación según la reacción de van't Hoff-Arrhenius arriba de 30°C es:

$$\mu_T = \mu_{15} e^{c_T(T-15)} \quad (38)$$

donde

- $\mu_T$  = Tasa de crecimiento específico a la temperatura T (°C)
- $\mu_{15}$  = Tasa de crecimiento específico a la temperatura T (15°C)
- $c_T$  = Constante de temperatura (°C)<sup>-1</sup>

La nitrificación se realiza mejor en clima o estaciones calientes. La temperatura óptima para el crecimiento de las bacterias nitrificantes está comprendida en un intervalo de 28 a 36°C; sin embargo, temperaturas mayores a 42°C han sido reportadas para *Nitrosobacter*.

Diversos estudios relacionados con el efecto de cambios de temperatura rápidos en reacciones de nitrificación revelaron que un incremento de 4°C causa aproximadamente un aumento del 50% en la tasa de nitrificación y el decaimiento de la temperatura en 1°C produce una disminución del 30% cuando se compararon con los valores calculados a 21.3°C.

Barrit encontró que el punto de muerte térmica de un cultivo puro de *Nitrosomonas* se encuentra entre 54 y 58°C. Painter observó que se tiene un crecimiento leve o nulo en bacterias nitrificantes cuando las temperaturas son menores de 4°C.

### 2.3.2.6 Efectos del pH sobre la nitrificación

Generalmente, el pH óptimo para la nitrificación está ligeramente desplazado hacia el lado alcalino en el ámbito de 8 a 9. Un resumen hecho por Painter plantea lo siguiente:

1. Las concentraciones locales del ión hidrógeno cambian mientras se realizan los ajustes en el nivel de pH de un cultivo.
2. El pH del sistema disminuye durante las reacciones de nitrificación; si el sistema no es amortiguador, su actividad puede cambiar, si se usa un buffer el anión puede tener cierta influencia sobre la actividad del cultivo.

Antonissen propone un mecanismo que explica el efecto del pH sobre la tasa de nitrificación. Su hipótesis se basa en el hecho que el equilibrio amonio-amoniaco y nitrito-ácido nitroso depende del pH. El "amoniaco libre" (NH<sub>3</sub>) y el "ácido nitroso libre" (HNO<sub>2</sub>) inhiben a los organismos nitrificantes.

Antonisen postuló que cuando el pH intracelular de un organismo nitrificante es menor que el pH del ambiente celular, el amoníaco libre penetrará la membrana celular. El ion amonio es postulado para permanecer en el ambiente extracelular. Similarmente, cuando el pH intracelular es más alto que el del ambiente extracelular, el ácido nitroso libre atraviesa la célula. En resumen, Antonisen propone que la habilidad del amoníaco libre y el ácido nitroso libre para penetrar en los organismos nitrificantes hacen que se tenga un nivel de inhibición mayor que los iones amonio y nitrito.

En términos generales, cuando el pH disminuye, la tasa de nitrificación disminuye. Mediante las tasas de oxidación, Meyerhof, encontró que el pH óptimo para *Nitrosomonas* es de 8.5 a 8.8 y que para *Nitrobacter* es de 8.3 a 9.3.<sup>36</sup>

Hoffman y Less investigó las curvas de pH-actividad para ambos organismos y encontró que el pH óptimo para la oxidación del amoníaco por *Nitrosomonas* fué de 8.3 y que la tasa cayó cerca de cero a un pH de 9.6. La oxidación del amoníaco se llevo a cabo con una velocidad considerable cuando el pH fué tan bajo como 6.5.<sup>36</sup>

Hoffman y Less reportaron que el pH óptimo para la oxidación del nitrito por *Nitrobacter* fue de 7.7 y no de 8.8 como lo menciona Meyerhof.

Painter<sup>37</sup> manifiesta que el punto en el cual la nitrificación decrece es el pH entre 6.3 a 6.7 y que entre el pH de 5 y 5.5, la nitrificación cesa. Un estudio del cambio brusco en el pH, muestra que un decremento repentino de 7.2 a 6.4, no causa efectos adversos; sin embargo, cuando el pH se cambia bruscamente de 7.2 a 5.8, la eficiencia de la nitrificación varía considerablemente. Un retorno a pH de 7.2 causa una rápida recuperación<sup>36</sup> por lo que a pH bajos se tiene un efecto inhibitorio y no tóxico.

#### 2.3.2.7 Efectos de sustancias tóxicas e inhibitorias

La nitrificación está sujeta a la inhibición por una gran variedad de compuestos químicos (orgánicos e inorgánicos), y las especies de las *Nitrosomonas* son generalmente más sensibles que las de *Nitrobacter*. Los factores más comunes que se deben considerar para cualquier inhibidor son:

- a) La presencia de otros microorganismos
- b) La concentración del inhibidor
- c) La concentración de los nitrificantes
- d) El patrón y duración de exposición del inhibidor
- e) El régimen de mezclado en el cual ocurre la exposición
- f) La presencia de otros inhibidores

Compuestos tales como la glucosa, glicerol y acetatos no son tóxicos para las *Nitrosomonas*; sin embargo, en concentraciones de 1 a 10 mg/L,<sup>3</sup> reduce la tasa de crecimiento en 25 y 60 % respectivamente.

Muchos compuestos orgánicos que son tóxicos para cultivos puros de *Nitrosomonas* y *Nitrobacter* son igualmente tóxicos para organismos en el proceso de lodos activados.

Entre los compuestos más tóxicos están muchos que contienen nitrógeno y fósforo tales como tiourea, cianuro, fenol y anilina, muchos de los cuales son considerablemente más tóxicos para *Nitrosomonas* que para *Nitrobacter* y en general son más tóxicos en la primera etapa de oxidación del amoníaco a hidroxilamina que en la oxidación subsecuente a nitrito.

Hay algunos compuestos más tóxicos para *Nitrobacter* que para *Nitrosomonas* como el clorato de potasio, cianuro de sodio, sulfato de hidrazina y azida de sodio.

El grupo más significativo de inhibidores son los metales pesados. El cobre inhibe completamente el crecimiento de las *Nitrosomonas* de un pequeño inóculo en 0.1 a 0.5 mg/L. Otros metales pesados, listados en orden descendente de toxicidad son plata, mercurio, níquel, cromo y zinc.

### 2.3.3 Desnitrificación

La contaminación de las fuentes de abastecimiento de agua subterránea por nitratos está siendo un problema que va incrementándose continuamente. En algunas partes de Europa y América, la concentración de nitratos ha alcanzado niveles considerablemente serios en los últimos 20 años, de tal manera que los Estados Unidos, Canadá, los países de la Comunidad Económica Europea y la Organización Mundial de la Salud tienen límites máximos permisibles para los nitratos en agua para consumo humano. Debido a los efectos adversos a la salud pública, se ha generado un incremento en el interés de las tecnologías para la remoción de nitratos. Una de éstas tecnologías que presentan gran versatilidad es la desnitrificación.

#### 2.3.3.1 Microbiología y estequiometría

Todos los microorganismos requieren de nitrógeno para realizar su metabolismo y la síntesis de proteínas. Muchos microorganismos pueden usar nitrógeno de amoníaco o nitrógeno de nitratos, sin embargo, el amoníaco es el más común ya que es la forma más fácil de utilizar para la síntesis proteica. La reducción del nitrato a amoníaco en proteína sintetizada es conocida como reducción de nitrato asimilatoria. La reducción microbiológica de nitrato a nitrógeno gaseoso se conoce como desnitrificación desasimilatoria.

La desnitrificación desasimilatoria o desnitrificación se lleva a cabo cuando el nitrato es usado en lugar del oxígeno como un aceptor terminal de electrones. Las circunstancias que afectan el inicio de la desnitrificación y el grado para los cuales procedan los procesos, son complejas y variables. Generalmente la desnitrificación es considerada para realizarse bajo condiciones anóxicas en presencia de nitratos y la ausencia de oxígeno

molecular. El proceso se realiza a través de una serie de cuatro etapas, de nitrato a nitrógeno gaseoso



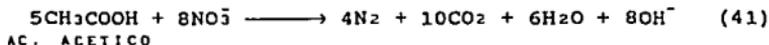
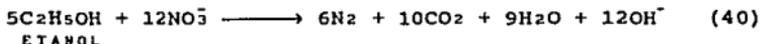
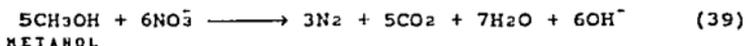
Sorprendentemente, muchos de los organismos conocidos para desnitrificar no son anaerobios estrictos, sino que son organismos facultativos, los cuales bajo condiciones anóxicas usan a los nitratos como aceptores finales de electrones. El género bacteriano que contiene especies desnitrificantes incluye:

<i>Achromobacter,</i>	<i>Alcaligenes,</i>	<i>Bacillus,</i>	<i>Chromobacter,</i>
<i>Corynebacterium,</i>	<i>Methanomonas,</i>	<i>Moraxella,</i>	<i>Paracoccus,</i>
<i>Propionibacterium,</i>	<i>Pseudomonas,</i>	<i>Spirillum,</i>	<i>Thiobacillus</i>

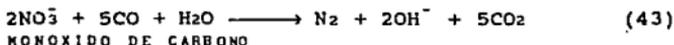
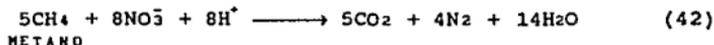
y *Xanthomonas.*

### 2.3.3.2 Desnitrificación heterótrofa

La desnitrificación es considerada clásicamente como un proceso heterótrofo realizado por microorganismos que requieren de un sustrato orgánico reducido para energía y síntesis celular. Los microorganismos desnitrificadores heterótrofos pueden emplear una gran variedad de fuentes de carbón orgánico; sin embargo, la mayoría de las investigaciones publicadas referentes a la desnitrificación del agua involucran el uso del metanol, etanol y ácido acético.<sup>21</sup> Las siguientes relaciones estequiométricas para éstos sustratos han sido formuladas:

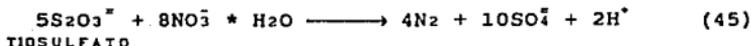
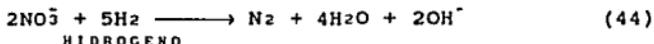


Otro tipo de sustratos orgánicos gaseosos pueden emplearse para lograr la desnitrificación tales como el metano y el monóxido de carbono. Las relaciones estequiométricas propuestas para el metano y el monóxido de carbono se muestran a continuación:



### 2.3.3.3 Desnitrificación autótrofa

La desnitrificación también puede efectuarse por bacterias autótrofas, las cuales pueden usar hidrógeno o varios compuestos de azufre reducidos como fuente de energía. Bajo condiciones de crecimiento autotrófico se requieren fuentes de carbón no-orgánico, por lo que el dióxido de carbono o el bicarbonato se usa como fuente de energía para realizar la síntesis celular. *Paracoccus denitrificans* y *Thiobacillus denitrificans* pueden efectuar la desnitrificación usando hidrógeno y compuestos de azufre reducidos respectivamente. Sin embargo, ambos pueden también crecer heterotróficamente si está presente una fuente de carbón orgánico. A continuación se muestran las relaciones estequiométricas para el hidrógeno y el azufre:



### 2.3.4 Procesos de tratamiento para la eliminación del nitrógeno

La remoción de nitrógeno del agua para consumo humano se puede realizar mediante diversos procesos de tratamiento tales como la coagulación química, ablandamiento con cal, reducción química, nitrificación y/o desnitrificación biológica, intercambio iónico y ósmosis inversa.

Los procesos de coagulación química y ablandamiento con cal no son efectivos para la remoción de nitratos debido a la alta solubilidad y a la falta de coprecipitación y adsorción del nitrato. La reducción química involucra la reducción del nitrato a nitrógeno gaseoso. El ión ferroso es un agente reductor económicamente atractivo; sin embargo, se requiere de cobre como catalizador y sólo el 70 % del nitrato puede reducirse, así que grandes cantidades de fierro ferroso se requieren y consecuentemente se obtienen grandes cantidades de lodos. Los procesos de ósmosis inversa, intercambio iónico y nitrificación y/o desnitrificación biológica son los más viables para la remoción de nitrógeno.

#### 2.3.4.1 Ósmosis inversa

La ósmosis es el paso espontáneo de un líquido de una solución diluida a una más concentrada a través de una membrana semipermeable la cual permite que el líquido pase, no así los sólidos disueltos. La ósmosis inversa es un proceso en el cual el flujo natural osmótico es inverso por la aplicación a la solución

concentrada de una presión suficiente hasta sobrepasar la presión osmótica natural de la solución menos concentrada.

El proceso de ósmosis inversa puede reducir los niveles de nitratos en el agua para consumo humano; sin embargo, su uso más común es para la eliminación de altas cantidades de sólidos disueltos totales y agua salobre. La remoción de nitratos mediante este tratamiento es del orden del 65 % (Montgomery, 1985). El costo para la remoción de nitratos es mucho más alto que para otros procesos de tratamiento. El proceso de ósmosis inversa tiene varias desventajas, a saber:

- a) Elevados costos iniciales y de operación
- b) Necesidad de pretratamiento o tratamiento de las aguas crudas turbias con ácido y otras sustancias químicas para prevenir que se ensucien las membranas por sólidos suspendidos, lodos, fierro, manganeso y precipitados de carbonato de calcio e hidróxido de magnesio.
- c) Es necesario estabilizar el agua tratada con cal u otros compuestos químicos para prevenir la corrosión en los sistemas de distribución de agua.

#### 2.3.4.2 Intercambio iónico

El proceso de intercambio iónico depende de la habilidad de una sustancia sólida (medio intercambiador) para intercambiar los iones unidos al medio con los iones de otras especies disueltas en el agua. El intercambio iónico, para ser efectivo, debe ser selectivo para los iones que se removerán y reversible. Una vez que todos los iones son intercambiables del medio han sido reemplazados por los iones disueltos, el medio saturado se regenera con una solución que provee una concentración de los iones originalmente unidos a él. Los medios intercambiadores pueden ser de origen natural o producidos mediante mecanismos sintéticos. Los materiales que intercambian cationes se conocen como resinas catiónicas y los que intercambian aniones se conocen como resinas aniónicas.

El intercambio iónico es un proceso importante para la remoción de nitratos, fluoruro, bario, radio y selenio 4+ del agua de consumo humano. En el caso de los nitratos, estudios de laboratorio han mostrado que algunas resinas ión-intercambiadoras de base fuerte y base débil son selectivas para este compuesto y pueden reducir la concentración de nitratos de 50 mg/L como N a 0.5 mg/L:

La presencia de sulfatos y algunos otros iones compiten con el nitrato por sitios intercambiables en la resina. Altas concentraciones de sulfatos y elevados niveles de sólidos disueltos totales pueden afectar adversamente el costo. En la TABLA 4 se muestran los datos típicos de diseño para la remoción de nitratos mediante el proceso de intercambio iónico. Este proceso siempre debe ser evaluado en una planta a escala piloto antes de realizar el diseño del sistema de tratamiento.

**TABLA 4 DATOS TÍPICOS DE DISEÑO PARA LA REMOCION DE NITRATOS POR INTERCAMBIO IONICO<sup>2</sup>**

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES
Medio	Base fuerte tipo II
Capacidad intercambiabile	5000 a 15000 granos/ft <sup>3</sup> (como N)
Cantidad del regenerante	15 a 20 lb/ft <sup>3</sup>
Concentracion del regenerante	10 a 12 porciento
Tasa de flujo del regenerante	0.5 gpm/ft <sup>3</sup>
Cantidad no regenerable	< 1 mg/L como N
Tasas de servicio	8 a 12 gpm/ft <sup>2</sup> 1 a 5 gpm/ft <sup>2</sup>

#### 2.3.4.3 Procesos biológicos

Los procesos biológicos ofrecen alternativas potenciales a los relativamente costosos y en algunas veces ineficientes procesos de tratamiento fisicoquímicos para la eliminación de compuestos orgánicos, especies nitrogenadas, hierro y manganeso. La bioxidación de materia orgánica y amoniaco podrían disminuir la disponibilidad de sustratos para el recrecimiento de los microorganismos en sistemas de distribución y podría disminuir la cantidad de precursores disponibles para formar sub-productos en la desinfección.

La experiencia práctica en Europa con sistemas de tratamiento con actividad biológica ha sido favorable y con costos efectivos. En los Estados Unidos el tratamiento biológico es raramente utilizado en las plantas de tratamiento para agua de consumo humano, ya que con frecuencia procuran dañar o evitar el desarrollo de la actividad biológica mediante la precloración, una rigurosa limpieza del medio filtrante y retrolavado frecuente del carbón activado granular.

Como se ha mencionado con anterioridad, el nitrógeno se encuentra en las aguas crudas como nitrógeno orgánico, amoniacal, nitratos y nitritos, todos indeseables en el agua potable. El nitrógeno orgánico es normalmente transformado biológicamente a nitrógeno amoniacal. Los nitritos son relativamente inestables y rara vez se encuentra en aguas naturales. El amoniaco y los nitratos son pues las formas más problemáticas en el agua potable.

#### 2.3.4.3.1 Nitrificación

Como se ha mencionado con anterioridad, el amoniaco es oxidado primero a nitritos y luego a nitratos mediante bacterias autótrofas. Cabe mencionar que estas bacterias tienen un crecimiento lento por lo que requieren de un largo tiempo de retención de biomasa, el cual se obtiene mediante el uso de reactores de biopelícula. Las condiciones favorables del reactor son:

- a) Alta área superficial para el crecimiento de la biopelícula
- b) Medio y porosidad grandes para minimizar pérdidas por esfuerzo cortante y acolmatamiento
- c) Oxígeno disuelto adecuado ya que aproximadamente 4.5 g de oxígeno es necesario para oxidar 1 g de nitrógeno amoniacal a nitratos

La experiencia en la práctica en la filtración para la remoción de amoniaco en el tratamiento del agua potable en los Estados Unidos es limitado, sin embargo, el proceso es utilizado en diversas instalaciones de agua en Europa. Los reactores son del tipo de biopelícula y en la TABLA 5 se muestra un resumen de la eficiencia de la operación de los procesos biológicos para la eliminación de amoniaco.

Cuando están presentes el amoniaco y los compuestos orgánicos biodegradables existe una competencia entre las bacterias autótrofas (nitrificantes) y las bacterias heterótrofas por el oxígeno y el espacio en la biopelícula. Se ha observado en los sistemas de tratamiento que las bacterias heterótrofas aeróbicas generalmente ganan ésta competencia de tal forma que resulta en primera instancia la remoción de la materia orgánica y posteriormente la nitrificación siempre y cuando se tenga una cantidad suficiente de oxígeno remanente.

#### 2.3.4.3.2 Desnitrificación

Los niveles de nitratos en las aguas superficiales son menores a 5 mg/L debido a la dilución de los escurrimientos superficiales, absorción de las plantas y la desnitrificación.

En contraste, los niveles de nitratos en las aguas subterráneas son normalmente mucho más altos que en el agua superficial debido a que la absorción es mínima y el carbón orgánico para la desnitrificación se encuentra generalmente ausente.

TABLA 5 EXPERIENCIA DE LA REMOCION DE AMONIACO MEDIANTE PROCESOS BIOLÓGICOS

PROCESO	LOCALIZACION	CONCENTRACION INFLUENTE	PORCENTAJE DE REDUCCION
<b>Filtros biológicos</b>			
- Escala piloto	Francia	> 2.5	≈ 100
- Escala real	Francia	≈ 4.0	97.5
	Francia	≈ 1.0	> 95
	Francia	0.3 - 0.5	> 83
- Escala piloto	Gran Bretaña	3.0	82.5
<b>Lecho fluidizado</b>			
- Escala piloto	Gran Bretaña	≈ 2.0 - 2.5	≈ 100
- Escala real	Gran Bretaña	≈ 0.83	100
- Escala piloto	Alemania	No reportado	0.05 mg/L (efl)
<b>Filtros rápidos</b>			
- Escala piloto	Francia	0.08 - 0.68	66 (prom)
- Escala real	Francia	0.5	100
- Escala real	Francia	0.34	≈ 100
- Escala real	Alemania	1.0	≈ 100
- Escala real	Francia	1.3	50
<b>CAG activo microbiológicamente</b>			
- Escala real	Alemania	0.33	94
- Escala piloto	Alemania	1.53	95.4
- Escala real	Francia	0.17	> 70.6
- Escala real	Francia	1.36	78
<b>Tratamiento de acuífero-suelo</b>			
- Escala real	Francia	1.45	100
- Escala real	Alemania	0.34	89

Nota: \* Las concentraciones están dadas en mg N-NH<sub>4</sub>/L  
CAG : Carbón activado granular

Los iones nitrato son móviles y son rápidamente lixiviados a través del suelo en el agua subterránea. Como se ha mencionado anteriormente, el riego de las cosechas acelera la lixiviación.

La mayor parte de la experiencia con respecto a los procesos desnitrificantes en el tratamiento del agua para consumo humano se ha realizado en Europa. Estos sistemas son principalmente filtros biológicos anóxicos con medios granulares y reactores con lechos fluidizados. La acumulación de la biomasa entre la biopelícula de los reactores permite casi la remoción completa de los nitratos en presencia de un donador de electrones.

El proceso de la desnitrificación se integra con varias unidades de tratamiento convencional y es seguido de la re-oxygenación, filtración con arena o carbón activado granular (o ambos) para remover material orgánico y particulado y la desinfección. En la TABLA 6 se muestra un resumen de la operación de diversos procesos de tratamiento biológicos para la eliminación de nitratos.

En Francia se han realizado estudios a escala piloto con reactores con lechos fijos, en donde el azufre elemental no solo es el donador de electrones, sino que también provee el sustrato para las biopelículas de *Thiobacillus denitrificans* y la piedra caliza se emplea para amortiguar la reacción.

Los procesos autótrofos ofrecen varias ventajas: el donador de electrones es un material sólido que se puede manipular fácilmente, no se requieren de mecanismos de alimentación específicos y se evita el alto costo de la fuente de carbono orgánico. El proceso autótrofo parece ser bueno para pequeñas plantas enclavadas en comunidades rurales.

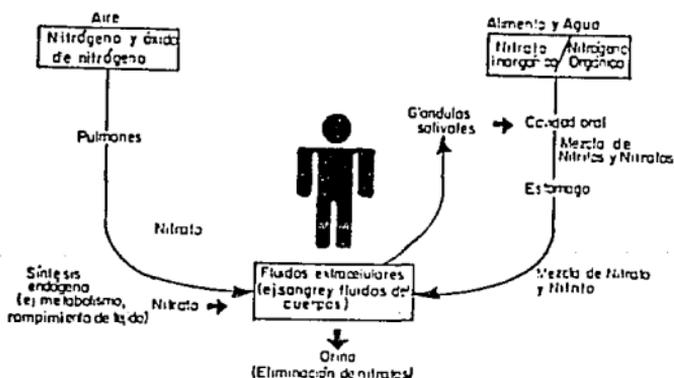


FIG 6 Distribución normal de nitratos y nitritos en los humanos

**TABLA 6 EXPERIENCIA DE LA REMOCION DE NITRATOS MEDIANTE PROCESOS BIOLÓGICOS**

PROCESO	LOCALIZACION	CONCENTRACION INFLUENTE	PORCENTAJE DE REDUCCION
<b>Filtros biológicos</b>			
- Escala real	Francia	13.5	50
- Escala real	Francia	37.9	84
- Escala piloto	Gran Bretaña	No reportado	78 - 100
<b>Lecho fluidizado</b>			
- Escala piloto	Gran Bretaña	14.0	100
- Escala real	Gran Bretaña	15.0	63
<b>Biodiscos</b>			
- Escala real	California	60 - 80	91 - 93
<b>Tratamiento de acuífero-suelo</b>			
- Escala real	Holanda	22.5	72
- Escala real	Alemania	No reportado	75
<b>Desnitrificación (autotrófica)</b>			
- Escala piloto	Francia	18.1	90 - 100
- Escala piloto	Francia	109 - 168	78 - 85
- Escala piloto	Holanda	65 - 70	> 90

Nota: Las concentraciones están dadas en mg N-NO<sub>3</sub>/L

## 2.4 Filtración

La filtración consiste en la remoción de partículas suspendidas y coloidales presentes en una suspensión acuosa que escurre a través de un medio poroso. El medio poroso puede estar constituido por un lecho simple (arena), lecho doble (arena y antracita), lecho múltiple (arena, antracita y granate), tierra de diatomeas u otras combinaciones.

### 2.4.1 Mecanismos de filtración

La filtración es considerada como el resultado de dos mecanismos distintos, pero a la vez complementarios: transporte y adherencia.

El transporte de las partículas es un fenómeno físico e hidráulico, afectado principalmente, por los parámetros que gobiernan la transferencia de masas. La adherencia entre partículas y granos es básicamente un fenómeno de acción superficial, que es influenciado por parámetros físicos y químicos.

#### 2.4.1.1 Mecanismos de transporte

La mayor parte de los trabajos realizados con el objeto de verificar los factores que influyen el transporte de las partículas, destacan la diferencia que existe entre la filtración de acción superficial y la profundidad.<sup>15</sup>

En la filtración de acción superficial, la formación de un manto de partículas removidas está localizado encima de las primeras capas del medio filtrante y es responsable aproximadamente del 90 % de la pérdida de carga total, mientras que, en el segundo caso, la penetración de partículas es profunda, produciéndose una distribución de pérdidas de carga en todo el medio filtrante. La acción física de cribado es un mecanismo dominante en la filtración de acción superficial, mientras que, en la filtración de acción a profundidad, este mecanismo es el de menor importancia entre otros responsables por el transporte de las partículas. A continuación se describen los principales mecanismos de transporte.

##### a) Impacto inercial

Durante el escurrimiento, las líneas de corriente divergen al estar cerca de los granos del medio filtrante, de modo que las partículas suspendidas con cantidad de movimiento suficiente para mantener su trayectoria, colisionan con los granos, según se muestra en la FIG 7.

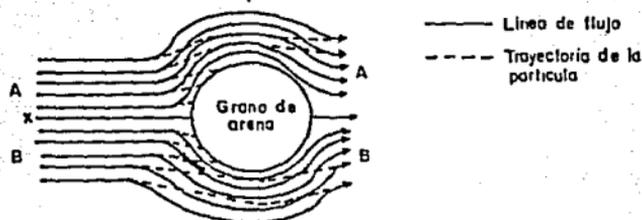


FIG 7 Remoción por impacto inercial

Para caracterizar la eficiencia de este mecanismo fueron propuestos dos modelos matemáticos:

$$II = \frac{\rho_s d^2 V_\infty}{18 \mu D} \quad (47)$$

$$\frac{F_i}{F_g} = \frac{2 V_i^2}{g D} \quad (48)$$

donde

II = parámetro adimensional que representa la eficiencia del mecanismo

$\rho_s$  = densidad de las partículas suspendidas

$d$  = diámetro de las partículas suspendidas

$D$  = diámetro de los granos del medio filtrante

$V_\infty$  = velocidad de aproximación

$\mu$  = viscosidad absoluta del agua

$F_i$  = fuerza centrífuga inercial

$F_g$  = fuerza de gravedad

$V_i$  = velocidad intersticial

La ecuación (47), propuesta por Ives,<sup>5</sup> muestra que II es inversamente proporcional al diámetro de los granos e independiente de la densidad del fluido. Para los medios filtrantes normalmente utilizados en la práctica, el tamaño de los poros es directamente proporcional al tamaño de los granos y por lo tanto, II aumenta con la disminución del tamaño de los poros. Los parámetros que más influyen en este mecanismo son la velocidad de aproximación y la viscosidad, siendo que el impacto inercial se incrementa a medida que la velocidad de aproximación crece y la viscosidad disminuye.

La ecuación (48), propuesta por Herzig *et al* muestra que a medida que la relación  $F_i/F_g$  aumenta, o sea que cuanto mayor es la velocidad intersticial y menor el diámetro de los granos, mayor será la posibilidad de que las partículas suspendidas dejen la línea de corriente y colisiones con los granos.<sup>15</sup>

A pesar de que las ecuaciones (47) y (48) resultaron de consideraciones diferentes, ambas tienen en común que la eficiencia del mecanismo depende del tamaño de los granos y de la velocidad de aproximación, ya que la velocidad intersticial es igual a la de aproximación dividida por la porosidad media del medio filtrante.

El efecto del impacto inercial es despreciable cuando se consideran partículas suspendidas de un tamaño entre 0.01 y 0.10  $\mu\text{m}$  y de densidad entre 1 y 2.65  $\text{kg/m}^3$  cuando el régimen de escurrimiento es laminar.

#### b) Intercepción

Normalmente, el régimen de escurrimiento durante la filtración es laminar y por lo tanto, las partículas se mueven a lo largo de las líneas de corriente. Debido a que las partículas suspendidas tienen densidad aproximadamente igual a la del agua, serán removidas de la suspensión cuando en relación a la superficie de los granos del medio filtrante, las líneas de corriente están a una distancia menor que la mitad del diámetro de las partículas suspendidas, como lo muestra la Fig 8.

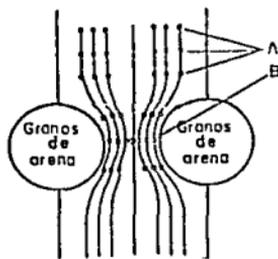


FIG 8 Contacto de partículas. Mecanismo de intercepción

La ecuación propuesta por Ives para el caso de la intercepción fue desarrollada para partículas suspendidas y granos del medio filtrante de forma esférica:<sup>15</sup>

$$I = \frac{d}{D} \quad (49)$$

donde

- I = parámetro adimensional de intercepción
- d = diámetro de las partículas suspendidas
- D = diámetro de los granos del medio filtrante

#### c) Sedimentación

El efecto de la gravedad sobre las partículas suspendidas durante la filtración fue sugerido hace más de 70 años, cuando Hazen consideró los poros de los filtros lentos de arena como

pequeñas unidades de sedimentación. Sin embargo, la contribución de este mecanismo fue considerada despreciable por mucho tiempo, pues la velocidad de sedimentación de las partículas suspendidas y especialmente la de los pequeños flocúlos, es mucho más pequeña en comparación con la velocidad intersticial.

La velocidad de sedimentación de las partículas puede calcularse por la ecuación de Stokes, representada por la siguiente ecuación:

$$v_s = \frac{g (\rho_p - \rho_a) d^2}{18 \mu} \quad (50)$$

donde

- $v_s$  = velocidad de sedimentación de las partículas
- $\rho_p$  = densidad de las partículas
- $\rho_a$  = densidad del agua
- $d$  = diámetro de las partículas
- $\mu$  = viscosidad absoluta del agua

La FIG 9 muestra el esquema del mecanismo de sedimentación.

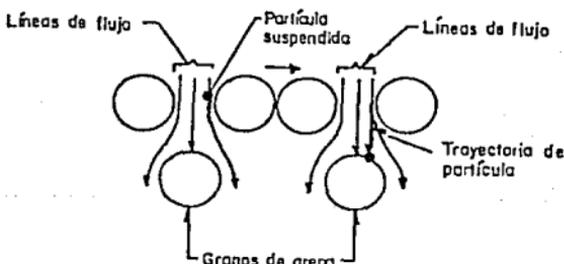


FIG 9 Remoción por sedimentación

#### d) Difusión

Se ha observado que las partículas relativamente pequeñas presentan un movimiento errático cuando se encuentran suspendidas en un medio líquido. Este fenómeno, resultado de un bombardeo intenso a las partículas suspendidas por las moléculas de agua, es conocido como movimiento browniano y se deben al aumento de energía termodinámica y a la disminución de la viscosidad del agua.

El movimiento de partículas mayores de  $1 \mu m$  es afectado por la fuerza de arrastre y de inercia de las mismas y por lo tanto, la intensidad del movimiento de difusión resulta inversamente proporcional al tamaño de las partículas suspendidas. La FIG 10

muestra de manera esquemática cómo se produce el transporte de partículas por el mecanismo de difusión.

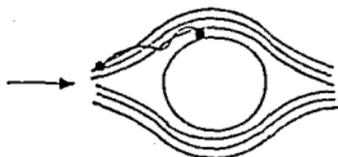


FIG 10 Mecanismo de difusión

#### 2.4.1.2 Mecanismos de adherencia

La adherencia entre las partículas transportadas y los granos está gobernada principalmente por las características de las superficies de las partículas suspendidas y de los granos. Las partículas se pueden adherir directamente tanto a la superficie de los granos como a las partículas previamente retenidas.

La adherencia se atribuye a dos tipos de fenómenos: interacción entre las fuerzas eléctricas y las de Van der Waals y al enlace químico entre las partículas y la superficie de los granos por un material intermediario.

- a) Interacción combinada de las fuerzas electrostáticas y las de Van der Waals

De un modo general, las partículas sólidas sumergidas en agua presentan cargas en sus superficies, debido a una o más de las siguientes razones:

- \* disociación de iones en la superficie de las partículas
- \* cargas no balanceadas por las imperfecciones de la estructura del cristal
- \* reacciones químicas con iones específicos de la suspensión, con formación de enlaces químicos
- \* sustitución isomórfica en la estructura del cristal

Las características de la interfase sólido-líquido han sido evaluadas en términos del potencial Zeta, que es una medida de la energía requerida para llevar una carga unitaria desde el infinito hasta un plano que separe del resto de la dispersión, a la sección de la capa difusa que se mueve junto con las partículas.

Las fuerzas de atracción entre los átomos y entre las partículas fueron postuladas por Van der Waals para explicar la diferencia entre los gases ideales, los reales y los vapores. Estas fuerzas son resultantes de varias acciones diferentes; sin embargo, en muchas ocasiones la interacción de Van der Waals entre

partículas sólidas es referida como interacción de dispersión. En la FIG 11 se muestra de manera esquemática el caso de una partícula de arcilla cargada negativamente y de forma no redondeada.

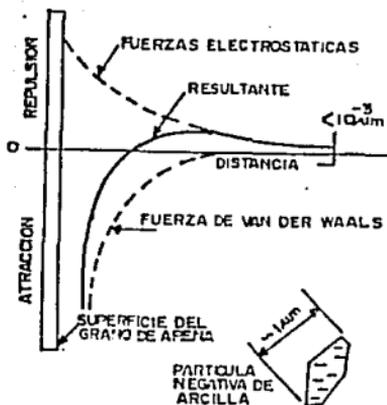


FIG 11 Interacción entre grano de arena y partícula de arcilla cargada negativamente

#### b) Puente químico

La adherencia de partículas coloidales en la interfase sólido-líquido que se produce en los filtros, puede deberse a una serie de mecanismos físicos y químicos que dependen de las características de ambas interfaces. Cuando las partículas suspendidas y los granos del medio filtrante son de cargas opuestas, la fuerza electrostática de atracción se considera como base de la adherencia. No obstante, las fuerzas químicas pueden muchas veces sobrepasar a las electrostáticas. La adsorción de polímeros aniónicos sobre las superficies negativas es un ejemplo de la presencia de fuerzas químicas.

Los enlaces químicos entre los coágulos y la superficie de los granos pueden hacerse de diversas maneras, destacándose el intercambio iónico, los enlaces de hidrógeno y la adsorción mutua.

#### 2.4.2 Cinética de filtración

La caracterización matemática de la remoción de sólidos suspendidos puede ser modelada considerando un balance de masa en un elemento de volumen como se presenta en la FIG 12:

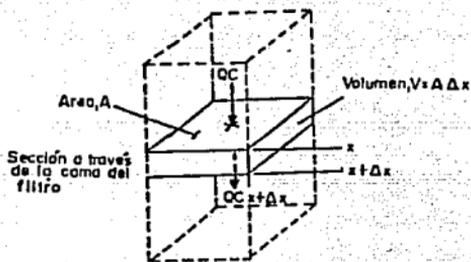


FIG 12 Análisis del proceso de filtración

$$\delta q / \delta T \quad V \quad + \quad \alpha(T) \quad \delta C / \delta T \quad V \quad = \quad Q C_x \quad - \quad Q C_{x+\Delta x} \quad + \quad 0 \quad (51)$$

ACUMULACION  
DE SÓLIDOS  
EN POROS NO  
ACTIVOS

ACUMULACION  
DE SÓLIDOS  
EN POROS  
ACTIVOS

INF - EFL + GENERACION

donde

$\delta q / \delta T$  : cambio en el tiempo de la cantidad de sólidos depositados dentro del filtro ( $g/m^2 \cdot s$ )

$\alpha(T)$  : porosidad media (variable con el tiempo)

$\delta C / \delta T$  : cambio en el tiempo de la concentración promedio de sólidos en poros ( $g/m^3 \cdot s$ )

$V$  : volumen diferencial ( $m^3$ )

$Q$  : tasa de filtración ( $m^3/s$ )

$C$  : concentración de sólidos suspendidos ( $g/m^3$ )

Sustituyendo  $A \Delta x$  por  $V$  y  $A v$  por  $Q$ , donde  $v$  es la velocidad de filtración ( $m^2/m^2 \cdot s$ ) y tomando el límite, cuando  $x$  sea aproximado a cero, resulta en:

$$-v(\delta C / \delta x) = (\delta q / \delta T) + \alpha(T) (\delta C / \delta T) \quad (52)$$

donde

$-v(\delta C / \delta x)$  : representa la diferencia entre la masa de sólidos suspendidos entrando y saliendo de la sección

$(\delta q / \delta T)$  : variación en el tiempo de la masa de sólidos suspendidos en la porción sólida del filtro

$\alpha(T) (\delta C / \delta T)$  : variación en el tiempo de la concentración de los sólidos suspendidos en la porción del fluido en el volumen del filtro

En un proceso de flujo continuo, la cantidad de fluido dentro del lecho usualmente es pequeño, comparado con el volumen del líquido pasando a través del mismo; en este caso, el balance de materiales se convierte en:

$$-v(\delta C/\delta x) = (\delta q/\delta T) \quad (53)$$

Para resolver la ecuación, se requiere una expresión independiente adicional. La aproximación más directa es derivar una relación que describa el cambio de la concentración de los sólidos suspendidos con la distancia como:

$$(\delta C/\delta x) = \phi(v_1, v_2, v_3, \dots) \quad (54)$$

donde

$v_1, v_2, v_3$  son las variables que gobiernan la remoción de materia suspendida en la solución

#### 2.4.3 Hidráulica de la filtración

Las velocidades a las que comúnmente operan los filtros granulares para agua, corresponden a un flujo laminar y este obedece a la ley de Darcy en el lecho limpio del filtro.

A medida que los sólidos suspendidos son removidos por el filtro, el espacio vacío disponible para el flujo decrece y la velocidad a través de los huecos se incrementa, en consecuencia para mantener la tasa de filtración deseada, se requiere más energía para forzar el paso del agua a través del filtro y así superar las pérdidas por fricción dentro del filtro. Esto se observa como un descenso en la energía total del agua desde el influente al efluente del filtro.

Cuando la energía decrece o la pérdida de carga aumente o cuando la tasa de flujo deseada no puede mantenerse con el equipo disponible o cuando la calidad del agua efluente se deteriora debido al paso de sólidos suspendidos, el filtro se deja de operar y el medio filtrante se limpia o se reemplaza por otro. Las pérdidas de carga a través de materiales granulares en el rango laminar es formulada por Darcy como:

$$v = K_p S_t \quad (55)$$

donde

$v$  : velocidad frontal o de aproximación del agua sobre el lecho de arena (cm/s)

$K_p$  : coeficiente de permeabilidad (cm/s)  
 $S_t$  : gradiente hidráulico =  $h/L$  (adimensional)

El coeficiente de permeabilidad se puede determinar experimentalmente. Se han desarrollado varias relaciones teóricas para calcular  $K_p$  a partir de características físicas medibles. Los componentes identificados del coeficiente  $K_p$  de Darcy son la densidad ( $\rho$ ), viscosidad del agua ( $\mu$ ), porosidad del lecho ( $f$ ) y tamaño y forma de los granos constituyentes de arena que determinan el área superficial ( $A$ ) de los granos dentro del lecho en relación con su volumen ( $V$ ).

Una ecuación típica para el flujo laminar a través de un material granular, la cual muestra las variables de importancia es:

$$\frac{hr}{L} = J \frac{\nu}{g} \frac{(1-f)^2}{f^3} \nu \left[ \frac{S}{dp} \right]^2 \quad (56)$$

donde

- $\nu$ : viscosidad cinemática ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )
- $J$ : constante empírica, aproximadamente 5 para flujo en la región laminar
- $f$ : proporción de porosidad en el lecho del filtro (adimensional)
- $g$ : aceleración de la gravedad ( $\text{cm}/\text{s}^2$ )
- $dp$ : medida del diámetro de las partículas, comunmente tomadas como la media de tamaños contiguos de las mallas en donde se retienen y pasan las partículas
- $S$ : factor de forma, una medida del grado de irregularidad de la partícula y  $S = 6/\psi$ , donde  $\psi$  es la esfericidad.
- $hr$  : pérdida de carga (cm)
- $L$  : profundidad (m)

La esfericidad es la relación del área superficial de una esfera de igual volumen al área superficial actual de la partícula. Los valores de  $S$  se han reportado de 6 para partículas esféricas a 8.5 para material granular triturado como carbón de antracita (adimensional).

No hay buena medida del factor de forma, por lo tanto, es más práctico determinar el producto de dos constantes empíricas  $J S^2$ , como una característica global del material del filtro que obtener valores separados de  $J$  y  $S$ . Esto se puede hacer al medir la pérdida de carga, tamaño de las partículas, temperatura y porosidad del medio en cuestión y cálculo de la constante  $J S^2$ .

La pérdida de carga a través del lecho de arena limpio de un filtro con tamaño efectivo de 0.29 mm y coeficiente de uniformidad de 2.66 a 2 gpm/ft<sup>2</sup> es menor a 3 cm. Para aplicar la ecuación a un filtro de arena de lecho no estratificado, cada peso fraccional ( $p_i$ ) del tamaño tamizado ( $d_i$ ), contribuye con su fracción del área

total, siendo las relaciones individuales área-volumen  $6/(\psi d_i)$ . Por lo tanto, para una esfericidad uniforme,

$$\frac{hr}{L} = J \frac{vV}{g} \frac{(1-f)^2}{f^3} \left[ \frac{6}{\psi} \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{d_i} \right]^2 \quad (57)$$

Aquí el diámetro  $d_i$  es un diámetro promedio tal como el diámetro geométrico medio o la raíz cuadrada del producto de los tamaños de malla superior e inferior que lo representan a una fracción  $p_i$  de muestra analizada.

#### 2.4.4 Factores que influyen en la filtración

La eficiencia de la filtración está relacionada con las características de la suspensión y del medio filtrante, con la hidráulica de la filtración y la calidad del efluente. Por ejemplo, la filtración de agua cruda en filtros lentos de arena, y la de agua coagulada en filtros rápidos de arena resultan de interacciones distintas entre los granos del medio filtrante y las partículas suspendidas, pues un factor importante de ser tenido en cuenta en la filtración lenta puede, muchas veces, no ser importante para la filtración directa.<sup>15</sup>

##### 2.4.4.1 Características de la suspensión

###### a) Tipo de partículas suspendidas

La filtración de flóculos que no sedimentan en una planta de ablandamiento difiere sustancialmente del caso en que se tienen flóculos provenientes de pretratamientos con una sal de fierro o aluminio. Por otro lado, el tipo de partículas primarias presentes en el agua cruda influyen en la eficiencia de la filtración. Por ejemplo, la existencia de algas en el efluente a los filtros de una instalación de filtración directa, influye en la formación de curvas de pérdida de carga más acentuada que en aquellas en que el efluente sólo posee partículas suspendidas coaguladas de arcilla o sílice.

###### b) Tamaño de partículas suspendidas

Existe un tamaño crítico de partículas suspendidas, del orden de  $1\mu\text{m}$ , para el cual se tiene menos oportunidad de contacto entre las partículas suspendidas y el grano del medio filtrante. Este hecho se puede observar desde el principio cuando el medio filtrante está limpio, hasta el final de la carrera de la filtración. Algunos productos químicos, como los coagulantes tradicionales y polímeros, pueden usarse para ajustar el tamaño de las partículas suspendidas de modo de obtener una eficiencia mayor. Las partículas menores que el tamaño crítico serán removidas eficientemente debido, principalmente a la difusión,

mientras que las mayores también serán removidas eficientemente por la acción de otros mecanismos, como la intercepción y sedimentación.

Cuanto mayor sea la densidad de las partículas suspendidas, mayor será la eficiencia de remoción de las partículas de tamaño superior al crítico mencionado anteriormente.

#### c) Temperatura

En general, el aumento de temperatura conduce a una eficiencia mayor pues se tiene un aumento de energía termodinámica en las partículas del agua y consecuentemente, la difusión se vuelve un mecanismo importante cuando se tienen partículas suspendidas menores que una micra. Por otro lado, la disminución de la viscosidad facilita la acción del mecanismo de sedimentación de partículas mayores de 1  $\mu\text{m}$ .

#### d) Concentración de partículas suspendidas

Cuando el medio filtrante se encuentra limpio, la eficiencia de remoción depende de la concentración de partículas suspendidas en el influente. Después de algún tiempo de filtración, la eficiencia de remoción aumenta con el incremento de concentración de las partículas suspendidas en el influente, pues las partículas retenidas hacen de colectores de otras partículas suspendidas.

Evidentemente, al existir una eficiencia de remoción mayor con el aumento de concentración, la curva de pérdida de carga en función del tiempo será más acentuada.

#### e) Potencial Zeta

Cuando las partículas suspendidas y los granos del medio filtrante tienen potencial Zeta del mismo signo, la interacción entre las capas dificulta la adherencia, reduciendo la eficiencia de remoción. Como los materiales filtrantes usuales presentan potenciales Zeta negativos, sería conveniente que las partículas suspendidas tengan potencial Zeta neutro o negativo.

#### f) pH

El pH influye en la capacidad de intercambio iónico entre las partículas suspendidas y los granos del medio filtrante. Para valores de pH inferiores a 7, disminuye el intercambio de cationes y aumenta el intercambio de aniones sobre las superficies positivas, mientras que para valores de pH superiores a 7, se produce un aumento en el intercambio de cationes y una disminución en el intercambio de aniones sobre las superficies negativas.

### 2.4.4.2 Características del medio filtrante

#### a) Tipo de medio filtrante

El tipo de medio filtrante debe seleccionarse basándose en la calidad de agua filtrada que se desea. Adicionalmente, también

debe tenerse en cuenta la duración de la carrera de filtración y la facilidad de lavado. Un medio filtrante ideal es aquel de una determinada granulometría y granos de un cierto peso específico, que requiere una cantidad mínima de agua para ser lavado eficientemente y que es capaz de remover la mayor cantidad posible de partículas suspendidas, produciendo un efluente de gran calidad.

La arena ha sido el medio filtrante comúnmente empleado. A pesar de producir un efluente de mejor calidad, la arena de granulometría menor, presenta una carrera de filtración más corta, que la arena de granulometría mayor. En todo caso, la estratificación de la arena se produce como consecuencia del lavado a contracorriente, con los granos de menor tamaño ocupando las capas superiores y los de mayor tamaño en las capas inferiores. La estratificación favorece la retención de la mayor parte de partículas en las capas superiores, haciendo posible que exista presión inferior a la atmosférica en el interior del medio filtrante, situación indeseable no sólo por la posibilidad de formación de burbujas de aire, sino también por la compactación de parte del medio filtrante, perjudicándose con ello el proceso de filtración y dificultándose el lavado.

El problema producido por la estratificación puede controlarse usando arena con coeficientes de uniformidad próximo a la unidad y arena preparada entre dos mallas consecutivas, por ejemplo, entre las de aberturas iguales a 0.42 y 0.59 mm. A pesar de ser esta la condición ideal, pues se ahorra agua para el lavado, la preparación de la arena no resultaría económicamente ventajosa.

En la práctica, lo común es especificar la arena con un coeficiente de uniformidad inferior a 1.5. La filtración en medios filtrantes dobles, constituidos de antracita y arena es, bajo cualquier punto de vista, superior a la filtración en medios constituidos únicamente de arena, como lo demuestran los trabajos de investigación realizados en instalaciones pilotos y en prototipos, publicados por la Water Research Association, de Inglaterra.<sup>15</sup>

#### b) Tamaño efectivo (TE)

Con relación al porcentaje (en peso) que pasa por las mallas de una serie granulométrica, el tamaño efectivo se refiere al tamaño de granos correspondiente al porcentaje de 10 %

#### c) Coeficiente de uniformidad (CU)

En relación al porcentaje (en peso) que pasa por las mallas de una serie granulométrica, el coeficiente de uniformidad es igual a la relación entre el tamaño de los granos correspondientes al 60 % y el tamaño de los granos correspondiente al 10 %

#### d) Forma

La forma de los granos normalmente se evalúa en función del coeficiente de esfericidad (Ce), que es igual a la relación entre el diámetro de una esfera de velocidad de sedimentación igual a la

del grano considerado, y el tamaño medio de los granos entre dos mallas consecutivas de la serie granulométrica, entre las que se preparó el medio filtrante.

e) Peso específico:

El peso específico del material es igual al peso de los granos dividido por el volumen efectivo que ocupan los granos.

Estas cuatro características son muy importantes para especificar los materiales que componen un medio filtrante de dos o más capas. Durante mucho tiempo, el tamaño de los granos de materiales diferentes era escogido para eliminar la mezcla de los granos mayores con los menores en las capas adyacentes.

En la TABLA 7 se muestran los valores normales para el coeficiente de esfericidad y peso específico de los materiales filtrantes más usuales en la práctica.

TABLA 7 DATOS DE COEFICIENTES DE ESFERICIDAD Y PESO ESPECIFICO PARA VARIOS MATERIALES GRANULARES<sup>15</sup>

MATERIAL	COEFICIENTE DE ESFERICIDAD	PESO ESPECIFICO (g/cm <sup>3</sup> )
ARENA	0.75 - 0.80	2.65 - 2.67
ANTRACITA	0.70 - 0.75	1.50 - 1.70
GRANATE	0.75 - 0.85	4.00 - 4.20

Para obtener un grado de intermezcla que no disminuya sustancialmente la porosidad en la región común entre las capas adyacentes de materiales diferentes, se recomienda que el tamaño de los granos mayores no supere a cinco veces el tamaño de los granos menores. Ahora bien, cuando se considera una antracita con peso específico superior al inglés, que varía entre 1.4 y 1.5 g/cm<sup>3</sup>, esta relación debe ser inferior a 4 y de preferencia se considerarán las siguientes relaciones.

El tamaño de los granos de la antracita correspondiente al 90 % en peso (referente al que pasa) y el tamaño de los granos de arena correspondiente al 10 % en peso (referente al que pasa igual al tamaño efectivo), deben mantener una relación del orden de 3.0

El tamaño de los granos de antracita correspondiente al 90 % en peso (referente al que pasa) y el de arena correspondiente al 90 % en peso (referente al que pasa), deben estar relacionados de modo que se expandan simultáneamente.

## 2.5 Filtración lenta en arena

Como se ha mencionado anteriormente, la filtración es el proceso mediante el cual el agua se purifica haciéndola pasar a través de un medio poroso. En la filtración lenta en arena, el agua se pasa lentamente a través de los poros del lecho de arena. Durante este proceso, la calidad del agua (física y biológica) mejora considerablemente mediante complejos mecanismos físicos, bioquímicos y biológicos.

En la superficie del lecho de arena (en estado de maduración) se forma una capa delgada (schmutzdecke) de materia orgánica e inorgánica retenida y una variedad de microorganismos biológicamente activos que consumen la materia orgánica.

En la filtración lenta se usa un lecho de arena fina a través del cual el agua percola lentamente. El tamaño de los granos es fino y los poros del lecho del filtro son pequeños. La materia suspendida presente en el agua cruda se retienen entre los 0.5 - 2 cm de la capa superior del lecho filtrante.

La limpieza se lleva a cabo raspando la capa superior del lecho de arena. El intervalo entre dos limpiezas consecutivas es bastante largo, usualmente varios meses, debido a que se usan tasas de filtración bajas (0.1 - 0.3 m/h). Después de la limpieza se requiere de varios días para que el lecho vuelva a ser efectivo.<sup>10</sup>

Uno de los propósitos de la filtración lenta en arena es la remoción de organismos patógenos del agua cruda. Cuando el agua de abastecimiento está ligeramente contaminada, los filtros lentos de arena producirán agua bacteriológicamente segura. Normalmente la *Escherichia coli* estará ausente en una muestra de 100 mL del agua filtrada, lo que satisface la norma del agua para consumo humano.

Los filtros lentos de arena son efectivos en la remoción de materia suspendida que se encuentra en el agua de abastecimiento; no obstante, los poros del lecho filtrante pueden obstruirse rápidamente, disminuir la tasa de filtración y con ello aumentar la frecuencia de las limpiezas. La operación normal del filtro ocurre cuando la turbiedad promedio es menor a 5 UTN, con valores máximos debajo de los 20 UTN y cuando ocurre por periodos de unos pocos días únicamente. Cuando este no es el caso, se debe reducir la carga suspendida en el agua cruda mediante un proceso de pre-tratamiento.

Los filtros lentos de arena pueden ser altamente efectivos sobre algunas aguas, sin requerir el uso de coagulantes previos a la filtración. Por lo tanto, una agua con turbiedad que no exceda 20 UTN, puede aplicarse directamente a un filtro lento de arena con resultados aceptables. La filtración lenta en arena es efectiva en la remoción de la mayor parte de los sólidos y de un 85 a 95 % para la remoción de bacterias.

Weber, asegura que la falta de éxito de los filtros lentos de arena en los Estados Unidos, se debe en gran parte a la presencia de arcilla fina suspendida en muchas de sus aguas superficiales.

Particularmente, estos sólidos penetran profundamente a través del medio filtrante, de modo que al filtro difícilmente se le puede dar mantenimiento por el método tradicional de raspado, obteniéndose un efluente de calidad inaceptable.

La precloración va en detrimento de la filtración lenta en arena, ya que el funcionamiento adecuado depende de la presencia de una capa biológica que se forma en la parte superior del lecho, la cual está densamente poblada con microorganismos.

Los filtros lentos de arena son ampliamente usados en Europa ya a que disminuyen costos por la eliminación del proceso de coagulación, lo cuál se considera compensatorio al costo de inversión requerido en la construcción de grandes filtros.

La TABLA 8 presenta las ventajas y desventajas de los filtros lentos de arena.

TABLA 8 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS FILTROS LENTOS DE ARENA<sup>31</sup>

VENTAJAS	DESVENTAJAS
- Funcionamiento eficiente sin químicos desestabilizadores	- Mayor requerimiento de espacio e inversión inicial que los filtros rápidos
- Operación simple	- Remoción pobre de algas
- Reducción de la turbiedad al 90 %	- Baja reducción de color
- Reducción de orgánicos	- El tratamiento del agua con turbiedad menor a 1 UTN puede ser difícil en ciertas aplicaciones y la remoción de color puede ser ineficiente
- Reducción de inorgánicos	
- Capacidad para usar un amplio intervalo del medio filtrante	

### 2.5.1 Teoría de la filtración lenta en arena

En los filtros lentos de arena, la remoción de impurezas se realiza mediante mecanismos distintos pero complementarios tales como: sedimentación, cribado, adherencia y de mayor importancia procesos bioquímicos y microbianos. El proceso de remoción se inicia en el agua sobrenadante, pero la mayor parte de la remoción y los procesos biológicos se llevan a cabo en la capa superior del lecho.

El cribado remueve la materia suspendida que es demasiado grande. Este mecanismo de remoción se lleva a cabo exclusivamente

en la superficie del filtro donde las impurezas son retenidas. Esto hace más eficiente el cribado, pero a la vez aumenta la resistencia a la permeabilidad del flujo e incrementa la frecuencia de limpieza.

La sedimentación remueve sólidos suspendidos finos cuando éstos son depositados en la superficie de los granos de arena del lecho del filtro. Esta acción se realiza principalmente en la parte superior y sólo la materia orgánica de baja densidad es llevada hacia el fondo. Los demás sólidos suspendidos, junto con las impurezas coloidales y disueltas, son removidos mediante la adherencia o a través de la adsorción.

La adherencia ocurre por la interacción combinada de las fuerzas electrostáticas, de Van der Waals y químicas de atracción. La atracción electrostática es la más efectiva, pero ocurre sólo entre partículas que tienen cargas eléctricas opuestas. La arena natural de sílice tiene carga negativa y por lo tanto no puede remover partículas con la misma carga tales como bacterias, materia coloidal de origen orgánico, aniones de nitrato, fosfatos y compuestos químicos similares. Así, durante el período de maduración de un filtro lento de arena, sólo se remueven partículas de carga positiva tales como flóculos de carbonato, hidróxido de aluminio y de hierro, así como cationes de hierro y manganeso. El proceso de remoción de partículas positivas continua hasta una etapa en que ocurra la sobresaturación, entonces la carga del grano del filtro se invierte, se vuelve positiva y empieza la atracción y retención de partículas con carga negativa. Después del período de maduración, el lecho del filtro presenta una variada modificación de la capa del grano cargada negativa y positivamente.

La materia acumulada en los granos del filtro de arena sufre cambios mediante la actividad bioquímica y bacteriana. Los compuestos solubles ferrosos y manganosos se convierten en hidratos insolubles y pasan a formar parte de la capa que rodea a los granos de arena. Una parte de la materia orgánica se oxida, proporcionando la energía que necesita la bacteria para su metabolismo y la otra se transforma en material celular.

Para que el proceso de filtración sea efectivo, es necesario que la bacteria se desarrolle y migre a las capas inferiores del lecho filtrante. En la práctica, se ha descubierto que toda la actividad bacteriana se extiende a una profundidad de aproximadamente 0.6 m del lecho del filtro, de tal forma que la altura del lecho filtrante no debe ser menor de 0.7 m, además debe tener un incremento de 0.2 - 0.5 m para permitir un número considerable de raspaduras al filtro antes de que sea necesario el rearenado.

### 2.5.2 Estructura del filtro lento en arena

El filtro lento de arena está constituido básicamente de un tanque construido de concreto reforzado, ferrocemento, mampostería de piedra o ladrillo, plástico o metales lisos, el cual contiene una capa sobrenadante de agua cruda, un lecho de arena fina, un

sistema de bajo dren, una estructura de entrada y salida y un dispositivo para la regulación y control del filtro. El agua que fluye en un filtro lento de arena puede ser controlado a la entrada o a la salida del mismo. En la Fig 13 se muestran los componentes básicos de un filtro lento de arena controlado a la salida y en la Fig 14 se muestran los componentes básicos de un filtro lento de arena controlado a la entrada. El método que se elija puede variar ligeramente la estructura del filtro, los dispositivos de control y su funcionamiento.

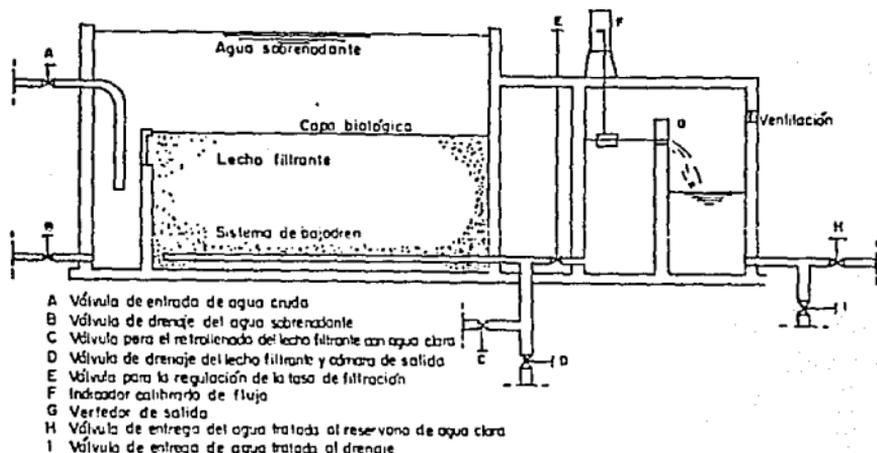


FIG 13 Componentes básicos de un filtro lento de arena controlado a la salida

### 2.5.2.1 Estructura de entrada

La estructura de entrada permite que el agua fluya hacia el interior sin dañar la capa biológica (schmutzdecke) en la parte superior del medio filtrante. La estructura de entrada está constituida generalmente de una caja que también puede emplearse para drenar el agua sobrenadante rápidamente.

### 2.5.2.2 Capa de agua sobrenadante

La capa de agua sobrenadante provee una carga hidráulica que es suficiente para conducir el agua cruda a través del lecho del medio filtrante, lo cual crea un periodo de detención de varias horas para el agua cruda. Está contemplado un dispositivo de salida el cual sirve como derrame para el agua sobrenadante y

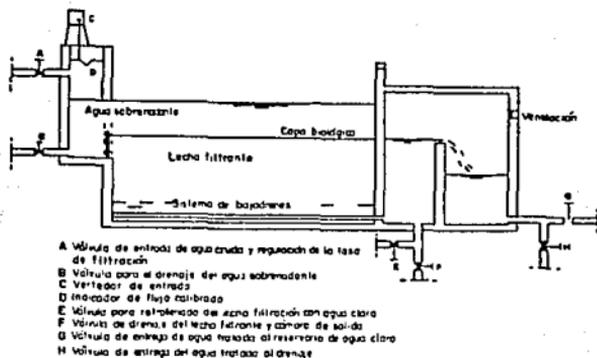


FIG 14 Componentes básicos de un filtro lento de arena controlado a la entrada

permitir la remoción de impurezas que pudieran formarse sobre la superficie del agua. Para asegurar que el proceso de limpieza sea lo más corto posible, se requiere de un medio para drenar el agua sobrenadante lo más rápidamente posible.

### 2.5.2.3 Lecho filtrante

Cualquier tipo de material granular inerte puede emplearse como medio filtrante, pero la arena es generalmente seleccionada debido a que es económica, durable y disponible. La arena debe estar libre de arcilla, tierra y materia orgánica antes de colocarla en el filtro.

La arena que se usa en los filtros lentos de arena debe ser relativamente fina, cumpliendo con un tamaño efectivo dentro del rango de 0.15 - 0.30 mm y un coeficiente de uniformidad preferiblemente por debajo de 3. Es muy importante que el tamaño efectivo del grano de la arena no sea más fino que lo necesario, ya que la arena más fina podría aumentar la pérdida de carga inicial, no obstante que la calidad del efluente pudiera incrementarse.

### 2.5.2.4 Sistema de bajo dren

El sistema de bajo dren es un pasaje no obstruido de agua tratada y soporta el lecho de medio filtrante. Usualmente consiste de un dren principal y drenes laterales construidos de tubos perforados o de un falso fondo hecho de concreto o tabiques y está cubierto de capas de grava graduadas. Estas capas impiden que la arena del filtro entre o bloquee los bajo drenes y asegura una extracción uniforme del agua filtrada.

En Colombia se está aplicando un sistema de bajo dren inovador el cual consiste de tubos de PVC corrugado para drenaje de 6 cm de

diámetro que son colocados con un metro de separación y cubiertos con una capa de 0.1 m de grava fina. Este desarrollo es interesante ya que reduce la necesidad de grava graduada y también disminuye la altura total del sistema de bajo dren comparado con los sistemas tradicionales, así que la altura total de la caja del filtro es de alrededor de 0.3 m más pequeño.

#### 2.5.2.5 Cámara de salida

La cámara de salida normalmente consiste de dos secciones separadas por una pared, en cuya parte superior está colocado un vertedor con sus derrames ligeramente arriba de la parte superior del lecho de arena. Este vertedor evita la formación de vacío en el lecho filtrante y asegura que el filtro opere independientemente de las fluctuaciones en el nivel del reservorio de agua clara. Al permitir la caída libre del agua sobre el vertedor, la concentración de oxígeno en el agua filtrada se incrementa y la cámara del vertedor debe encontrarse ventilada para facilitar la aeración.

La alimentación frecuentemente se realiza en la cámara de salida mediante retrolleado a través de los bajo drenes. En un filtro controlado a la entrada no es necesario el vertedor; así la cámara de salida puede ser reducida a una sección. En este caso el agua es colectada del bajo dren en un tubo que se extiende al menos 0.3 m por encima del nivel máximo del agua en la caja de salida.

#### 2.5.2.6 Control de flujo

En un filtro controlado a la salida, la tasa de filtración es ajustada con la válvula de salida. Esta válvula tiene que ser abierta un poco diariamente o cada dos días hasta compensar el incremento en la resistencia en la schmutzdecke. La válvula de salida tiene que ser manipulada sobre una base regular, causando una variación ligera en la tasa de filtración. Por lo tanto, el operador está obligado a visitar la planta por lo menos cada día, de otra forma el rendimiento puede verse disminuido.

En un filtro controlado a la entrada, la tasa de filtración se ajusta con una válvula de entrada. Una vez que se ha regulado a el flujo deseado, no es necesario manipular la válvula en el futuro. Al inicio, el nivel del agua sobre el filtro será bajo, pero gradualmente aumentará para compensar el incremento de la resistencia en la capa biológica del filtro. Una vez que las impurezas han alcanzado el nivel de salida, el filtro se detiene para llevar a cabo el proceso de limpieza.

El control a la entrada simplifica el procedimiento operacional. La tasa de filtración deberá ser siempre la misma que la tasa constante de alimentación del agua en el filtro. Con éste método el aumento de la resistencia en la película biológica del filtro es directamente visible. Por otro lado, el agua es retenida por un periodo de tiempo corto en en inicio de la carrera del filtro debido al nivel poco profundo del agua sobrenadante. No

obstante que esta situación no ha sido confirmada por trabajos de investigación, se cree que reduce la eficiencia del tratamiento.

Se requiere de un indicador de flujo para medir continuamente el flujo y de esta manera facilitar el trabajo del operador de la planta.

### 2.5.3 Consideraciones de diseño

El criterio de diseño para los filtros lentos de arena ha sido formulado con base en proyectos de investigación e información encontrada en la literatura. La TABLA 9 muestra los criterios de diseño para filtros lentos en arena.

TABLA 9 CRITERIOS DE DISEÑO PARA FILTROS LENTOS DE ARENA<sup>43</sup>

CRITERIOS DE DISEÑO	NIVEL RECOMENDADO
Periodo de diseño	10 - 15 años
Periodo de operación	continuo (diario)
Tasa de filtración	0.1 - 0.2 m/h
Area del lecho filtrante	5 - 200 m <sup>2</sup> por filtro (mínimo dos unidades)
Altura del lecho filtrante	
* Inicial	0.8 - 0.9 m
* Mínimo	0.5 - 0.6 m
Especificaciones de la arena	
* Tamaño efectivo	0.15 - 0.30 mm
* Coeficiente de uniformidad	< 5 , preferiblemente < 3
Altura de bajo drenes (incluyendo capa de grava)	0.3 - 0.5 m
Altura del agua sobrenadante	1 m

Una planta de tratamiento con sistemas de filtración lenta con arena puede ser diseñada siguiendo estos criterios de diseño y considerando que el diseñador siempre tendrá en cuenta que la operación y mantenimiento son etapas cruciales para la producción de agua segura.

#### 2.5.3.1 Periodo de diseño

Se pueden adoptar periodos de diseño cortos del orden de 10 a 15 años. Esta situación evitará sobrediseños de instalaciones de tratamiento de aguas las cuales requieren de erogaciones innecesarias de fuentes disponibles en muchos países. Cabe mencionar que los filtros muy pequeños pueden resultar más caros.

### 2.5.3.2 Tasa de filtración

La clave de un adecuado funcionamiento de un sistema de filtración lenta en arena es sin duda el control de la tasa de filtración. Para el caso de aguas superficiales normalmente es satisfactorio usar tasas del orden de  $0.1$  a  $0.2 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ , ya que el filtro puede obstruirse en un periodo de tiempo corto empleando tasas de filtración altas. No obstante, la tasa de filtración puede incrementarse a  $0.3 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$  para pequeños periodos de tiempo de uno o dos días sin tener repercusiones en el filtro, por ejemplo, mientras otra unidad de filtración está en proceso de limpieza.

Tasas de filtración más altas pueden aplicarse si se conoce que la calidad del agua que se está tratando es muy buena. En Amsterdam, donde los filtros lentos de arena forman parte de la última etapa del tratamiento operan a  $0.6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ .

### 2.5.3.3 Modo de operación

La operación continua de un filtro lento de arena es la forma más efectiva de trabajar, ya que se asegura una buena calidad del agua tratada y el área requerida por el filtro es más pequeña.

La operación continua del filtro es factible cuando el agua cruda puede alimentarse a los mismos por gravedad o por un bombeo continuo. Cuando no es posible garantizar un bombeo continuo, la operación a una tasa continua puede asegurarse construyendo un tanque regulador de agua cruda. El agua es bombeada a este tanque en ciertos intervalos antes de ser alimentada continuamente a los filtros por gravedad.

Alternativamente, la filtración a tasa declinante puede aplicarse en filtros que son controlados a la salida. La filtración con tasa declinante implica que el agua sea bombeada al filtro sólo durante ciertas horas del día, resultando una fluctuación considerable en la altura del agua sobrenadante y por lo tanto en la tasa de filtración. Este modo de operación requiere de una mayor área de filtración o una estructura del filtro con mayor altura para obtener el mismo rendimiento que un filtro operado a una tasa constante y necesariamente incrementa los costos.

No debe permitirse la operación intermitente en la que el proceso de filtración es detenido por ciertos intervalos de tiempo, debido a que se ha demostrado de manera concluyente que se lleva a cabo un deterioro bacteriológico en la calidad del agua dentro de 4 o 5 horas después de reiniciar la operación.<sup>43</sup>

### 2.5.3.4 Número de unidades

Con la finalidad de asegurar el abastecimiento ininterrumpido de agua tratada y la facilidad de mantenimiento, se requieren al menos de dos unidades de filtración lenta en arena.

En plantas grandes, el número de unidades puede incrementarse para asegurar una mayor flexibilidad con un pequeño costo adicional.

Para darse una idea del número de unidades que pueden requerirse se aplica la siguiente fórmula:

$$n = 0.5 \sqrt[3]{A} \quad (58)$$

donde

n: número de unidades

A: Área total de los lechos filtrantes  $m^2$

No es necesario considerar lechos adicionales para proporcionar unidades auxiliares. Cuando una de las unidades tiene que limpiarse, la tasa de filtración en las demás unidades puede incrementarse gradualmente. Un incremento temporal de la tasa por encima de  $0.3 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$  no presenta efectos adversos sobre la calidad del efluente. Para el caso de zonas rurales, es aconsejable restringir el área por unidad de filtración a  $200 \text{ m}^2$  con la finalidad de facilitar la limpieza manual del filtro.

#### 2.5.3.5 Altura del lecho filtrante

La profundidad mínima de la arena (antes del rearenado) debe ser de  $0.5 - 0.6 \text{ m}$ . Es recomendable seleccionar una profundidad mínima de  $0.6 \text{ m}$  cuando la filtración lenta en arena es el único tratamiento. La altura inicial debe ser de  $0.8 - 0.9 \text{ m}$  para permitir un número suficiente de raspados antes que sea necesario el rearenado. La arena encontrada en las cercanías de la ubicación de la planta de tratamiento puede emplearse y adicionalmente disminuir los costos considerablemente. No obstante, se requiere de un análisis granulométrico y pruebas químicas de la arena para confirmar que es adecuada.

#### 2.5.4 Costos

Los costos de construcción de un filtro lento de arena abierto, excluyendo tubos y válvulas, se pueden dividir en dos componentes: costo del piso, bajo drenes, arena y grava y costo de las paredes de la caja o tanque del filtro. Los costos de mano de obra y terreno es con frecuencia de menor importancia. En zonas rurales de la India, los costos del terreno raramente exceden el 1 por ciento del costo total de la construcción. No obstante, en zonas densamente pobladas, las áreas grandes requeridas para algunos filtros lentos de arena pueden representar un problema.

La siguiente relación puede emplearse para estimar los costos de construcción de un filtro lento de arena abierto, excluyendo los costos de tuberías y válvulas:

$$C_t = C_a * A + C_l * L_w \quad (59)$$

donde

- C<sub>t</sub>: costo total de la construcción, excluyendo tuberías y válvulas
- C<sub>c</sub>: costos combinados por metro cuadrado del área del lecho del filtro del piso, bajo drenes, grava, arena del filtro y excavación.
- A: área de la superficie total (m<sup>2</sup>)
- C<sub>l</sub>: costo de las paredes por metro lineal de longitud de pared
- L<sub>w</sub>: longitud total de la pared

Los costos pueden reducirse minimizando la longitud total de pared aunque el área requerida sea fija. Para unidades de filtración rectangulares que tienen paredes comunes, la longitud total de pared llega a su punto más pequeño cuando

$$l = \sqrt{2 A / n + 1} \quad (60)$$

y

$$\delta = (n + 1) l / 2n \quad (61)$$

donde

- l: longitud de pared de la unidad (m)
- A: área superficial total (m<sup>2</sup>)
- n: número de unidades
- δ: ancho de la unidad (m)

Los costos de construcción de filtros lentos de arena pequeños y medianos son con frecuencia menores que otros tipos de tratamiento. La TABLA 10 compara los costos de construcción de filtros lentos de arena y filtros rápidos de arena en la India (precios de 1983).

La construcción de un filtro lento de arena en la India es más cara que la de un filtro rápido de arena por encima de los 3,000 m<sup>3</sup>/d (34.72 L/s). Sin embargo, si los costos recurrentes de operación y mantenimiento son tomados en cuenta, el balance cambia a 8,000 m<sup>3</sup>/d (92.59 L/s). Los costos de la filtración lenta en arena pueden disminuir cuando son usados materiales más económicos tales como ferrocemento y sistemas de drenaje más baratos.

Más interesantes aún son los recientes desarrollos en la región del Valle en Colombia, donde 20 nuevos filtros lentos de arena están siendo construidos o están ya operando. Los sistemas de filtración lenta en arena no sólo son competitivos con las plantas de tratamientos convencionales, sino que la conversión de plantas convencionales a plantas de filtración lenta en arena han presentado costos efectivos.

**TABLA 10 COSTOS DE CONSTRUCCION DE FILTROS LENTOS CON ARENA Y SISTEMAS CONVENCIONALES EN LA INDIA**

CAPACIDAD (L/s)	C O S T O S (MILLONES DE PESOS)	
	FILTRO LENTO CON ARENA	CONVENCIONAL
11.57	155	186
17.36	186	248
23.15	248	279
34.72	372	372
46.30	465	434
57.87	589	496
81.02	775	589

Por ejemplo, en un suburbio cercano a Cali, la operación y mantenimiento de una planta con tratamiento convencional tiene un costo de 1,240 USD/mes (3'875,000.00 pesos/mes). Debido al incremento en los costos de productos químicos fué necesario reconstruir la planta y adoptar la filtración lenta en arena como el tratamiento principal. La mayor parte de la estructura existente puede ser usada, sujetando los costos de reconstrucción tan bajos como 7,000 USD (21'880,000.00 pesos). Los costos de operación y mantenimiento actualmente son de 240 USD/mes (750,000 pesos/mes).

#### 2.5.5 Operación y mantenimiento

Uno de los aspectos más atractivos de la filtración lenta en arena es su facilidad de operación. Si se tiene una planta bien diseñada y construida, la operación del filtro dependerá de la concientización del operador para llevar a cabo su rutina diaria. Un ejemplo de un programa de mantenimiento en una zona rural en un país en vías de desarrollo se muestra en la TABLA 11. Para cada planta el programa será diferente ya que esto depende de variables específicas del sitio tales como la carga de sólidos suspendidos en el agua cruda, tamaño de la planta, tipo de abastecimiento y normas y regulaciones gubernamentales prevaletientes. El programa de mantenimiento debe estar trazado en cooperación con los operadores.

##### 2.5.5.1 Arranque de filtro lento de arena

Para iniciar la operación de un filtro lento de arena nuevo se requiere seguir una serie de etapas que a continuación se mencionan. Tabla 11.

a) Llenar el filtro en forma contraria a la operación normal, haciendo subir agua limpia a través de los medios granulares mediante el sistema de drenaje teniendo cuidado de cerrar todas

las válvulas de salida. El llenado ascendente tiene que ser muy lento hasta un nivel de 10 a 15 cm por encima del lecho de arena. Este método asegura que el aire acumulado en el sistema, especialmente en los poros del medio filtrante, sea desalojado. Cuando se carece de agua limpia este retrolleado debe realizarse con agua cruda, escogiendo el momento en que tenga la mejor calidad posible.

TABLA 11 PROGRAMA DE MANTENIMIENTO PARA UN FILTRO LENTO DE ARENA EN ZONAS RURALES DE UN PAIS EN VIAS DE DESARROLLO<sup>43</sup>

FRECUENCIA	ACTIVIDAD
* Diario	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Revisar la toma de agua cruda (algunas tomas pueden visitarse con menor frecuencia)</li> <li>- Revisar el filtro lento de arena               <ul style="list-style-type: none"> <li>* Tasa de filtración</li> <li>* Nivel de agua en el filtro</li> <li>* Nivel en el cárcamo de aguas claras</li> <li>* Calidad del agua</li> </ul> </li> <li>- Revisar todas las bombas</li> <li>- Mantener el libro de registro de la planta</li> </ul>
* Semanalmente	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Revisar y engrasar todas las bombas y partes móviles</li> <li>- Revisar el stock de aceite</li> <li>- Revisar la red de distribución</li> <li>- Comunicarse con los usuarios</li> <li>- Limpiar el sitio de la planta</li> </ul>
* Mensualmente o menor frecuencia	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Raspar los lechos filtrantes</li> <li>- Lavar el material raspado y almacenar la arena retenida</li> </ul>
* Anualmente o menor frecuencia	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Lavar el cárcamo de aguas claras</li> <li>- Revisar la impermeabilidad del filtro y del cárcamo de aguas claras</li> </ul>
* Cada dos años o menor frecuencia	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Rearenado de las unidades de filtración</li> </ul>

b) La válvula de entrada se abre gradualmente y se permite que el agua fluya en una capa somera de agua en la parte superior del lecho. Inicialmente la tasa de llenado es baja para prevenir socavación de la arena en los alrededores de la entrada. A medida que va incrementándose la profundidad del agua sobrenadante, la tasa de llenado puede aumentarse. En el momento en que es alcanzada la profundidad normal de trabajo del agua sobrenadante, la válvula de salida se abre permitiendo que el efluente salga al drenaje con la tasa de diseño del filtro.

c) Después de los pasos anteriores el filtro está en condiciones de operar continuamente por unas cuantas semanas para permitir su maduración. El periodo de maduración finaliza cuando los análisis bacteriológicos indican que la calidad del efluente ha alcanzado los estándares locales de calidad de agua.

d) Si se ha asegurado que la turbiedad en el agua tratada es suficientemente baja, el agua puede ser clorada y de esta manera suministrarse a la red de agua potable.

#### 2.5.5.2 Operación diaria

La operación diaria está limitada a revisar y probablemente ajustar la tasa de filtración y monitorear la operación de la planta y la calidad del efluente. Ocasionalmente se requiere de más tiempo para limpiar los filtros.

#### 2.5.5.3 Limpieza

Cuando se presenta el aumento de la capa de agua sobrenadante, es decir la pérdida de carga, existe un aumento de la resistencia al paso del agua por la arena debido a el desarrollo normal de la película biológica y el filtro debe ser limpiado.

Para limpiar el filtro es necesario remover en primera instancia el material flotante (hojas o algas) por medio del incremento del nivel de agua en la unidad para conducir el material flotante por el vertedor. En caso de que dicho material flotante no sea removido, se pueden presentar problemas en el proceso de limpieza.

Subsecuentemente, el nivel del agua en el lecho debe ser disminuido a aproximadamente 0.1 - 0.2 m por debajo de la parte superior de la arena. Esto puede realizarse cerrando la válvula de entrada y abriendo la válvula del drenaje del agua sobrenadante y la válvula sobre los bajo drenes para un drenado rápido del filtro hasta el nivel requerido.

El lecho del filtro es limpiado por un raspado en la parte superior de 1 a 2 cm del lecho. Esta operación debe realizarse lo más rápidamente posible con la finalidad de minimizar las interferencias con la vida de los microorganismos en el lecho filtrante. Cuando una unidad está fuera de servicio, las otras se corren a una tasa ligeramente más alta para mantener el rendimiento de la planta.

Después de la limpieza, la unidad es rellenada con agua a través de los bajo drenes. Cuando se carece de un tanque de almacenamiento elevado, el retrolleado puede efectuarse empleando agua filtrada de un filtro adyacente. Este método puede conducir, sin embargo, a una reducción en el rendimiento de la planta, lo cual debe considerarse cuando se diseña el cárcamo de recepción de agua tratada con la finalidad de asegurar que siempre habrá agua

disponible para los usuarios. Un método alternativo es avisar a los usuarios que reduzcan el consumo de agua por un lapso de tiempo corto.

Cuando un filtro es puesto fuera de servicio, se requiere de un periodo de al menos 24 horas para permitir la recuperación del lecho. Después de este periodo, la flora bacteriológica generalmente se ha reestablecido para ser capaz de producir un efluente seguro. En zonas con climas más fríos, el periodo de recuperación de la película biológica o maduración puede extenderse por unos cuantos días.

#### 2.5.5.4 Rearenado

El rearenado es necesario cuando se ha reducido el nivel del lecho de arena de 0.5 a 0.6 m debido a los raspados sucesivos. Afortunadamente, ésta operación se realiza sólo en intervalos de 2 a 3 años. Antes del rearenado el lecho filtrante debe limpiarse y el nivel del agua en la arena debe bajarse hasta la capa de grava. La capa de arena nueva (acumulada después de cada raspado) se coloca debajo del lecho filtrante del filtro con la finalidad de que esta última, que tiene vida microbiológica, se encuentre al final del proceso en la parte superior del filtro y de esta manera permitir que al operar de nuevo el filtro, el periodo de maduración sea lo más rápido posible. En la FIG 15 se muestra esquemáticamente la forma en que debe realizarse el rearenado de un filtro.

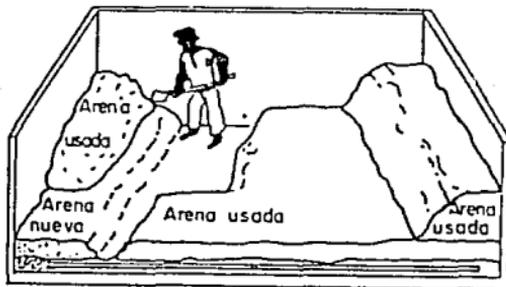


FIG 15 Rearenado de un filtro lento en arena

### 3 DESCRIPCION Y METODOLOGIA

#### 3.1 Descripción para el sistema de tratamiento para agua subterránea

El estudio del tratamiento de agua subterránea en el laboratorio se lleva a cabo en un sistema de tratamiento, el cual está constituido de un filtro ascendente y un filtro lento. El filtro lento denominado filtro 1 (FIG 16) está construido de plástico de alta densidad con el criterio de diseño mostrado en la TABLA 12. El filtro ascendente denominado filtro 2 (FIG 17) está construido de acrílico con el criterio de diseño mostrado en la TABLA 13.

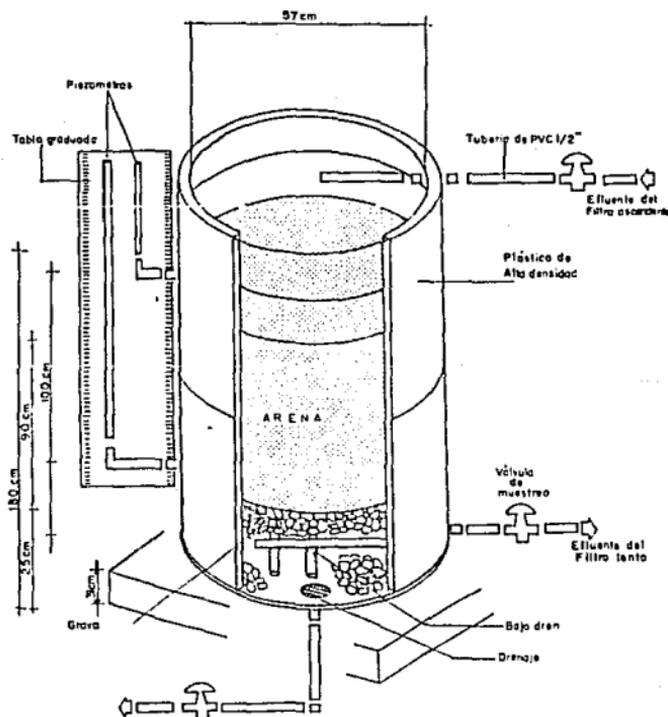


FIG 16 Esquema del Filtro 1

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

TABLA 12 CRITERIO DE DISEÑO DEL FILTRO 1

CRITERIO DE DISEÑO	NIVEL RECOMENDADO
Período de diseño	10- 15 años
Período de operación	continuo
Tasa de filtración	0.1 - 0.2 m/h
Area del lecho del filtro	0.255 m <sup>2</sup>
Altura del lecho del filtro	
- Inicial	0.90 m
- Mínima	0.65 m
Especificaciones	
- Arena	
* Tamaño efectivo	0.28 mm
* Coeficiente de uniformidad	2.58
- Grava	3 a 8 mm (diámetro)
- Altura del bajo dren incluyendo la capa de grava	0.25 m
- Tirante	0.50 m
Duración del ciclo entre limpiezas	cada 12 meses

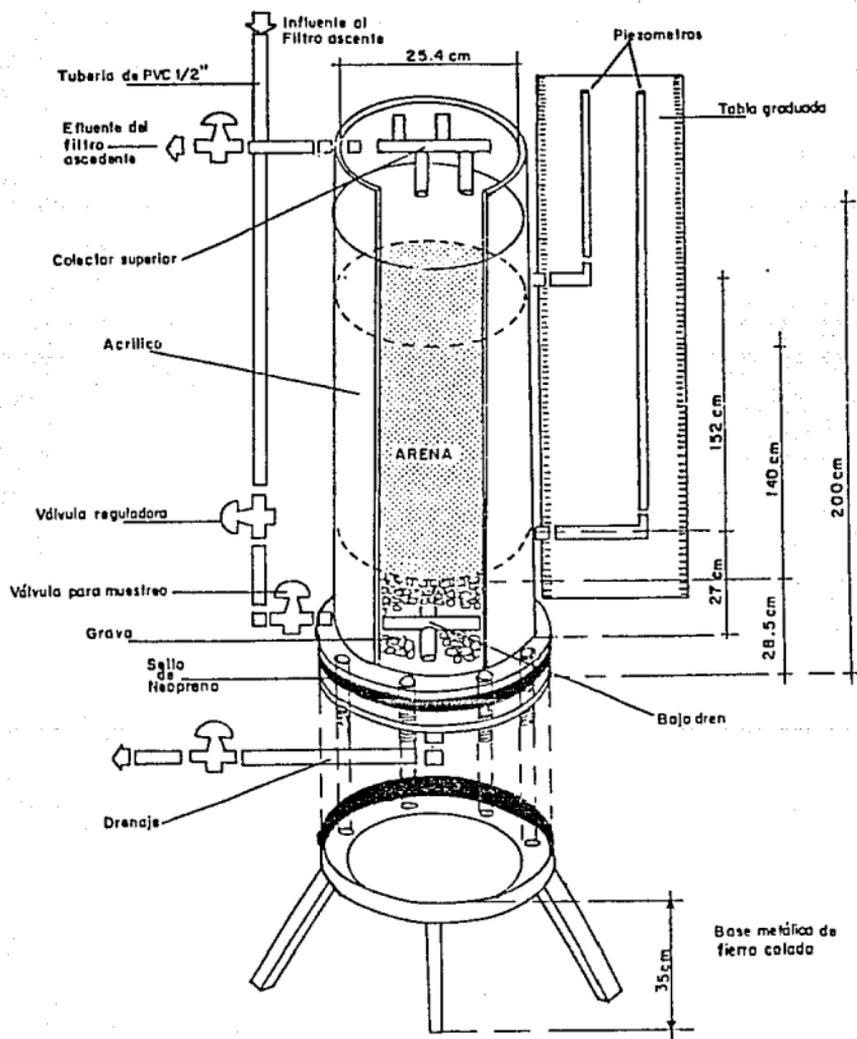


FIG 17 Esquema del Filtro 2

TABLA 13 CRITERIO DE DISEÑO PARA EL FILTRO 2

CRITERIO DE DISEÑO	NIVEL RECOMENDADO
Período de operación	continuo
Tasa de filtración	0.75 - 1.50 m /h
Tipo de flujo	ascendente
Área del lecho del filtro	0.050 m <sup>2</sup>
Altura del lecho del filtro	1.00 - 1.50 m
Especificaciones	
- Arena	
* Tamaño efectivo	0.54 mm
* Coeficiente de uniformidad	1.48
- Gravas	3 A 8 mm (diámetro)
- Sobrenadante	0.40 m

Para llevar a cabo la experimentación en el sistema de tratamiento de agua subterránea, se instalan 6 tanques (uno de 1100 L para la preparación de agua sintética, dos tanques de 400 y 600 L para almacenamiento, dos tanques de 200 L para mantener la carga hidráulica constante y un tanque de 200 L para la preparación de nitratos y glucosa que se alimentan al sistema), una bomba centrífuga de alimentación a los tanques elevados, una bomba peristáltica para dosificar nitratos y glucosa al sistema de filtración (FIG 18).

El agua sintética alimentada consiste en la simulación de agua subterránea preparada en laboratorio a la cual se adiciona una concentración de glucosa y nitratos inyectada a la tubería principal con un gasto de 5 L/h, los flujos de agua sintética, nitratos y glucosa, son mezclados a la entrada del filtro ascendente, obteniendo un flujo total en un rango de 38 a 75 L/h a una tasa de filtración en el filtro ascendente de 0.75 a 1.5 m/h y en el filtro lento con una tasa de filtración de 0.15 m/h para un flujo de 38 L/h.

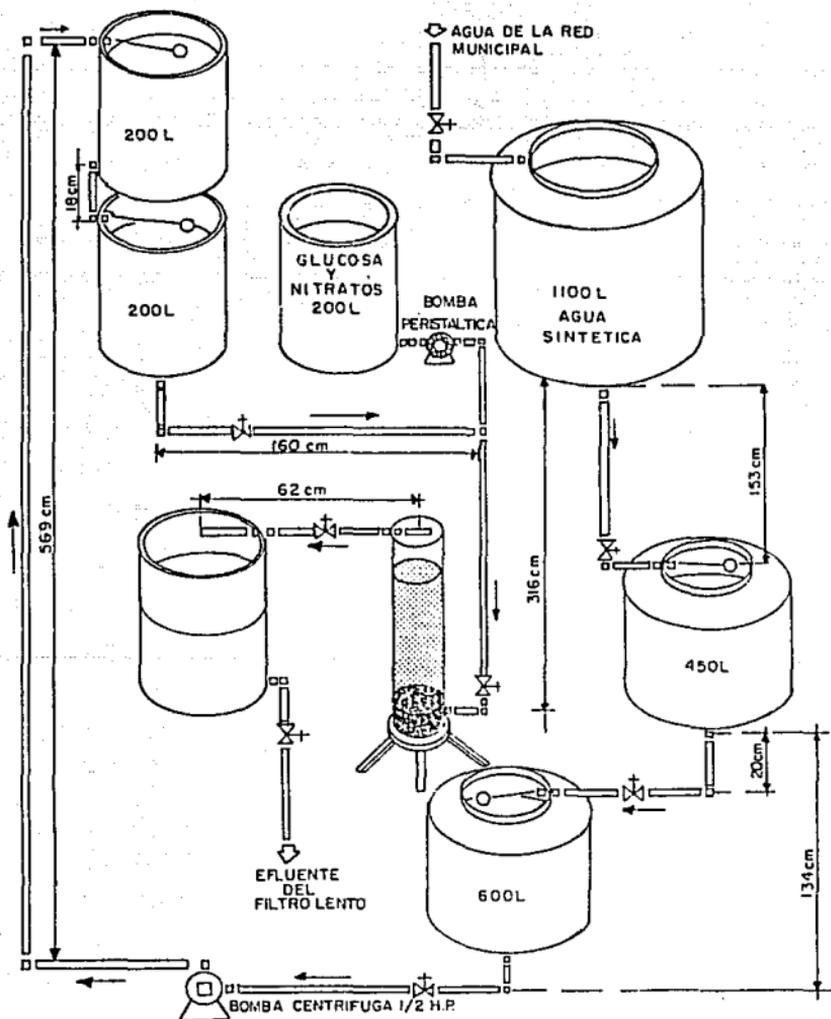


FIG 18 Diagrama esquemático del sistema de tratamiento para agua subterránea

### 3.2 Metodología para el sistema de tratamiento para agua subterránea

El agua de alimentación se prepara en el laboratorio y consiste en la simulación de agua típica de pozo a la cual se le adiciona glucosa y nitratos. En la TABLA 14 se presentan las concentraciones de las sustancias químicas que se agregan al agua procedente de la red municipal de abastecimiento de agua potable, previamente declorada.

TABLA 14 PREPARACION DEL AGUA SINTETICA QUE SIMULA AGUA SUBTERRANEA<sup>16</sup>

Compuesto	mg/L
MgSO <sub>4</sub> ·7H <sub>2</sub> O	200.00
K <sub>2</sub> HPO <sub>4</sub>	3.70
KH <sub>2</sub> PO <sub>4</sub>	2.90
MnSO <sub>4</sub> ·4H <sub>2</sub> O	6.00
CaCl <sub>2</sub>	40.00
FeSO <sub>4</sub> ·7H <sub>2</sub> O	22.00
Ac. Cítrico	5.40

Como fuente de materia orgánica y nitrogenada nutriente, se adiciona glucosa y nitratos con un gasto de 5 L/h, para un gasto total en el influente del filtro ascendente de 38 L/h a 75 L/h.

Los parámetros determinados en este caso son:

- Hierro
- Nitratos
- N-amoniacal
- N-orgánico
- Oxígeno disuelto
- Demanda química de oxígeno
- Demanda bioquímica de oxígeno
- Manganeso
- pH
- Temperatura
- Turbiedad
- Nitritos
- Color

El filtro ascendente se operó inicialmente a una velocidad de filtración de 0.75 m/h, posteriormente se aumentó la tasa de filtración a 1.5 m/h; en las dos fases de operación se utilizaron relaciones de C:N que se muestran en la TABLA 15.

**TABLA 15 RELACIONES C:N EN LA SOLUCION DE NITRATOS-GLUCOSA SUMINISTRADA AL SISTEMA DE FILTRACION**

SUSTANCIA	PRIMERA FASE (0.75 m/h)			SEGUNDA FASE (1.5 m/h)	
	GLUCOSA (ppm) *	100	100	200	200
NITRATOS (ppm) *	200	44	8	139	139
C:N SUMINISTRADA	1.30	5.75	64.4	3.7	7.4

Nota: \* 100 ppm de nitrato y glucosa es igual a 1.6 y 0.55 mmol respectivamente

Los métodos analíticos para la determinación de parámetros fisicoquímicos, y materia orgánica incluyen análisis gravimétricos, por titulación, espectrofotometría, absorción atómica y colorimetría entre otros (TABLAS 16, 17, 18, y 19).

**TABLA 16 METODOS ANALITICOS PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS FISICOS**

PARAMETRO	METODO ANALITICO
Turbiedad	Nefelométrico
Temperatura	Termómetro
Sólidos	Gravimétrico
Color	Comparador visual

**TABLA 17 METODOS ANALITICOS PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS QUIMICOS**

PARAMETROS	METODO ANALITICO
pH	Electrométrico
Cloruros	Argentométrico
Alcalinidad total	Titulación
Dureza total	Titulación
Dureza de calcio	Titulación
Nitrógeno amoniacal	Titulación
Nitrógeno orgánico	Titulación
Nitratos	Espectrofotométrico UV
Nitritos	Colorimétrico
Oxígeno disuelto	Electrodo de membrana

**TABLA 18 METODOS ANALITICOS PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS QUIMICOS (METALES PESADOS)**

PARAMETROS	METODO ANALITICO
Fierro Manganeso	Absorción Atómica Absorción Atómica

**TABLA 19 METODOS ANALITICOS PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS ORGANICOS**

PARAMETROS	METODO ANALITICO
DBO DQO COT	DBOs (Winkler) Colorimétrico Oxidación Persulfato

#### 4 RESULTADOS

En la TABLA 21 se realiza un análisis de los parámetros de operación del modelo. Con base en estos datos se obtuvo la constante de permeabilidad de Darcy y la carga hidráulica del filtro lento (FIG 19).

En la TABLA 20 se tiene el cálculo del diámetro geométrico medio de los granos de arena que se emplean como medio filtrante en el filtro lento (Análisis granulométrico, Anexo 1). A partir de la ecuación de Koseny (ecuación 57) se calcula la pérdida de carga teórica para lecho limpio de 2.346 cm y la constante de permeabilidad de Darcy de 0.1599 cm/s. Sin embargo, la pérdida de carga observada y la constante de Darcy son de 0.8 cm y 0.4691 cm/s respectivamente.

De la tabla 22 a la 40 se muestran las eficiencias de remoción de hierro, manganeso, DQO, nitratos y turbiedad en el sistema de tratamiento de filtración ascendente y filtración lenta.

La remoción de hierro se realiza casi completamente en el filtro ascendente, al aumentar la relación C:N en 64.28, el filtro lento contribuye en mayor medida en la remoción de éste parámetro. Por otro lado, la tasa de filtración del filtro ascendente no tiene influencia alguna en la remoción de hierro.

En el filtro lento con relaciones C:N de 1.28 y 3.7 se lleva a cabo la mayor contribución de remoción de manganeso independientemente de la velocidad del filtro ascendente.

La eficiencia de remoción de nitratos en el sistema de tratamiento completo se ve incrementada a medida que aumenta la relación C:N para cualquiera de las velocidades de filtración ascendente (0.75 y 1.5 m/h).

Cuando se tienen relaciones de C:N bajas, la mayor remoción de nitratos se realiza en el filtro lento. Sin embargo cuando las relaciones de C:N se incrementan la mayor remoción se lleva a cabo en el filtro ascendente.

La eficiencia de remoción de turbiedad es ligeramente mayor a una velocidad de operación del filtro ascendente de 0.75 m/h (89.79 %) que a una velocidad de 1.5 m/h (84.94 %). Dada la característica de valores pequeños de turbiedad en acuíferos (< 3 UTN), es de poca importancia considerar éste parámetro en la operación del sistema.

El mantenimiento en el filtro ascendente (lavado) se realizó en un rango de 2 a 5 días operando a una velocidad de 0.75 m/h; sin embargo con velocidades de filtración de 1.5 m/h, el proceso de limpieza del filtro ascendente se realizó aproximadamente cada 20 días.

TABLA 20 DETERMINACION DEL DIAMETRO GEOMETRICO DE LOS GRANOS

MALLA	ABERTURA (cm)	% QUE PASA ACUMULADO	PESO RETENIDO P <sub>i</sub> (%)	d <sub>i</sub> (cm X 10 <sup>2</sup> )	$\frac{P_i}{d_i}$
	0.168	100.00	0.00		
16	0.130	94.73	5.27	14.77	0.3568
18	0.100	83.26	11.47	11.40	1.0061
20	0.084	72.02	11.24	9.16	1.2270
30	0.0595	38.16	33.86	7.069	4.7899
35	0.0429	27.35	10.81	5.052	2.1397
40	0.0420	18.94	8.41	4.244	1.9816
50	0.0297	10.43	8.51	3.531	2.4100
fondo	0.0050	0.00	10.43	1.218	<u>8.5632</u>
					Σ 22.4743

TABLA 21 CALCULO DEL COEFICIENTE DE DARCY  
(SISTEMA DE FILTRACION DE AGUA SUBTERRANEA)

DIA DE OPERACION	Q <sub>s</sub> (ml/min)	Q <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> /h)	A (m <sup>2</sup> )	L (cm)	h (cm)	v (m/h)	L/h	K (cm/s)
0	624.99	0.0375	0.2550	90	0.8	0.1470	112.5	0.4595
5	625.00	0.0375	0.2550	90	1.0	0.1470	90.0	0.3676
10	538.29	0.0322	0.2550	90	1.0	0.1266	90.0	0.3166
15	588.23	0.0352	0.2550	90	1.5	0.1384	60.0	0.2306
20	441.17	0.0264	0.2550	90	1.5	0.1038	60.0	0.1730
25	375.00	0.0225	0.2550	90	1.5	0.0883	60.0	0.1470
82	500.00	0.0300	0.2550	90	3.0	0.1176	30.0	0.0980
86	500.00	0.0300	0.2550	90	3.5	0.1176	25.7	0.0840

TABLA 22 EFICIENCIAS DE REMOCION DE HIERRO  
(C:N = 1.28 ; V = 0.75 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	97.94
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	0.00
REMOCION TOTAL	97.94

TABLA 23 EFICIENCIAS DE REMOCION DE HIERRO  
(C:N = 5.75 ; V = 0.75 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	93.44
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	66.67
REMOCION TOTAL	97.81

TABLA 24 EFICIENCIAS DE REMOCION DE HIERRO  
(C:N = 64.44 ; V = 0.75 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	35.71
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	44.44
REMOCION TOTAL	64.28

TABLA 25 EFICIENCIAS DE REMOCION DE HIERRO  
(C:N = 3.70 ; V = 1.50 m/h )

D E S C R I P C I O N	P O R C E N T A J E
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	76.68
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	80.00
REMOCION TOTAL	94.73

TABLA 26 EFICIENCIAS DE REMOCION DE MANGANESO  
(C:N = 1.28 ; V = 0.75 m/h )

D E S C R I P C I O N	P O R C E N T A J E
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	9.05
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	30.84
REMOCION TOTAL	37.10

TABLA 27 EFICIENCIAS DE REMOCION DE MANGANESO  
(C:N = 5.75 ; V = 0.75 m/h )

D E S C R I P C I O N	P O R C E N T A J E
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	10.67
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	10.92
REMOCION TOTAL	20.43

**TABLA 28 EFICIENCIAS DE REMOCION DE MANGANESO**  
 (C:N = 64.44 ; V = 0.75 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	11.88
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	9.22
REMOCION TOTAL	20.00

**TABLA 29 EFICIENCIAS DE REMOCION DE MANGANESO**  
 (C:N = 3.70 ; V = 1.50 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	8.24
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	43.11
REMOCION TOTAL	47.80

**TABLA 30 EFICIENCIAS DE REMOCION DE MANGANESO**  
 (C:N = 7.40 ; V = 1.50 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	2.22
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	9.66
REMOCION TOTAL	11.67

TABLA 31 EFICIENCIAS DE REMOCION DE DQO  
(C:N = 1.28 ; V = 0.75 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	29.17
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	47.06
REMOCION TOTAL	62.50

TABLA 32 EFICIENCIAS DE REMOCION DE DQO  
(C:N = 5.75 ; V = 0.75 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	67.66
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	64.44
REMOCION TOTAL	88.50

TABLA 33 EFICIENCIAS DE REMOCION DE DQO  
(C:N = 64.44 ; V = 0.75 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	46.67
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	55.24
REMOCION TOTAL	75.53

TABLA 34 EFICIENCIAS DE REMOCION DE DQO  
(C:N = 3.70 ; V = 1.50 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	38.92
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	57.98
REMOCION TOTAL	74.34

TABLA 35 EFICIENCIAS DE REMOCION DE NITRATOS  
(C:N = 1.28 ; V = 0.75 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	18.21
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	29.03
REMOCION TOTAL	42.15

TABLA 36 EFICIENCIAS DE REMOCION DE NITRATOS  
(C:N = 5.75 ; V = 0.75 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	42.75
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	10.65
REMOCION TOTAL	48.85

TABLA 37 EFICIENCIAS DE REMOCION DE NITRATOS  
(C:N = 64.44 ; V = 0.75 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	70.13
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	4.35
REMOCION TOTAL	71.43

TABLA 38 EFICIENCIAS DE REMOCION DE NITRATOS  
(C:N = 3.70 ; V = 1.50 m/h )

DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	17.17
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	18.95
REMOCION TOTAL	43.60

TABLA 39 EFICIENCIAS DE REMOCION DE NITRATOS  
(C:N = 7.40 ; V = 1.50 m/h )

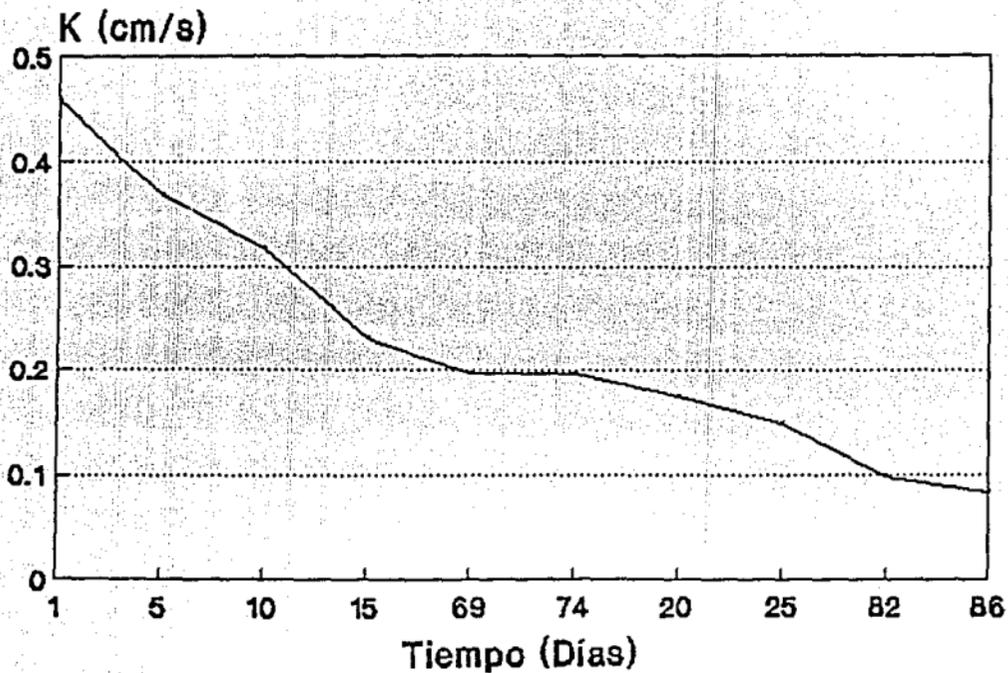
DESCRIPCION	PORCENTAJE
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	32.57
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	19.29
REMOCION TOTAL	54.87

TABLA 40 EFICIENCIAS DE REMOCION DE TURBIEDAD

D E S C R I P C I O N	P O R C E N T A J E
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	67.09
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	68.99
REMOCION TOTAL	89.79

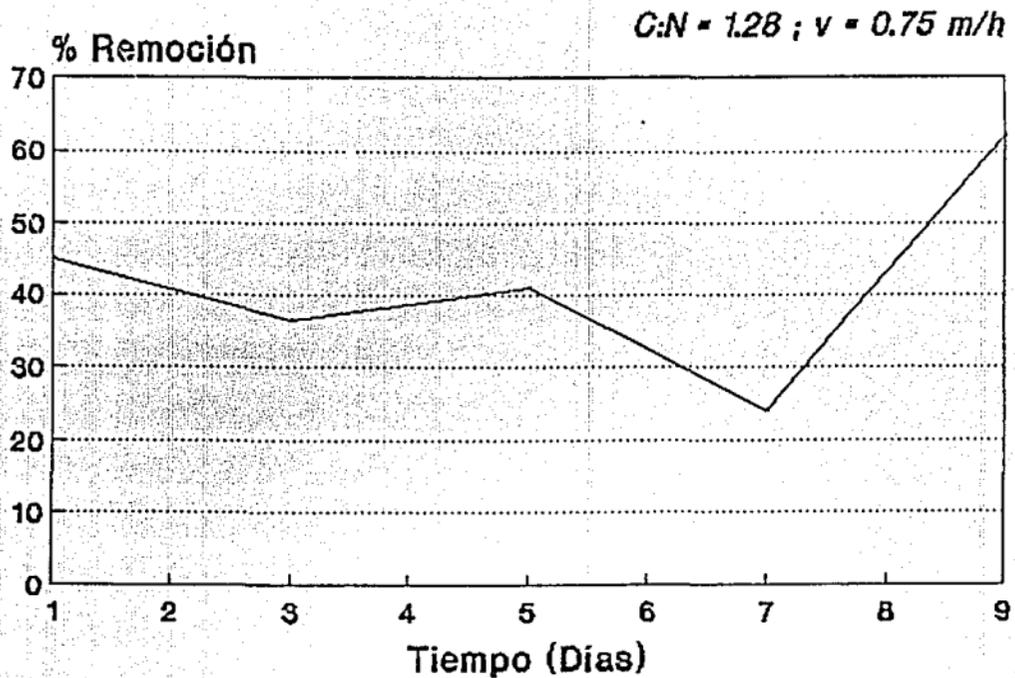
TABLA 41 EFICIENCIAS DE REMOCION DE TURBIEDAD

D E S C R I P C I O N	P O R C E N T A J E
REMOCION EN EL FILTRO ASCENDENTE	44.15
REMOCION EN EL FILTRO LENTO	70.85
REMOCION TOTAL	84.94

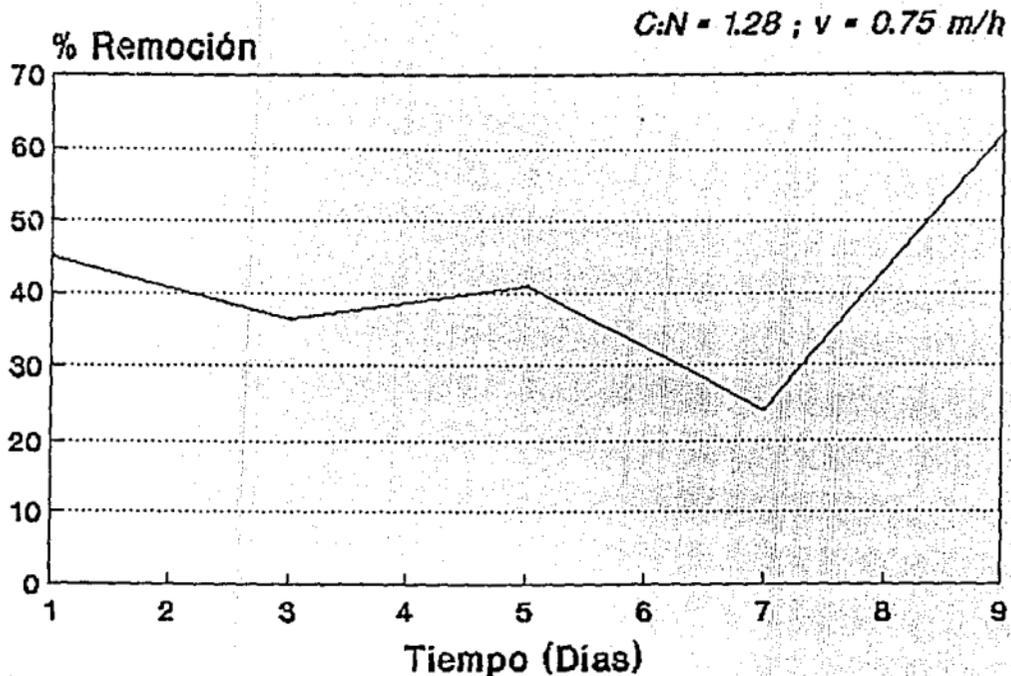


**Fig 19 Comportamiento del coeficiente de Darcy (Filtro Lento para agua subterránea)**

De la FIG 20 a la 25 se muestra el comportamiento de la eficiencia de remoción de los parámetros nitratos, manganeso, hierro y turbiedad, con respecto al tiempo.



**Fig 20 Eficiencia de remoción de nitratos (Sistema de filtración para agua subterránea)**



**Fig 20 Eficiencia de remoción de nitratos (Sistema de filtración para agua subterránea)**

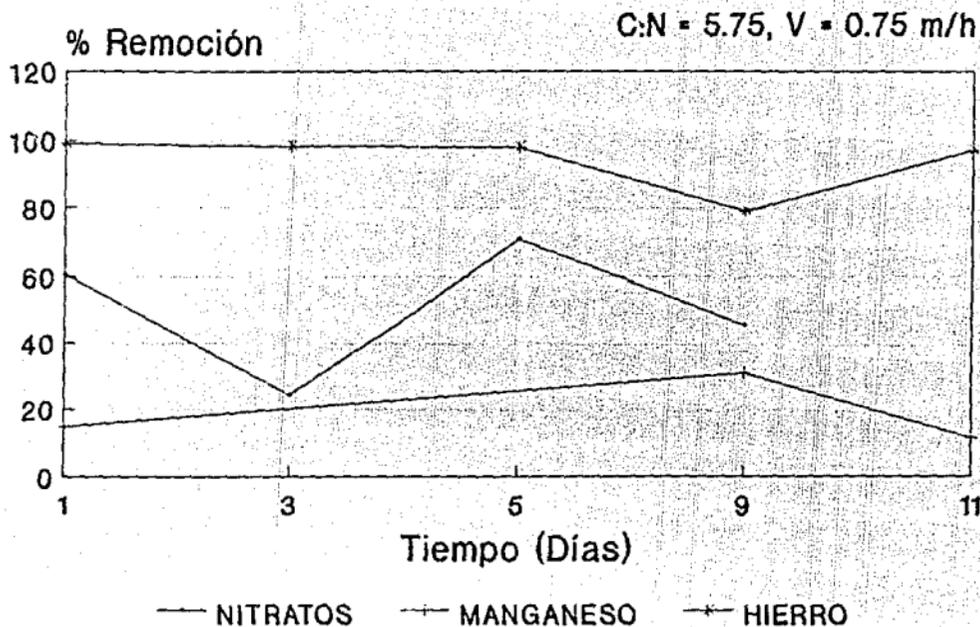


Fig 21 Eficiencias de remoción de nitratos, manganeso y hierro (Sistema de filtración para agua subterránea)

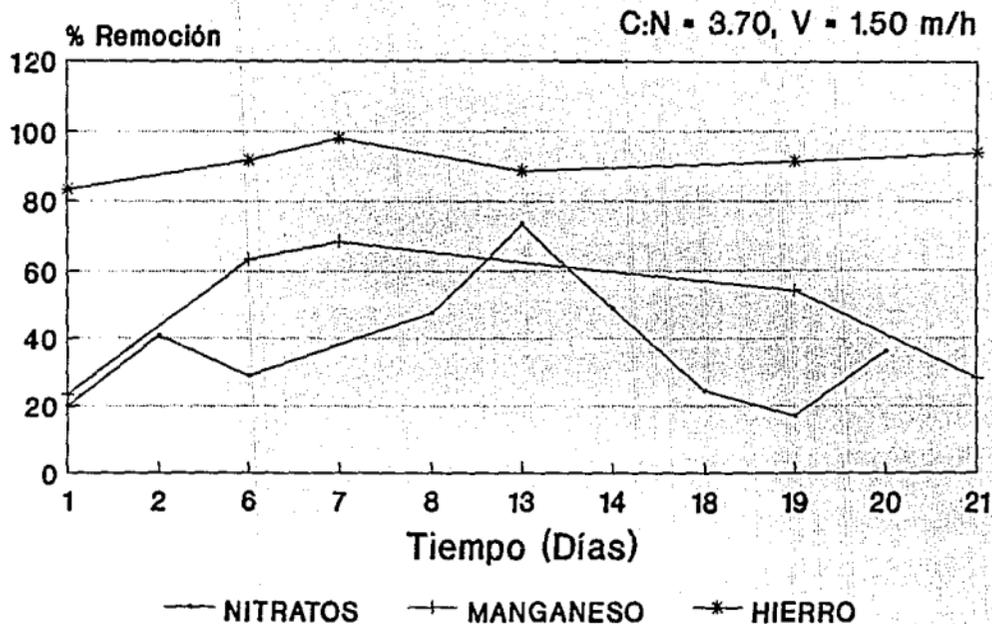
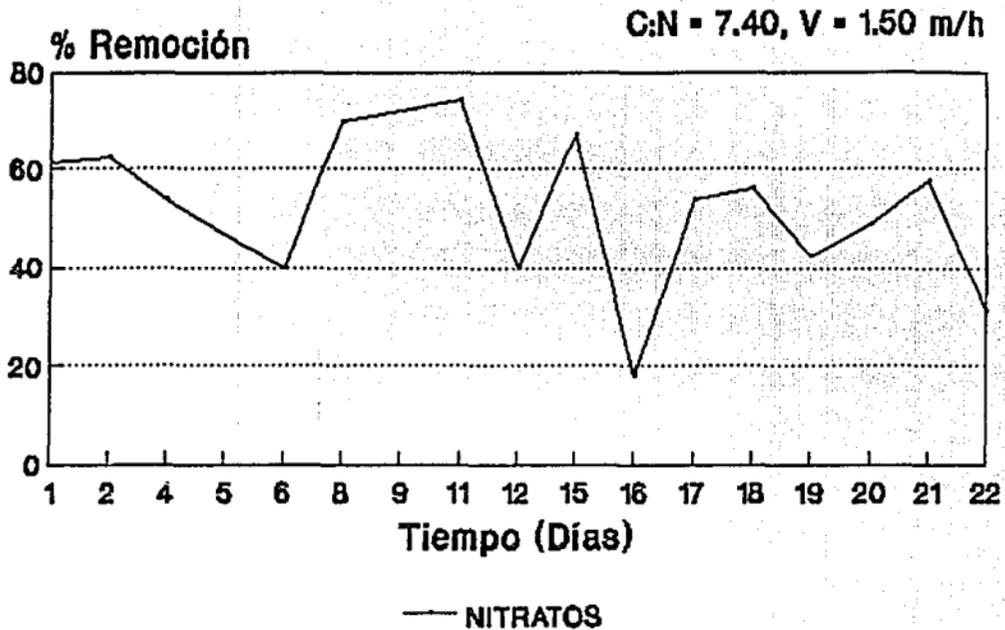
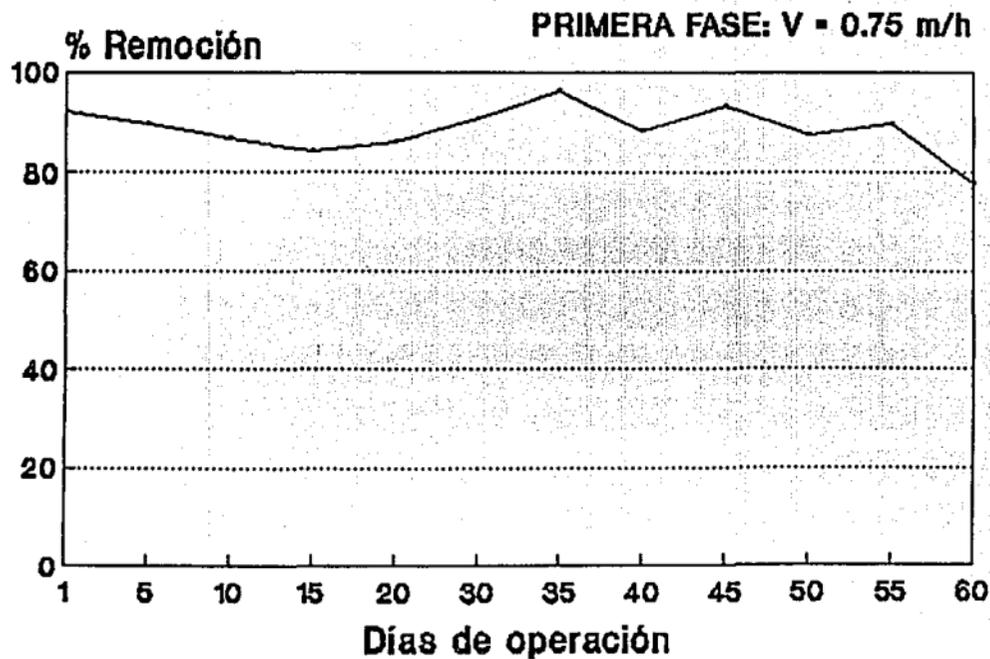


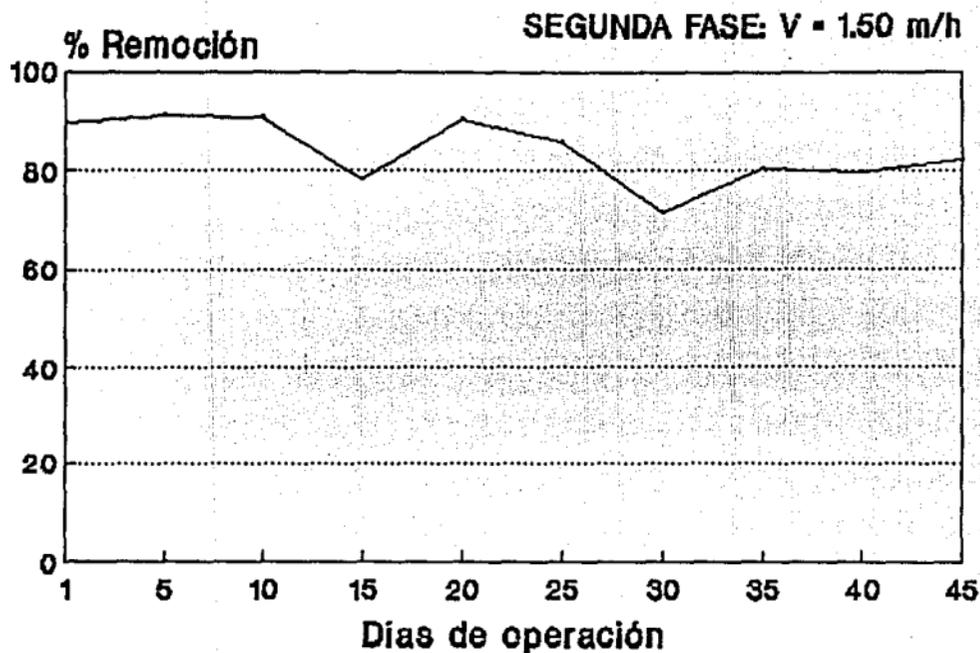
Fig 22 Eficiencias de remoción de nitratos, manganeso y hierro (Sistema de filtración para agua subterránea)



**Fig 23 Eficiencia de remoción de nitratos (Sistema de filtración para agua subterránea)**



**Fig 24 Eficiencia de remoción de  
Turbiedad (Sistema de filtración  
para agua subterránea)**



**Fig 25 Eficiencia de remoción de  
Turbiedad (Sistema de filtración  
para agua subterránea)**

## 5 CONCLUSIONES

1. Según inventario nacional, en México hay un total de 35 sistemas de filtración lenta, no obstante la verificación en sitio (Nuevo León y Sinaloa) de estos sistemas reportó que ninguno de ellos cumple con las características de diseño, operación y mantenimiento de la filtración en arena.

2. La tecnología de la filtración lenta en arena está siendo aceptada en varias partes del mundo ya que reducen o prescinden del uso de productos químicos de pretratamiento y remueven sustancias que no son eficientemente eliminados por tratamientos convencionales.

3. La operación del filtro ascendente del sistema de tratamiento para agua subterránea a 0.75 m/h o 1.5 m/h no afecta en la remoción de turbiedad, hierro, manganeso, DQO y nitratos. Sin embargo, a 0.75 m/h la carrera del filtro es más corta (2 a 5 días) que a una velocidad de 1.5 m/h (aproximadamente 20 días), al considerar aspectos de operación y mantenimiento es preferible trabajar el filtro ascendente a 1.5 m/h.

4. En el filtro ascendente es donde se lleva a cabo la oxidación del  $Fe^{++}$  a  $Fe^{+++}$ , formando compuestos insolubles los cuales son adheridos al lecho del filtro, no obstante la oxidación del manganeso no se realiza en esta unidad de filtración sino que se lleva parcialmente en el filtro lento.

5. La desnitrificación del sistema aumenta en la medida que aumenta la relación C:N, ello debido a que se aumenta la fuente de carbón orgánico necesario para el metabolismo y reproducción de las bacterias desnitrificadoras que utilizan la materia orgánica como sustrato y el nitrato como aceptor último de electrones.

6. La DQO es una medida indirecta de la materia orgánica, aunque no existe un valor máximo permisible en lo que se refiere a agua potable, se presume que debe estar cercana a cero, sin embargo en un estudio<sup>3</sup> de caracterización de calidad del agua de fuentes de abastecimiento superficiales y subterráneas, encontraron para pozos valores promedio de 13 y 17 mg/L. de DQO. Las relaciones de C:N empleadas en la investigación de modelos se determinaron valores promedio de DQO de 12 a 15 mg/L. por lo cual para lograr la desnitrificación en este tipo de aguas y características de concentración de DQO no es necesario adicionar una fuente de carbón orgánico adicional.

## 6 RECOMENDACIONES

1. Adaptar y desarrollar la tecnología de pre-tratamientos y filtración lenta en pequeñas comunidades de México, donde las consideraciones fundamentales de diseño son bajos costos, fácil operación y mantenimiento y remoción de microorganismos patógenos.
2. Se recomienda el sistema de filtración lenta y filtración ascendente como una tecnología para la potabilización del agua de fuentes de abastecimiento subterránea con contenidos de hierro, manganeso y nitratos.
3. En fuentes de abastecimiento subterráneas contaminadas con hierro y manganeso, se recomienda un sistema de tratamiento de aeración por cascada, filtración ascendente y filtración lenta.
4. Evaluar y rehabilitar los filtros lentos existentes en la República Mexicana.
5. Elaborar un manual de diseño, construcción, operación y mantenimiento de pre-tratamientos y filtros lentos.
6. Adaptar procesos de desinfección a un sistema prototipo de filtración lenta para la selección del proceso económico, fácil de operar y de menor riesgo.
7. Evaluar la capacidad del sistema prototipo de filtración lenta en arena, para remover pesticidas de fuentes de abastecimiento subterránea en zonas agrícolas del país.
8. En un estudio reciente,<sup>33</sup> se estimó el costo total de un sistema prototipo (ver ANEXO 2) para instalarse en el valle de Culiacán. Este valor puede disminuir considerablemente, tomando en cuenta otros factores (disposición del terreno, ubicación del lugar, etc.).

ANEXO 1 BASE DE CALCULO DE DISEÑO Y OPERACION DEL MODELO A  
ESCALA LABORATORIO

A1.1. Filtración ascendente y filtración lenta para agua  
subterránea

A1.1.1 Cálculo del área del filtro lento

$$A_{r1} = \frac{\pi (D_{r1})^2}{4} \quad (1)$$

donde

$A_{r1}$ : Área del filtro lento  
 $D_{r1}$ : Diámetro del filtro lento

$$\text{Diámetro del filtro lento } (D_{r1}) = 0.57 \text{ m}$$

De la ecuación (1)

$$A_{r1} = 0.2551 \text{ m}^2$$

A1.1.2. Cálculo del área del filtro ascendente

$$A_{ra} = \frac{\pi (D_{ra})^2}{4} \quad (2)$$

donde

$A_{ra}$ : Área del filtro ascendente  
 $D_{ra}$ : Diámetro del filtro ascendente

$$\text{Diámetro del filtro ascendente } (D_{ra}) = 0.254 \text{ m}$$

De la ecuación (2)

$$A_{ra} = 0.050 \text{ m}^2$$

A1.1.3 Cálculo del gasto

$$Q = V_r A_{ra} \quad (3)$$

donde

$Q$ : Gasto del filtro grueso ascendente

$V_r$ : Velocidad de filtrado (0.75 m/h)  
 $A_{rA}$ : Area del filtro ascendente

De la ecuación (3)

$$Q = V_r A_{rA} = (0.75 \text{ m/h}) (0.050 \text{ m}^2)$$

$$Q = 0.0380 \text{ m}^3/\text{h} = 38 \text{ L/h}$$

$$V_{r1} = \frac{Q}{A_{r1}} \quad (4)$$

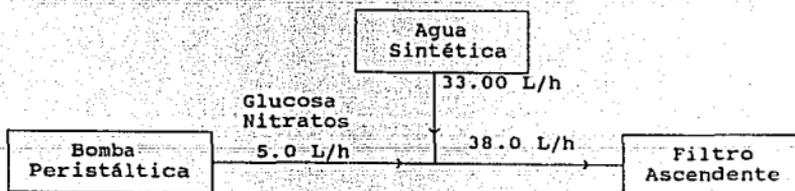
donde

$V_{r1}$ : Velocidad del filtro lento  
 $Q$ : Gasto del filtro lento  
 $A_{r1}$ : Area del filtro lento

De la ecuación (4)

$$V_{r1} = 0.1489 \text{ m/h}$$

#### A1.1.4 Balance de materia



#### A1.1.5 Cálculo de las concentraciones de nitrato glucosa

##### a) Nitratos

$$C_1 Q_1 + C_2 Q_2 = C_t Q_t \quad (5)$$

donde

$C_1$ : Concentración de nitratos en el agua de alimentación

- Q<sub>1</sub>: Gasto de alimentación de agua sintética
- C<sub>2</sub>: Concentración de nitratos preparada
- Q<sub>2</sub>: Gasto de alimentación de nitratos, glucosa
- C<sub>1</sub>: Concentración de nitratos esperada en el influente
- Q<sub>t</sub>: Gasto total influente al filtro grueso ascendente

De la ecuación (5)

$$(0.01 \text{ mg/L})(33.00 \text{ L/h}) + (5.0 \text{ L/h})(X) = (38.00 \text{ L/h})(26.50 \text{ mg/L})$$

$$0.3300 \text{ mg/h} + (5.0 \text{ L/h})(X) = 1007.0 \text{ mg/h}$$

$$X = 201.334 \text{ mg/L}$$

Se requiere de 201.334 mg/L de NO<sub>3</sub><sup>-</sup> en un flujo de 5.0 L/h para obtener 26.5 mg/L en un flujo de 38.00 L/h

Una cantidad de 0.7218 g de KNO<sub>3</sub> al ser diluida en 1 L de agua destilada, cada mL contiene 100 µg de NO<sub>3</sub><sup>-</sup>.

Por lo tanto tenemos las siguientes relaciones

$$0.7218 \text{ g} \frac{\text{-----}}{\text{X g}} \frac{1000 \text{ mL}}{1000 \text{ mL}} \frac{1 \text{ mL}}{1 \text{ mL}} \frac{100.00 \text{ µg}}{201.33 \text{ µg}}$$

$$X = 1.4532 \text{ g de KNO}_3 \text{ por litro}$$

b) Glucosa

$$C_1 Q_1 + C_2 Q_2 = C_t Q_t \quad (6)$$

donde

- C<sub>1</sub>: Concentración de glucosa en el agua de alimentación
- Q<sub>1</sub>: Gasto de alimentación de agua sintética
- C<sub>2</sub>: Concentración de glucosa preparada
- Q<sub>2</sub>: Gasto de alimentación de nitratos, glucosa
- C<sub>t</sub>: Concentración de glucosa esperada en el influente
- Q<sub>t</sub>: Gasto total influente al filtro grueso ascendente

De la ecuación (6)

$$(0.01 \text{ mg/L})(33.00 \text{ L/h}) + (5.0 \text{ L/h})(X) = (38.00 \text{ L/h})(13.17 \text{ mg/L})$$

$$0.3300 \text{ mg/h} + (5.0 \text{ L/h})(X) = 500.46 \text{ mg/h}$$

$$X = 500.46 \text{ mg/L}$$

Se requiere de 500.46 mg de glucosa por litro en un flujo de 5.0 L/h, para obtener una concentración de 13.17 mg/L en un flujo de 38.00 L/h.

#### A1.1.6 Relación C:N

$$\text{Rel } P_{glu}/P_c = \frac{P.M.glu}{P.M.C} \quad (7)$$

donde

Rel  $P_{glu}/P_c$ : Relación en peso de glucosa carbón

P.M.glu: Peso molecular de la glucosa

P.M.C: Peso molecular de los átomos de carbón en la glucosa

Datos

$$\begin{aligned} P.M.glu &= 180.16 \\ P.M.C &= 72 \end{aligned}$$

De la ecuación (7)

$$\text{Rel } P_{glu}/P_c = 2.50 \text{ mg glucosa/mg carbón}$$

$$\text{Rel } P_{nit}/P_n = \frac{P.M.nit}{P.M.N} \quad (8)$$

donde

Rel  $P_{nit}/P_n$ : Relación en peso de nitrato nitrógeno

P.M.nit: Peso molecular de nitratos

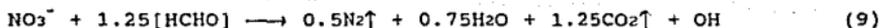
P.M.N: Peso molecular de los átomos de nitrógeno en el nitrato

Datos

$$\begin{aligned} P.M.nit &= 62 \\ P.M.N &= 14 \end{aligned}$$

De la ecuación (8)

$$\text{Rel } P_{nit}/P_n = 4.42 \text{ mg nitratos/mg nitrógeno}$$



De las ecuaciones (8) y (9)

$$\text{mmol C} = \frac{(1.25 \text{ mol gluc}) (180.16 \text{ mg gluc/mol gluc}) (\text{mmol C})}{(2.50 \text{ mg gluc/mg C}) (12 \text{ mg C})}$$

$$\text{mmol C} = 7.50$$

$$\text{mmol N} = \frac{(1 \text{ mmol NO}_3) (62 \text{ mg NO}_3/\text{mmol NO}_3) (\text{mmol N})}{(4.42 \text{ mg NO}_3/\text{mg N}) (14 \text{ mg N})}$$

$$\text{mmol N} = 1.0019$$

$$\text{Relación C/N} = \frac{\text{mmol C}}{\text{mmol N}} \quad (10)$$

donde

Relación C/N: Relación carbono-nitrógeno  
mmol C: Milimol de carbono  
mmol N: Milimol de nitrógeno

De la ecuación (10)

$$\text{Relación C/N} = 7.49 \text{ mmol C/mmol N}$$

sustituyendo en ésta relación las concentraciones de nitratos y glucosa requeridas en la investigación se tiene

$$\text{mmol NO}_3 = \frac{26.5 \text{ mg}}{62 \text{ mg/nmol}} = 0.4274$$

$$\text{mmol Glucosa} = \frac{13.17 \text{ mg}}{180.16 \text{ mg/nmol}} = 0.0731$$

$$\text{C:N} = \frac{(7.49) (0.0731)}{0.4274} = 1.2810$$

## A1.2 Análisis granulométrico

Objetivo: Determinar el tamaño de los granos que componen una muestra dada de arena.

Materiales: Un juego de mallas de la serie americana.

Procedimiento:

- Colectar, lavar y secar la muestra de material filtrante
- Pesar 300 g de arena limpia y seca
- Colocar la muestra en el juego de mallas de la serie americana ordenadas en forma descendente, de la malla con mayor abertura a la de menor abertura y agitar en un aparato "rotap" por un lapso de 10 min, permitiendo así que los granos pasen a través de tantas mallas como su tamaño lo permita
- Pesar las porciones de muestras retenidas en cada una de las mallas y calcular el porcentaje de peso retenido, el porcentaje que pasa acumulado y el porcentaje de peso acumulado con respecto al peso de la muestra total
- Los datos obtenidos se grafican en un papel logarítmico - probabilístico, colocando los porcentajes en peso acumulado en el eje de las ordenadas (escala de probabilidades) y el tamaño de los granos en mm en el eje de las abscisas (escala logarítmica)

El tamaño efectivo y el coeficiente de uniformidad se obtienen, determinando los tamaños correspondientes al 10 y al 60 por ciento, resultando:

$$\text{Tamaño efectivo (Te)} = P_{10} \quad (11)$$

$$\text{C.U.} = \frac{P_{60}}{P_{10}} \quad (12)$$

donde

C.U: Coeficiente de uniformidad

P<sub>60</sub>: Percentil 60

P<sub>10</sub>: Percentil 10

El análisis granulométrico de la arena que conforman los medios filtrantes de los modelos en laboratorio, se indican en las TABLAS 1, 2, 3 4 y 5 y FIGS 1 y 2. Las curvas representadas en las FIG 1 y 2 están realizadas con base en el promedio aritmético de dos pruebas realizadas para la arena del filtro lento y tres para la arena del filtro ascendente.

**TABLA 1 DATOS DEL ANALISIS GRANULOMETRICO PARA LA ARENA DEL  
 MODELO FILTRO LENTO  
 PRUEBA 1**

MALLA	ABERTURA (mm)	PESO NETO (g)	% PESO RETENIDO	% QUE PASA ACUMULADO	% PESO ACUMULADO
16	1.130	15.8	5.27	94.73	5.27
18	1.000	34.4	11.47	83.26	16.74
20	0.840	33.7	11.24	72.02	27.98
30	0.595	101.5	33.86	38.16	61.84
35	0.425	32.4	10.81	27.35	72.65
40	0.420	25.2	8.41	18.94	81.06
50	0.297	25.5	8.51	10.43	89.57
FONDO	-----	31.3	10.43	0.0	100.00
TOTAL		299.8			

**TABLA 2 DATOS DEL ANALISIS GRANULOMETRICO PARA LA ARENA DEL  
 MODELO FILTRO LENTO  
 PRUEBA 2**

MALLA	ABERTURA (mm)	PESO NETO (g)	% PESO RETENIDO	% QUE PASA ACUMULADO	% PESO ACUMULADO
16	1.130	15.1	5.05	94.95	5.05
18	1.000	35.5	11.86	83.09	16.91
20	0.840	30.8	10.29	72.80	27.2
30	0.595	83.8	28.00	44.80	55.2
35	0.425	28.7	9.59	35.21	64.79
40	0.420	24.0	8.02	27.19	72.81
50	0.297	28.5	9.52	17.67	82.33
FONDO	-----	52.9	17.67	0.0	100.00
TOTAL		299.3			

**TABLA 3 DATOS DEL ANALISIS GRANULOMETRICO PARA LA ARENA DEL  
 MODELO FILTRO ASCENDENTE  
 PRUEBA 1**

MALLA	ABERTURA (mm)	PESO NETO (g)	% PESO RETENIDO	% QUE PASA ACUMULADO	% PESO ACUMULADO
16	1.130	24.7	8.25	91.75	8.25
18	1.000	35.1	11.73	80.02	19.98
20	0.840	44.7	14.93	65.09	34.95
30	0.595	148.2	49.52	15.57	84.43
35	0.425	31.3	10.46	5.11	94.89
40	0.420	10.7	3.57	1.54	98.46
50	0.297	3.4	1.14	0.40	99.60
FONDO	-----	1.2	0.40	0.0	100.00
TOTAL		299.3			

**TABLA 4 DATOS DEL ANALISIS GRANULOMETRICO PARA LA ARENA DEL  
 MODELO FILTRO ASCENDENTE  
 PRUEBA 2**

MALLA	ABERTURA (mm)	PESO NETO (g)	% PESO RETENIDO	% QUE PASA ACUMULADO	% PESO ACUMULADO
16	1.130	21.0	7.01	92.99	7.01
18	1.000	36.3	12.11	80.88	19.12
20	0.840	45.3	15.12	65.76	34.24
30	0.595	146.5	48.88	16.88	83.12
35	0.425	32.0	10.68	6.20	93.80
40	0.420	12.3	4.10	2.10	97.90
50	0.297	5.3	1.77	0.33	99.67
FONDO	-----	1.0	0.33	0.00	100.00
TOTAL		299.7			

**TABLA 5 DATOS DEL ANALISIS GRANULOMETRICO PARA LA ARENA DEL  
 MODELO FILTRO ASCENDENTE  
 PRUEBA 3**

MALLA	ABERTURA (mm)	PESO NETO (g)	% PESO RETENIDO	% QUE PASA ACUMULADO	% PESO ACUMULADO
16	1.130	27.2	9.09	90.91	9.09
18	1.000	41.6	13.90	77.01	22.99
20	0.840	48.6	16.24	60.77	39.23
30	0.595	144.1	48.19	12.58	87.39
35	0.425	26.6	8.89	3.69	96.28
40	0.420	8.52	2.85	0.84	99.13
50	0.297	1.20	0.40	0.44	99.53
FONDO	-----	1.30	0.40	0.00	100.00
TOTAL		299.22			

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA  
SUBCOORDINACION DE CALIDAD DEL AGUA

ANALISIS GRANULOMETRICO

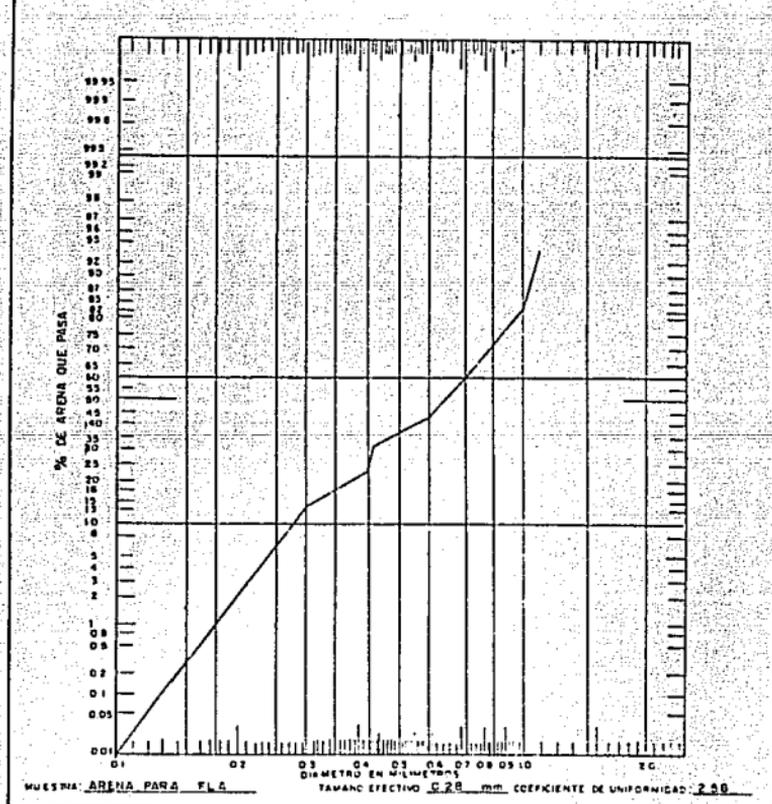


FIG 1 Análisis granulométrico del lecho filtrante del modelo filtro lento

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA  
SUBCOORDINACIÓN DE CALIDAD DEL AGUA

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

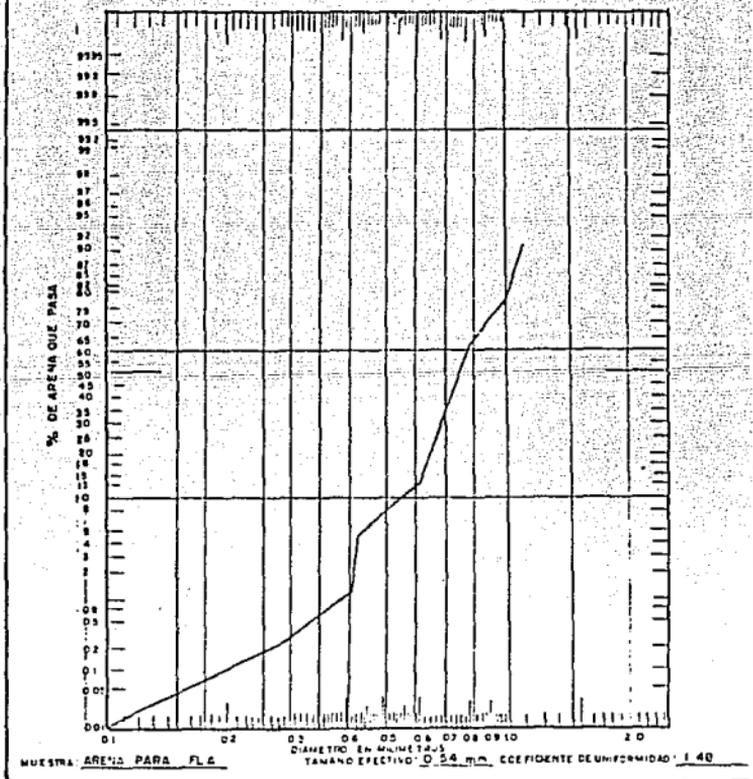


FIG 2 Análisis granulométrico del lecho filtrante del modelo filtro ascendente

### A1.3 Pruebas químicas

Las pruebas químicas a las que se somete la arena para determinar si son adecuadas para emplearse como medio filtrante son de solubilidad en ácido clorhídrico y en hidróxido de sodio. Las pérdidas por solubilidad en medio ácido deben ser menores a 5 % y las pérdidas por solubilidad en medio alcalino deben ser menores a 2 % .

#### Procedimiento:

Se toman dos muestras de arena de 100 g cada una por cada tipo de arena (en este sistema de filtración se utilizaron dos tipos de arena). A una de las muestra se le agregan 250 mL de NaOH 0.25 M y a la segunda muestra se le adicionan 250 mL de una solución de HCl 1:1 .

Las muestras deben quedar cubiertas totalmente por las soluciones. Se dejan reposar durante 30 min, agitando cada 10 min. Cada una de las muestras se lava con agua destilada y se secan en la estufa a 110°C durante dos horas, posteriormente se desecan una hora y finalmente se determina su peso. Estas pruebas se realizan por duplicado.

En la TABLA 6 y 7 se muestran los resultados realizados para las pruebas de solubilidad en medio ácido y alcalino.

TABLA 6 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE SOLUBILIDAD EN MEDIO ACIDO Y BASICO PARA LA ARENA DEL MODELO FILTRO LENTO

MASA INICIAL (g)	PRUEBA	MASA FINAL (g)	% SOLUBILIDAD
100	HCL	99.8	0.2
100	HCL	99.4	0.6
100	NaOH	97.8	2.2
100	NaOH	98.1	1.9

**TABLA 7 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE SOLUBILIDAD EN MEDIO ACIDO Y BASICO PARA LA ARENA DEL MODELO FILTRO ASCENDENTE**

MASA INICIAL (g)	PRUEBA	MASA FINAL (g)	% SOLUBILIDAD
100	HCL	98.9	1.1
100	HCL	98.3	1.7
100	NaOH	99.6	0.4
100	NaOH	99.8	0.2

#### A1.4 Metodología para la determinación de la porosidad

El espacio vacío que se encuentra en sistemas granulares o porosidad no puede ser calculado fácilmente por medio de métodos teóricos, sin embargo existen métodos experimentales mediante los cuales se puede obtener la porosidad de una forma práctica.

Partiendo de que la porosidad representa el porcentaje de espacio vacío de un sistema ocasionado por las formas irregulares de las partículas que evita una perfecta unión, podemos calcular éste espacio vacío en términos de la medición de un "volumen real" que es el volumen que ocupa una cierta masa contenida en un recipiente graduado, por lo que este volumen real es la suma del espacio ocupado por las partículas y el espacio vacío que queda entre las mismas. El "volumen calculado" se obtiene del cociente de la masa total de las partículas entre la densidad de las mismas, como se puede observar, el volumen calculado considera exclusivamente el espacio ocupado por las partículas.

Con base en este razonamiento se llega a la siguiente relación:

$$f = 1 - (V_{\text{calculado}} / V_{\text{real}}) \quad (13)$$

donde

f: Porosidad

$$V_{\text{calculado}} = \text{masa} / \text{densidad} \quad (14)$$

donde

$V_{real}$ : medición directa de la masa contenida en un recipiente graduado.

Ya que la masa y densidad son valores conocidos, el volumen calculado se puede obtener sin dificultad.

Para el volumen real es necesario preparar una cantidad suficiente de la muestra que se desea obtener la porosidad, lavarla con agua destilada un mínimo de 6 veces para retirar la mayor cantidad de cuerpos extraños, colocarla en un horno a una temperatura de 110 grados centígrados durante 24 horas para eliminar por completo la humedad y finalmente dejar la muestra en un desecador hasta que se enfríe por completo, esto con el objeto de cuando se determine el volumen real las partículas no se encuentren dilatadas y se obtengan datos erróneos.

Para realizar la medición primeramente se pesa una cantidad que se mantendrá fija para todos los ensayos y se coloca en el recipiente graduado en donde se compacta ligeramente y se efectúa la lectura. De esta forma se realizan tantos ensayos como sean necesarios dependiendo de la variación de las lecturas y reemplazando en su totalidad la masa de la muestra.

En la TABLA 8 se muestran los resultados obtenidos del análisis realizado para para arena del sistema de filtración lenta en arena modelo filtro lento.

TABLA 8 DATOS DE LA PRUEBA DE POROSIDAD PARA LA ARENA DEL MODELO FILTRO LENTO

ENSAYO	$V_{REAL}$ (ml)	$V_{REAL}$ (m <sup>3</sup> )	MASA (Kg)	DENS. ( $\rho$ ) (Kg/m <sup>3</sup> )	$V_{CALCULADO}$ (m <sup>3</sup> )	f
1	73	$7.3 \times 10^{-5}$	0.1	2500	$4 \times 10^{-5}$	0.4520
2	71	$7.1 \times 10^{-5}$	0.1	2500	$4 \times 10^{-5}$	0.4366
3	72	$7.2 \times 10^{-5}$	0.1	2500	$4 \times 10^{-5}$	0.4444
4	70	$7.0 \times 10^{-5}$	0.1	2500	$4 \times 10^{-5}$	0.4285
5	71	$7.1 \times 10^{-5}$	0.1	2500	$4 \times 10^{-5}$	0.4366
6	70	$7.0 \times 10^{-5}$	0.1	2500	$4 \times 10^{-5}$	0.4285

El resultado obtenido realizando una prueba estadística para la porosidad es la siguiente

$$X = 0.4377$$

$$\sigma_{n-1} = 0.00917$$

### A1.5 Cálculo de la pérdida de carga teórica.

MALLA	ABERTURA (cm)	% QUE PASA ACUMULADO	PESO RETENIDO P <sub>i</sub> (%)	d <sub>i</sub> (cm X 10 <sup>2</sup> )	$\frac{P_i}{d_i}$
	0.168	100.00	0.00		
16	0.130	94.73	5.27	14.77	0.3568
18	0.100	83.26	11.47	11.40	1.0061
20	0.084	72.02	11.24	9.16	1.2270
30	0.0595	38.16	33.86	7.069	4.7899
35	0.0429	27.35	10.81	5.052	2.1397
40	0.0420	18.94	8.41	4.244	1.9816
50	0.0297	10.43	8.51	3.531	2.4100
fondo	0.0050	0.00	10.43	1.218	$\frac{8.5632}{\Sigma 22.4743}$

Empleando la ecuación de Koseny:

$$\frac{h}{L} = J \frac{\nu}{g} \frac{(1-f)^2}{f^3} \nu \left[ \frac{6}{\psi} \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{d_i} \right]^2$$

PERDIDA DE CARGA TEORICA PARA AGUA SUBTERRANEA

$$J = 5$$

$$\nu \text{ (20 C)} = (1.0050 \text{ centistokes}) = 0.010050 \text{ cm}^2/\text{s}.$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

$$f = 0.43 \longrightarrow \psi = 0.78$$

$$Q = 638.29 \text{ ml/min} = 1.0638 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1.0638 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}}{0.2551 \text{ m}^2} = 4.17 \times 10^{-5} \text{ m/s} = 4.17 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación de Koseny, tenemos:

$$\frac{h}{L} = 0.2607$$

despejando h y sustituyendo L= 90 cm (altura del lecho del filtro lento) :

$$h = 2.346 \text{ cm}$$

calculando el coeficiente de Darcy (teórico):

$$k = v \frac{L}{h} = (4.17 \times 10^{-3} \text{ cm/s}) \left( \frac{90 \text{ cm}}{2.346 \text{ cm}} \right) = 0.1599$$

## ANEXO 2 Costos

El costo total del sistema prototipo es de \$422'795,087.00,<sup>33</sup> incluye costos de trabajos preliminares, materiales de construcción del prototipo, volúmenes de material granular para medios filtrantes, drenaje, herrería, instalación hidráulica, instalación eléctrica, acabados y recubrimientos, cimbra y mano de obra de construcción.

Con la finalidad de obtener el costo de tratamiento por 1000 L en el sistema prototipo y tener la posibilidad de compararlo con el costo de tratamiento mediante filtración lenta empleado en otros países se utiliza la formulación del valor del dinero a través del tiempo.

$$A = P \left[ \frac{(1 + i)^n i}{(1 + i)^n - 1} \right]$$

donde

- A: valor de cada componente de una serie uniforme de cantidades que ocurren en los periodos 1, 2, 3, ....., n
- P: cantidad equivalente de dinero en el periodo 0
- i: tasa de interés por periodo
- n: número de periodos

Empleando esta ecuación se realiza el análisis de costos del sistema prototipo y filtros lentos que operan en los Estados Unidos (TABLA 1).

**TABLA 1 CAPITAL ESTIMADO, OPERACION, MANTENIMIENTO Y COSTOS TOTALES ANUALES  
 PARA EL SISTEMA PROTOTIPO Y FILTROS LENTOS EN ESTADOS UNIDOS  
 (COSTOS X 1000 L)**

SISTEMA DE FILTRACION	COSTOS DE CAPITAL			COSTOS DE OPERACION Y MANT		
	TOTAL \$ X 10 <sup>6</sup>	ANUAL \$ X 10 <sup>6</sup>	\$/1000 L	ANUAL \$ X 10 <sup>6</sup>	\$/1000 L	TOTAL \$/1000 L
4.63 L/s Sistema prototipo con pre- tratamiento y filtración lenta	423	49.70	680.56	9.00**	123.27	803.83
4.38 L/s Filtro lento (abierto)	1038.25	121.98	1766.21	22.01	318.69	2084.90
4.38 L/s Filtro lento (cerrado)	1789.00	210.13	3042.62	23.87	345.62	3388.24

Nota: \* Amortización de capital al 10 % de interés para 20 años, flujo  
 .. promedio 50 % del flujo de diseño  
 ... Costo de operación<sub>3</sub> y mantenimiento de filtros lentos ubicados  
 en Cali, Colombia<sub>3</sub>  
 ... Filtros<sub>2</sub> lentos ubicados en el pacífico noroeste de los Estados  
 Unidos<sub>2</sub>

**A2.1 Costo total del sistema prototipo****TABLA 2 COSTO TOTAL DEL SISTEMA PROTOTIPO**

Descripción	Costo
Trabajos preliminares	20'975,187
Materiales de construcción del prototipo	81'523,226
Volumenes de material granular para medios filtrantes	14'254,603
Drenaje	11'027,266
Herrería	23'725,016
Instalación hidráulica	46'012,648
Instalación eléctrica	96'203,110
Acabados y recubrimientos	6'525,801
Cimbra	20'000,000
Mano de obra construcción	102'548,230
<b>COSTO TOTAL</b>	<b>422'795,087</b>

## BIBLIOGRAFIA

- 1 Arboleda J., Vargas F. and Correal H, "Manual de tratamiento de aguas potables". Comisión Administradora, Programa de Educación, Caracas Venezuela, 1969.
- 2 AWWA, "Water treatment plant design", McGraw Hill Publishing Co., USA, Second edition, 1990, 598 pp.
- 3 Barnes D. y Bliss P.J., "Biological control of nitrogen in wastewater treatment", E. & F. N. Spon LTD, First edition, 1983, 146 pp.
- 4 Bayona M. H., "Características fisicoquímicas del agua", Programa Regional OPS/EHP/CEPIS de Control de Calidad del Agua para Consumo Humano, Módulo 2.3, Submódulo 2.3.4, Perú, 1981, pp. 1-21.
- 5 Bouwer J. E. and Crowe P. B., "Biological processes in drinking water treatment", AWWA, USA, 1988, pp. 82-93.
- 6 Box G. E. P., Hunter W. G. and Hunter J. S., "Statistics for experimenters", New York, John Wiley, 1978, 1a. ed., 535 pp.
- 7 CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería y Ciencias del Ambiente), "Filtración", Evaluación de plantas de tratamiento de agua, Tomo I, Perú, 1984, pp. 170-261.
- 8 Chow V. T., "Open channel hydraulics", Japan, McGraw Hill Book Company, 20 ed. 1973, 680 pp.
- 9 CINARA (Centro Inter-Regional de Abastecimiento y Remoción de Agua), "Proyecto integrado de investigación y demostración en filtración lenta en arena", Informe Final, versión resumida, Cali, Colombia, 1989, 48 pp. pp.
- 10 CIR (Centro Internacional de Agua y Saneamiento), "Filtración lenta en arena", Sistemas de Abastecimiento de Agua para Pequeñas Comunidades, Núm. 18, Perú, 1988, pp. 209-223.
- 11 CNA (Comisión Nacional del Agua), "Inventario nacional de plantas potabilizadoras con sistemas de filtración lenta", 1992.
- 12 Cox D. R., "Planning of experiments", New York, John Wiley, 1a. Ed., 1958, 637 pp.
- 13 Degremont, "Manual Técnico del Agua", Cuarta edición, 1979.
- 14 Diario Oficial de la Federación, "Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios", 1988, pp. 26-27.

- 15 Di Bernardo L, "Evaluación de plantas de tratamiento de agua : Filtración" , Tomo I, BID, OPS, OMS, Perú, 1984 pp 178-268
- 16 Dood D. J. R. y Bone D. H., "Nitrate reduction by denitrifying bacteria single and two stage continuous flow reactors", Water Research, Vol. 9, Great Britain, 1975, pp. 323-328.
- 17 Environmental Protection Agency (EPA), "Process design manual for nitrogen control" , US EPA, Washington, D.C., 1975 .
- 18 Fair G. M., Geyer J. C. y Okun D. A., "Ingeniería Sanitaria y de aguas residuales", México, Limusa, 1987, 1a. ed., 764 pp.
- 19 Galvis G., Visscher T. J. y Lloyd B., "Sobreponiéndose a las limitaciones de calidad del agua con el concepto Multi-Barrera: Una experiencia en Colombia", Conferencia dictada en la Universidad de New Hampshire, Durham, New Hampshire, 1991, 23 pp.
- 20 Gaudy and Gaudy, "Microbiology for environmental scientists and engineers", U. S., Mc Graw Hill Book Company, 1a ed., 1981, 367 pp.
- 21 Gayle B. P., Boardman G. D., Sherrard J. H. and Benoit R. E., "Biological denitrification of water", Journal of Environmental Engineering, Vol. 115, No. 5, October, 1989, pp. 930-943.
- 22 Giles V. R., "Mecánica de los fluidos e hidráulica" ,Serie Schaum, McGraw Hill, México, segunda edición, 1969, 273 pp.
- 23 Graham N. J. D., "Slow sand filtration: Recent development in water treatment technology", New York, John Wiley, 1988, 1a. ed., 413 pp.
- 24 Howard K. W. F., "Denitrification in a major limestone aquifer", Journal of Hidrology, Vol. 76, Holland, 1985, pp. 265-280.
- 25 López J., "Evaluación económica", México, McGraw Hill, 1975, 1a ed., 189 pp.
- 26 Logsdon G. and Fox K., "Slow sand filtration in the United States" Slow sand filtration: Recent developments in water treatment technology. Graham N. J. D., New York, John Wiley, 1988, 1a. Ed., pp 29-45.
- 27 Logsdon G., SorgT., and Clark R., "Capability and cost of treatment technologies for small systems", Journal AWWA, Vol. 82, Núm. 6, U. S., 1990, pp. 60-66.
- 28 Lloyd B., Pardon M and Wheeler D., " The performance of slow sand filters in Perú" en Slow Sand Filtration: Recent Developments in water Treatment Technology, New York, John Wiley, 1988, 1a. ed., pp. 393-411. 11.

- 29 MacDonald D. V., "Denitrification by an expanded bed biofilm reactor", JWPCF, Vol. 62, Núm. 6, U. S., 1990, pp. 796-802.
- 30 Montgomery D. C. "Design and analysis of experiments", New York, John Wiley, 1984, 2a. ed., 480 pp.
- 31 Montgomery M. J., "Water treatment, principles and design", New York, John Wiley, 1985, 1a. ed., 858 pp.
- 32 OPS, "Nitratos, nitritos y compuestos de N-nitroso", Criterios de Salud Ambiental 5, Publicación Científica No. 394, Washington, D.C., 1980, 109 pp.
- 33 Retamoza L. G. y Rosales C. F. "Filtración lenta en arena para la desnitrificación biológica del agua de consumo humano en pequeñas comunidades", Proyecto IC-9203, IMTA. 1992.
- 34 Richard L. S. and Duff H. J., "Denitrification in a sand and gravel aquifer", Applied and Environmental Microbiology, Vol. 54, No. 5, USA, 1987, pp. 1071-1078.
- 35 Schippers J. C. and Kruthof J. C., "Removal of nitrate by slow sulphur/limestone filtration", Aqua, No. 5, England, 1987, pp. 274-280.
- 36 Shammass N., "Interactions of temperature, pH and biomass on the nitrification process", Journal of Water Pollution Control Federation, Vol. 58, No. 1, 1986, pp. 52-59.
- 37 Sharma B and Alhert R.C., "Nitrification and nitrogen removal", Water Research, Vol. 11, 1977, pp. 897-925.
- 38 Soares M. I., Belkin S. and Abeliovich A., "Biological groundwater denitrification: Laboratory studies", Water Scientists Technology, Vol. 20, No. 3, England, 1988, pp. 189-195.
- 39 "Standard Methods for examination water and wastewater", 17th Ed. APHA, AWWA, WPCF, Washington D.C., 1989.
- 40 Stenstrom M and Poduska R., "The effect of dissolved oxygen concentration on nitrification", Water Research, Vol. 14, 1980, pp. 643-649
- 41 Tchobanoglous G and Schroeder E, "Water quality", Addison-Wesley Publishing Co., Reprinted, 1987.
- 42 Universidad Autónoma de Sinaloa, "Universidad realidad regional", México, Plan Universitario de Desarrollo, 1990, 567 pp.
- 43 Visscher J.T., "Slow sand Filtration: Design, Operation and Maintenance", Journal AWWA, U.S., 1990pp. 67-71.
- 44 Weber W. J. Jr., "Physicochemical processes for water quality control", New York, John Wiley, 1972, 1a. ed., 253 pp.