

01121
104



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**FILTRACIÓN RÁPIDA EN LA PLANTA
POTABILIZADORA DE LA CIUDAD DE
COATEPEC, VERACRUZ.**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

RAÚL ORTIZ OVIEDO

**DIRECTOR DE TESIS:
M.I. OSCAR VEGA ROLDÁN**



2003

A

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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 esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

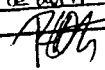
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición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

PAGINACION

DISCONTINUA

Envío a la Dirección General de Bibliotecas:
UNAM a difundir en formato electrónico e impresa
contenido de mi trabajo, recepción
NOMBRE: Ortiz Oviedo Raúl

FECHA: 29 de abril 2003

FIRMA: 

FILTRACIÓN RÁPIDA EN LA PLANTA POTABILIZADORA DE LA CIUDAD DE COATEPEC, VERACRUZ.

Raúl Ortiz Oviedo

2003

A mamá y papá, Esteban, Germán, Ana Mary y Gabriel

A Ana Sofí, Andrea, Fátima, Santiago y Diego

A mi Lucy

AGRADECIMIENTOS

A todos aquellos que de alguna u otra forma me apoyaron e influyeron en mi formación académica y en el inicio de mi formación profesional. A mis maestros y compañeros de la Facultad de Ingeniería, a los ingenieros y compañeros de CIEPS, en especial a Oscar Vega Roldán y al Ing. Gustavo Jiménez de la Cuesta. Gracias también a las autoridades de la Comisión Municipal de Agua y Saneamiento de Coatepec y a la Comisión Estatal del Agua del Estado de Veracruz.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/052/01

Señor
RAUL ORTIZ OVIEDO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. OSCAR VEGA ROLDAN**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

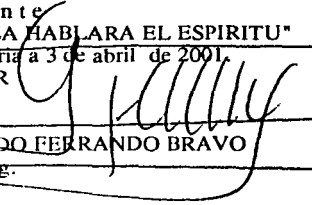
"FILTRACIÓN RÁPIDA EN LA PLANTA POTABILIZADORA DE LA CIUDAD DE COATEPEC, VERACRUZ"

- I. ANTECEDENTES
- II. ESTUDIOS PRELIMINARES
- III. OPERACIONES Y PROCESOS PARA LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA
- IV. TEORÍA DEL PROCESO DE FILTRACIÓN
- V. FILTROS RÁPIDOS DE LA POTABILIZADORA DE COATEPEC
- VI. OPERACIÓN DE LOS FILTROS RÁPIDOS
- VII. ASPECTOS COMPLEMENTARIOS Y COMENTARIOS FINALES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 3 de abril de 2001.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
CEB/GMP/mstg.

INDICE

“ FILTRACIÓN RÁPIDA EN LA PLANTA POTABILIZADORA DE LA CIUDAD DE COATEPEC, VER.”

INTRODUCCIÓN

I.- ANTECEDENTES

- I.1.- DATOS DE LA POBLACIÓN
- I.2.- FUENTES ACTUALES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
- I.3.- INGENIERÍA BÁSICA Y ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

II.- ESTUDIOS PRELIMINARES

- II.1 MARCO NORMATIVO
- II.2 CALIDAD DEL AGUA RECIBIDA
- II.3 PRUEBAS DE TRATABILIDAD

III.- OPERACIONES Y PROCESOS PARA LA POTABILIZACIÓN DE AGUA

- III.1 PRESEDIMENTACIÓN
- III.2 DOSIFICACIÓN DE REACTIVOS Y MEZCLA
- III.3 COAGULACIÓN - FLOCULACIÓN
- III.4 SEDIMENTACIÓN
- III.5 FILTRACIÓN
- III.6 DESINFECCIÓN CON CLORO

IV.- TEORÍA DEL PROCESO DE FILTRACIÓN

- IV.1 MECANISMOS DE REMOCIÓN DE SÓLIDOS
- IV.2 CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO FILTRANTE
- IV.3 FLUJO A TRAVÉS DEL MEDIO FILTRANTE

V.- FILTROS RÁPIDOS DE LA POTABILIZADORA DE COATEPEC

- V.1 COMPONENTES DEL FILTRO
- V.2 CRITERIOS DE DISEÑO
- V.3 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
- V.4 CÁLCULO HIDRÁULICO
- V.5 CÁLCULO ESTRUCTURAL

VI.- OPERACIÓN DE LOS FILTROS RÁPIDOS

- VI.1 OPERACIÓN NORMAL
- VI.2 RETROLAVADO
- VI.3 PROBLEMAS DE OPERACIÓN
- VI.4 CALIDAD DEL EFLUENTE

VII.- ASPECTOS COMPLEMENTARIOS Y COMENTARIOS FINALES

- VII.1 DE LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA EN GENERAL
- VII.2 DE LA FILTRACIÓN RÁPIDA
- VII.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

REFERENCIAS

INTRODUCCIÓN

El continuo crecimiento de las poblaciones acarrea consigo el incremento en sus necesidades esenciales como el abastecimiento de agua para consumo humano, mientras que las fuentes disponibles de agua superficiales y subterráneas disminuyen en cantidad y calidad. El cambio climático y la excesiva explotación de los mantos acuíferos han propiciado el abatimiento en los niveles de los mismos hasta el grado de la sobreexplotación, lo que ha propiciado el fenómeno de intrusión salina en acuíferos de algunas regiones costeras. En lo que respecta a la calidad del agua de ríos y lagos, ésta se deteriora debido a los efectos de la erosión y arrastre de suelos provocados por la agresiva deforestación en las cuencas hidrológicas y debido a la falta de control de las descargas de aguas residuales de origen municipal, industrial, agrícola y ganadero, que son vertidas a los cauces naturales con tratamientos deficientes o sin tratamiento alguno.

En el ámbito internacional se percibe que el abastecimiento de agua potable resulta aún inadecuado. Un 25% de la población mundial no tiene acceso al agua potable, el 35% recibe agua de baja calidad e insegura, y tan solo el 40% tiene asegurada agua en cantidad y calidad suficiente para su consumo.

Dentro de nuestro país, y hasta el año de 1999, el Estado de Veracruz presentaba un rezago importante en materia de servicios de agua potable en comparación con otros estados (su cobertura del servicio apenas alcanzaba un 65%, sensiblemente inferior a la media nacional de 87%, mientras que las nueve plantas potabilizadoras dentro del estado trataban un caudal de 4.2 m³/s).

En la ciudad de Coatepec, el volumen de agua para consumo de sus habitantes está garantizado a mediano plazo, sin embargo, la calidad del agua suministrada ha disminuido debido al aumento de sólidos suspendidos en la época de lluvias en su principal fuente de abastecimiento: el río Huehueyapan. Es por ello que se han venido realizando estudios para identificar el problema y plantear alternativas de solución para el mediano y largo plazo. Una de estas alternativas, es el proyecto ejecutivo de una planta potabilizadora con un sistema convencional, cuyas características se describen en los primeros capítulos de esta tesis.

El objetivo de este trabajo escrito es reflejar, en la medida de lo posible, mi experiencia profesional como pasante en el desarrollo del proyecto ejecutivo para la planta potabilizadora de la ciudad de Coatepec, Veracruz, especialmente en el diseño de las unidades de filtración rápida. Se transcriben tablas y gráficas de diferentes autores, que contienen criterios de diseño de cada uno de los procesos involucrados en el tren de tratamiento de la potabilizadora y algunos otros que considero importantes y complementarios para obtener una visión general del tema, aunque el enfoque central es el diseño de los filtros rápidos.

El capítulo I contiene los antecedentes del proyecto ejecutivo de la planta potabilizadora y su justificación técnica, además de datos básicos de la población beneficiada. En el capítulo II se define el tren de tratamiento de la planta con base en los estudios de calidad del agua, todo ello dentro del marco normativo nacional. En el capítulo III se describe de manera general a cada uno de los procesos involucrados en el tren de tratamiento seleccionado y se incluyen los criterios que se tomaron para elegir las unidades de proceso para la potabilizadora de Coatepec. El capítulo IV está dedicado a explicar los mecanismos de remoción de partículas que tienen lugar en el proceso de filtración cuando se emplean medios granulares y se describen las propiedades que sirven de parámetro para predecir su comportamiento; también se deducen las ecuaciones que permiten el cálculo hidráulico de las pérdidas de carga dentro de los filtros. En el capítulo V se presentan los criterios particulares de selección de los distintos componentes de los filtros de la potabilizadora de Coatepec, y los cálculos hidráulicos que permiten su dimensionamiento; en adición se presentan los criterios tomados para el diseño estructural y a manera de ejemplo, algunos cálculos para definir los esfuerzos a que se verá sometida la estructura y el refuerzo necesario para resistirlos. La operación de los filtros rápidos, uno de los más importantes aspectos que deben contemplarse en el proyecto definitivo, es tratado con amplitud en el capítulo VI. Finalmente, en el capítulo VII se abordan aspectos complementarios acerca de investigaciones recientes y tecnologías modernas que se utilizan en la potabilización del agua y el tratamiento de los lodos producidos en las plantas, y se presentan las conclusiones y recomendaciones generales.

Al inicio de cada capítulo se presenta, a manera de introducción, una descripción completa de su contenido.

PAGINACIÓN

DISCONTINUA

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

I.- ANTECEDENTES

En este capítulo se pretende mostrar, como una justificación para elaborar el diseño al nivel de proyecto ejecutivo de una planta potabilizadora para la ciudad de Coatepec, un panorama de las necesidades presentes y futuras de su población en materia de suministro de agua potable, tomando en cuenta la cantidad y la calidad del vital líquido. Se incluyen datos básicos para la elaboración del proyecto, como son: situación geográfica, clima, número de habitantes y dotación de agua. Algunos de estos datos fueron tomados del proyecto de ingeniería básica elaborado en 1995, y otros directamente de las autoridades de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento de Veracruz (CEAS). También se hace una descripción de las fuentes actuales de abastecimiento de agua potable y sus sistemas de captación, presentando tanto sus características físicas como datos de tipo hidrométrico.

I.1.- DATOS DE LA POBLACIÓN

La ciudad de Coatepec se localiza 10 km al sur de Jalapa, capital del estado de Veracruz, siendo sus coordenadas geográficas 19°27' de latitud norte y 96°58' de longitud oeste con una altitud de 1200 m.s.n.m.

En la zona se tiene un clima tipo Acf, esto es, semicálido-húmedo con lluvias todo el año. Estas últimas son abundantes, existiendo una precipitación media anual cercana a los 2000 mm, muy por encima del promedio nacional (772 mm para el período 1941 – 1999).

La población en 1995, año en que se realizó la ingeniería básica del proyecto, era de 43,200 habitantes, y se estimó que para el año 2010 será de 64,800, contemplando un período de diseño de 15 años. Para este último año y para una dotación estimada de 200 litros por habitante por día, el gasto de diseño para la planta potabilizadora será el gasto máximo diario, esto es:

- Gasto medio anual

$$Q_m = \frac{\text{No.habitantes} \times \text{Dotacion}}{86,400} \text{ [l/s]}$$

$$Q_m = \frac{64,800 \times 200}{86400} = 150 \text{ l/s}$$

- Gasto máximo diario

Coefficiente de variación diaria (CVD), 1.2

$$Q_{md} = \text{CVD} \times Q_m = 1.2 \times 150 = 180 \text{ l/s}$$

I.2.- FUENTES ACTUALES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Existen dos escurrimientos superficiales que sirven como fuentes de abastecimiento para la ciudad. Estos son el río Huehueyapan y el río Ahuacatlán, ambos de flujo permanente que conducen el agua de las filtraciones de la zona montañosa hacia tres obras de captación: "La Mascota" y "La Marina", ubicadas sobre el río Huehueyapan, y "El Tecajete" sobre el río Ahuacatlán. La siguiente tabla y su gráfica correspondiente muestran aforos realizados en dichas fuentes por la Comisión Municipal de Agua y Saneamiento de Coatepec (CMAS) en el año de 1999.

| Año: 1999 | Río Huehueyapan | Río Ahuacatlán |
|------------|-----------------|----------------|
| Mes | l/s | l/s |
| Enero | 494 | 55.5 |
| Febrero | 459 | 47.08 |
| Marzo | 356.8 | 41.3 |
| Abril | 323 | 25.4 |
| Mayo | 328.5 | 27 |
| Junio | 334 | 29 |
| Julio | 754 | 36 |
| Agosto | 1306 | 37 |
| Septiembre | 1507 | 67 |
| Octubre | 2269 | 105 |
| Noviembre | 935.8 | 74.8 |
| Diciembre | 661.9 | 57.7 |
| Promedio | 810.75 | 50.23 |

TABLA I.1- Gastos medios mensuales

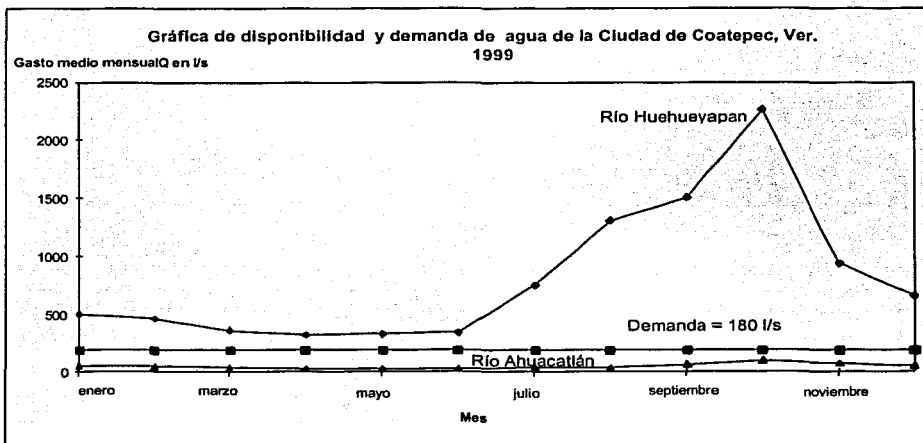
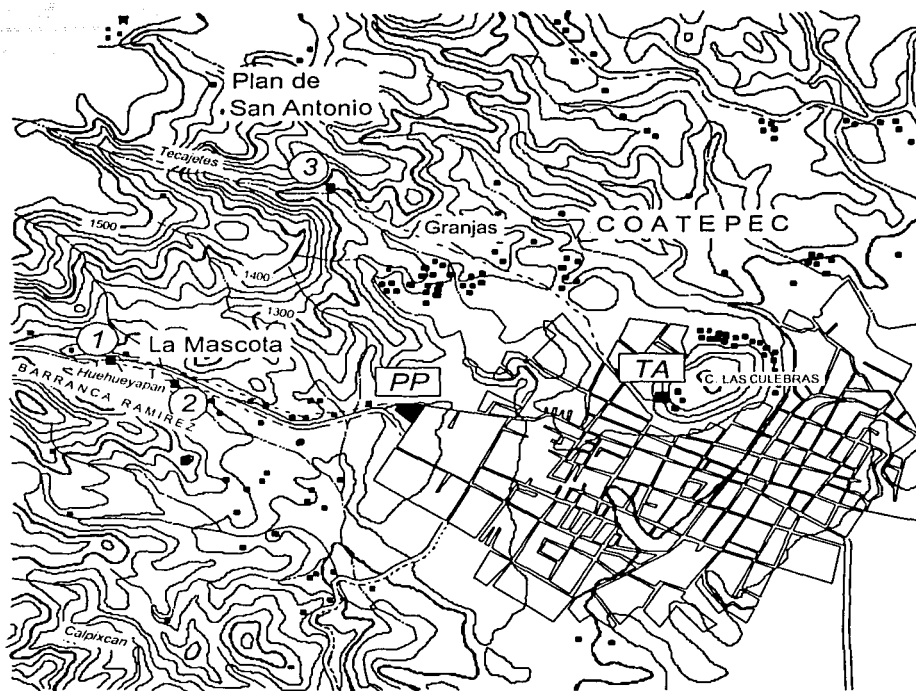


Fig. I.1-Disponibilidad y demanda de agua potable

La captación "El Tecajete" consiste en una represa rudimentaria de mampostería con un acueducto sobre la margen izquierda del río Ahuacatlán, también de mampostería y sección cuadrada de 40x40 cm, que data del siglo pasado. Se encuentra deteriorada y su mal funcionamiento se acentúa en la época de lluvias, ya que por la disposición de la bocatoma se azolva y tapona el canal y la rejilla a la entrada. Esta fuente aporta un caudal de entre 40 y 67 litros por segundo, que corresponde a un 13% del total del agua captada.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



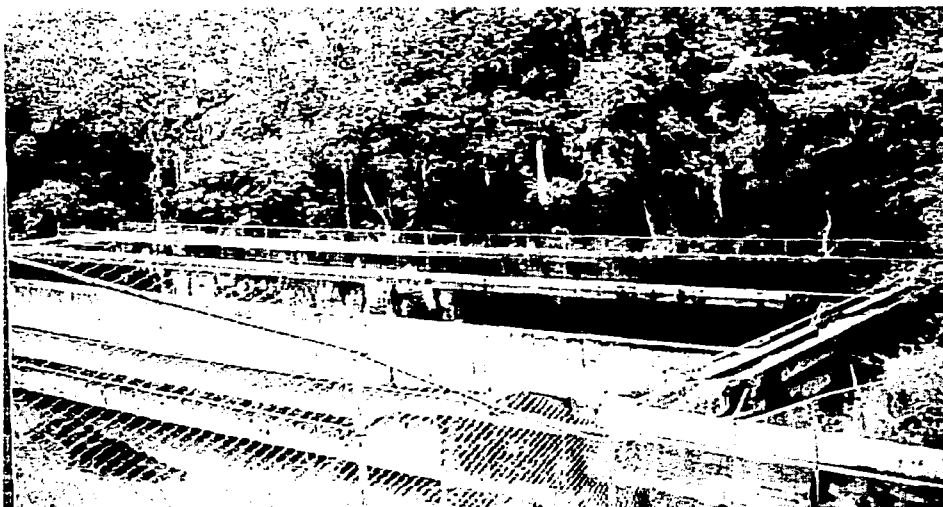
- | | |
|---|-----------------------|
| 1 | Captación La Marina |
| 2 | Captación La Mascota |
| 3 | Captación El Tecajete |

| | |
|----|---|
| PP | Sitio de proyecto para la planta potabilizadora |
|----|---|

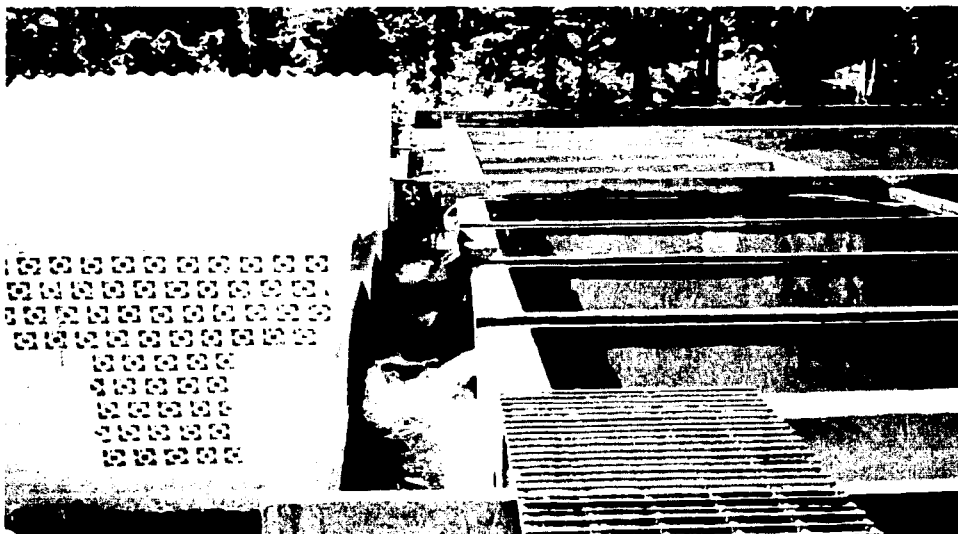
| | |
|----|--------------------------------|
| TA | Tanque de regulación existente |
|----|--------------------------------|

Fig.1.2 - Localización de fuentes de abastecimiento y sitio de proyecto para la potabilizadora

La captación "La Marina" es la más importante en cuanto a caudal, proporcionando entre 220 y 330 litros por segundo. Es una presa derivadora de concreto y mampostería con canal desarenador controlado con una compuerta. El canal de llamada conduce al agua hasta tres tanques sedimentadores de flujo horizontal con un volumen útil de 2650 m³ que, considerando un tiempo de retención recomendado de 2.5 horas, podrían servir a un caudal de 295 litros por segundo, que resulta considerablemente mayor al valor de la demanda de proyecto (180 l/s).

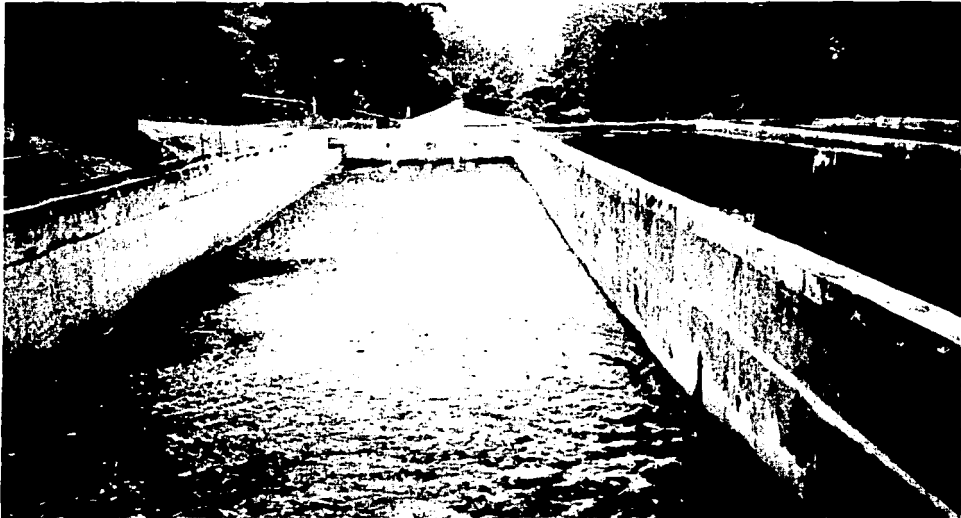


Módulos de presedimentación existentes. Canal de distribución del influente.



Módulos de presedimentación existentes. Zona de vertedores y caseta de cloración.

Los problemas en el funcionamiento de este conjunto de obras se centran en la falta de control del caudal en época de avenidas, pues la obra de toma no tiene un diseño adecuado y los sedimentadores no cuentan con una estructura de excedencias. Estas anomalías hacen que el tiempo de retención en los sedimentadores disminuya, que se presenten zonas de flujo nulo (cortos circuitos) y, que algunas veces el agua llegue al sistema de distribución con cantidades inaceptables de materia en suspensión, ocasionando taponamientos en las redes y molestias a los usuarios.



Presedimentador azolvado

La captación "La Mascota" se localiza abajo de "La Marina". Es una presa derivadora de concreto y mampostería con obra de toma sobre la margen izquierda del río Huehueyapan, que consta de un canal desarenador controlado con una compuerta de fierro fundido con mecanismo elevador. También está en mal estado y presenta problemas similares a "El Tecajete" durante su funcionamiento en época de lluvias. El caudal captado por esta fuente va desde 87 a 111 litros por segundo.

En promedio, el 87% del agua captada para Coatepec proviene de "La Marina" y "La Mascota", desde donde es conducida por tuberías independientes hasta un tanque de almacenamiento de mampostería con capacidad útil de 2330 m³ en la denominada "zona media" de la ciudad de Coatepec.

Según datos del estudio de ingeniería básica, en época de estiaje la calidad del agua en las tres captaciones es aceptable para consumo humano en lo que respecta a sus características físico-químicas, pero no en su calidad bacteriológica (coliformes totales y fecales), por lo que se desinfecta con gas cloro a la salida de los sedimentadores. La necesidad de aumentar el grado de tratamiento se hace evidente en época de lluvias, cuando se presentan turbiedades de hasta 500 Unidades de Turbiedad

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Nefelométricas (UTN), valores que se encuentran muy por arriba de los límites permisibles en la norma mexicana, donde el límite máximo permitido es de 5 UTN en agua destinada a consumo humano.

A petición de la Comisión Municipal de Agua y Saneamiento (CMAS) de Coatepec, la empresa CIEPS CONSULTORES, S.A. de C.V. realizó un estudio de las condiciones actuales de la presa derivadora "La Marina" y su obra de toma para obtener recomendaciones para su rehabilitación. Los problemas encontrados y las conclusiones se resumen a continuación:

El desarenador es un canal rectangular de concreto de 1.02 m de ancho, tiene una compuerta aguas abajo para la limpieza del mismo, pero carece de una estructura de rejillas a la entrada. En general está en buenas condiciones pero requiere ciertas adecuaciones para mejorar su funcionamiento, sobre todo en época de avenidas cuando el río arrastra mucho material en suspensión.

La presa derivadora eleva el tirante en el río y permite captar el agua por una toma lateral para conducirla hacia un canal trapecial de concreto, con plantilla de 70 cm de ancho y taludes de 1:0.333. El canal, que se aprecia en buenas condiciones, lleva el agua a los tanques presedimentadores ubicados a 270 m aguas abajo. El agua sedimentada sale por una tubería a presión y es conducida hasta el tanque de almacenamiento y regulación de la Zona Media, desde donde se distribuye a la población.

La presa está completamente azolvada hasta el nivel de la cresta por arena, grava y boleos pequeños. Este material es arrastrado por la corriente hacia el canal desarenador y en ocasiones hasta el canal de conducción, ocasionando una sobrecarga en los sedimentadores.

El sistema de limpieza del canal desarenador no funciona adecuadamente con las velocidades de flujo que se presentan en el mismo, lo que ha obligado a establecer un programa de limpieza manual.

Las acciones de mejoramiento del sistema de captación propuestas por la firma consultora fueron las siguientes:

- Colocar un muro de concreto en la margen izquierda. Su trazo en planta se propone desde el canal desarenador hacia aguas arriba con la misma elevación de corona que la plataforma de operación de las compuertas en la margen izquierda. Este muro evitará el paso de lodo y azolve hacia el canal de conducción.
- Galerías filtrantes perpendiculares al flujo para captar agua de mejor calidad en época de avenidas.
- Reducir a la mitad la abertura de las barras en la rejilla a la entrada del canal desarenador para evitar el paso de boleos y gravas a éste.
- Compuerta junto a la rejilla para controlar el gasto durante las avenidas.

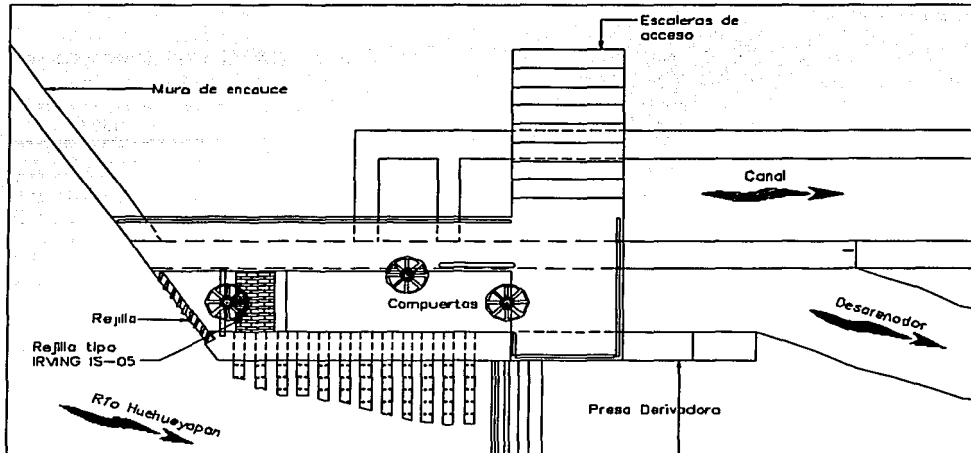


Fig. 1.3 - Esquema en planta de la solución propuesta



Obra de toma en la margen izquierda del río.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

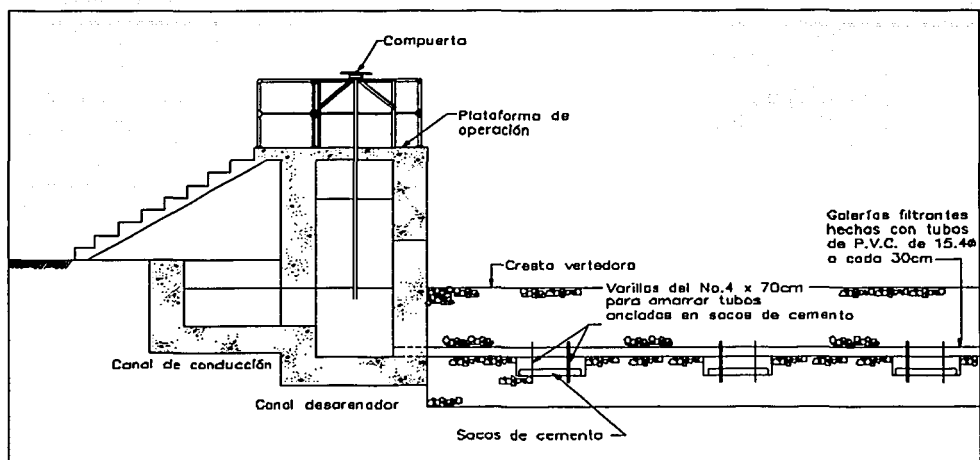


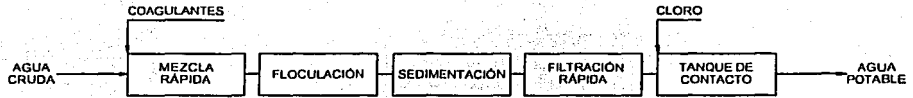
Fig. 1.3 - Esquema en corte de la solución propuesta

I.3.- INGENIERÍA BÁSICA Y ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

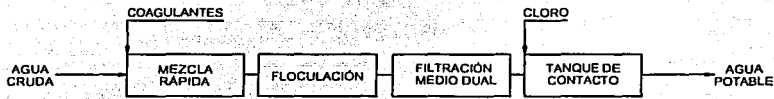
Con el objetivo de cumplir eficientemente con el suministro de agua potable a la población y de acuerdo con la normatividad vigente en nuestro país, la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (CEAS) del Estado de Veracruz encomendó en 1995 a la empresa ESPIFEL-M.F. SISTRA hacer los estudios y trabajos necesarios, tanto de campo como de gabinete, para definir el proceso de potabilización del agua que abastecerá a mediano plazo a la ciudad de Coatepec, elaborar la ingeniería básica y las especificaciones técnicas para licitar el proyecto y la construcción de una planta potabilizadora.

Se analizaron datos básicos existentes, se realizaron estudios de calidad del agua y pruebas de tratabilidad, y como resultado se propuso un proyecto a nivel ingeniería básica consistente en un sistema de potabilización de tipo convencional con el siguiente tren de tratamiento (ver figura 1.4): presedimentación (existente) – coagulación – floculación – sedimentación – filtración rápida – desinfección con cloro, con opción a filtración directa y la recomendación de rehabilitar la infraestructura de captación actual. Durante esta etapa del proyecto, se estudiaron desde el punto de vista técnico y económico tres alternativas para localizar la potabilizadora, incluyendo una que aprovechaba la estructura existente de los presedimentadores.

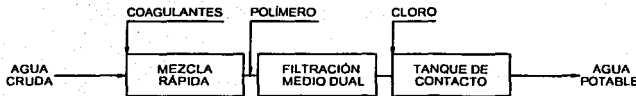
En octubre de 1999 se llevó a cabo la licitación para la elaboración del proyecto ejecutivo de la planta potabilizadora, y fue asignado a la empresa CIEPS CONSULTORES S.A. DE C.V. Ya en esta etapa se realizaron nuevos estudios de calidad del agua y tratabilidad para corroborar o estudiar otras alternativas de tratamiento. También se encargó a esta empresa el proyecto de rehabilitación de la captación "La Marina".



SISTEMA CONVENCIONAL DE POTABILIZACIÓN



SISTEMA DE FILTRACIÓN DIRECTA



SISTEMA DE FILTRACIÓN DIRECTA
COAGULACIÓN POR CONTACTO

Fig.1.4 – Tren de tratamiento propuesto con alternativas de operación

Se concluye de la información analizada en este capítulo que:

- La cantidad que demandarán los habitantes hasta un mediano plazo queda garantizada con las fuentes actuales de abasto y sus respectivas obras de captación.
- A pesar de que los sedimentadores cercanos a la captación “La Marina” tienen capacidad suficiente para garantizar un tiempo de retención adecuado a un gasto superior al de proyecto, aún no se puede descartar la necesidad de un mayor grado de tratamiento, pues falta realizar el análisis a los resultados de los nuevos estudios de calidad del agua para conocer las características físico – químicas y biológicas del agua en un período lo más amplio posible de tiempo, y sobre todo en época de lluvias, que es cuando se han presentado los problemas de suministro. En el capítulo siguiente se tratará sobre dichos estudios.
- Exista o no la necesidad de un mayor grado de tratamiento que el actualmente proporcionado al agua de consumo de Coatepec, es aconsejable y prioritario que se rehabiliten las obras actuales y se realice su mantenimiento periódicamente.

II.- ESTUDIOS PRELIMINARES

El primer paso para definir la secuencia de unidades que conformarán el sistema de tratamiento del agua de las fuentes superficiales para su potabilización es la elaboración de estudios de laboratorio a fin de conocer la calidad del influente y la efectividad de determinados procesos, así como algunos de sus parámetros de diseño y operación. Para ello existe un marco normativo que sirve de guía para la selección de dichos estudios y para la interpretación de los resultados que llevarán finalmente a obtener los criterios de diseño. Es importante subrayar que el nivel de estudios establecido en la normatividad es descriptivo y no debe ser limitativo.

Este capítulo contiene una descripción breve pero completa de las pruebas de calidad y tratabilidad del agua realizadas en el laboratorio, que fueron indispensables para la obtención de parámetros de diseño y operación de los procesos de potabilización para el agua superficial del río Huehueyapan en la captación "La Marina". También se incluyen los principales resultados de estas pruebas, utilizados como criterios de diseño para los diferentes procesos de tratamiento.

II.1 MARCO NORMATIVO

Como práctica común, las aguas de fuentes superficiales deben someterse a diversos procesos de tratamiento de acuerdo con sus características biológicas, físicas, organolépticas, químicas y con los elementos radiactivos presentes.

En nuestro país existe la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994¹, la cual refleja la necesidad de mejorar la calidad del agua destinada a consumo humano por medio de algún tratamiento, sea cual fuere su origen. Por tanto establece límites permisibles para sustancias o elementos que definen las características del agua. Dependiendo de qué límite es rebasado, se elegirá el tipo de tratamiento que debe tener el agua para su consumo. Además establece que: "la potabilización del agua proveniente de una fuente en particular, debe fundamentarse en estudios de calidad y pruebas de tratabilidad al nivel de laboratorio para asegurar su efectividad".

Existe también un Reglamento en materia de Salud² que emana de la Ley General de Salud, donde se establecen las características que debe tener el agua para ser considerada potable.

NORMA OFICIAL MEXICANA, NOM-127-SSA1-1994

Límites permisibles de calidad del agua

Límites permisibles de características microbiológicas

El contenido de organismos resultante del examen de una muestra simple de agua, debe ajustarse a lo establecido en la Tabla II.1.

Bajo situaciones de emergencia, las autoridades competentes podrán establecer los agentes biológicos nocivos a la salud que se deban investigar.

TABLA II.1

| CARACTERÍSTICA | LÍMITE PERMISIBLE |
|--------------------------------------|-------------------|
| <i>Organismos coliformes totales</i> | <i>Ausencia</i> |
| <i>Escherichia coli</i> | <i>Ausencia</i> |

El agua abastecida por el sistema de distribución no debe contener *Escherichia coli* en ninguna muestra de 100 ml. Los organismos coliformes totales no deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml; en sistemas de abastecimiento de localidades con una población mayor de 50 000 habitantes, estos organismos, deberá estar ausentes en el 95% de las muestras tomadas durante cualquier período de doce meses.

¹ SALUD AMBIENTAL, AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO - LÍMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACIÓN. LOS LÍMITES PERMISIBLES TOMAN EN CUENTA LA MODIFICACIÓN DE LA NORMA PUBLICADA EL 20 DE OCTUBRE DE 2000 EN EL DIARIO OFICIAL DE LA FEDERACIÓN.

² REGLAMENTO DE LA LEY GENERAL DE SALUD EN MATERIA DE CONTROL SANITARIO DE ACTIVIDADES, ESTABLECIMIENTOS, PRODUCTOS Y SERVICIOS.

Límites permisibles de características físicas y organolépticas.

Las características físicas y organolépticas deberán ajustarse a lo establecido en la Tabla II.2.

TABLA II.2

| CARACTERISTICA | LIMITE PERMISIBLE |
|----------------|---|
| Color | 20 unidades de color verdadero en la escala de platino-cobalto. |
| Olor y sabor | Agradable (se aceptarán aquellos que sean tolerables para la mayoría de los consumidores, siempre que no sean resultado de condiciones objetables desde el punto de vista biológico o químico). |
| Turbiedad | 5 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN) o su equivalente en otro método. |

Límites permisibles de características químicas.

El contenido de constituyentes químicos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla II.3. Los límites se expresan en miligramos por litro (mg/l), excepto en los casos en que se indiquen otras unidades.

TABLA II.3

| CARACTERISTICA | LIMITE PERMISIBLE |
|---|-------------------|
| Aluminio | 0.20 |
| Arsénico | 0.05 |
| Bario | 0.70 |
| Cadmio | 0.005 |
| Cianuros (como CN ⁻) | 0.07 |
| Cloro residual libre | 0.2-1.5 |
| Cloruros (como Cl ⁻) | 250.00 |
| Cobre | 2.00 |
| Cromo total | 0.05 |
| Dureza total (como CaCO ₃) | 500.00 |
| Fenoles o compuestos fenólicos | 0.3 |
| Fierro | 0.30 |
| Fluoruros (como F ⁻) | 1.50 |
| Manganeso | 0.15 |
| Mercurio | 0.001 |
| Nitratos (como N) | 10.00 |
| Nitritos (como N) | 1.00 |
| Nitrógeno amoniacal (como N) | 0.50 |
| pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH | 6.5-8.5 |

TABLA II.3 (continuación)

| | |
|---|-----------|
| Plaguicidas en microgramos/l: | |
| Aldrín y dieldrín separados o combinados | 0.03 |
| Clordano (total de isómeros) | 0.20 |
| DDT (total de isómeros) | 1.00 |
| Gamma-HCH (lindano) | 2.00 |
| Hexaclorobenceno | 1.00 |
| Heptacloro y epóxido de heptacloro | 0.03 |
| Metoxicloro | 20.00 |
| 2,4-D | 30.00 |
| Plomo | |
| Sodio | 200.00 |
| Sólidos disueltos totales | 1000.00 |
| sulfatos (como $\text{SO}_4^{=}$) | 400.00 |
| Substancias activas al azul del metileno (SAAM) | 0.50 |
| Trihalometanos totales | 0.20 |
| Yodo residual libre | 0.2 - 0.5 |
| Zinc | 5.00 |
| Hidrocarburos aromáticos en microgramos/l: | |
| Benceno | 10.00 |
| Etilbenceno | 300.00 |
| Tolueno | 700.00 |
| Xileno (tres isómeros) | 500.00 |

Los límites permisibles de metales se refieren a su concentración total en el agua, la cual incluye los suspendidos y los disueltos.

El límite permisible para arsénico se reducirá anualmente en 0.005 mg/l desde 0.045 mg/l en el año 2001 hasta 0.025 mg/l en el año 2005.

Límites permisibles de características radiactivas.

El contenido de constituyentes radiactivos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla II.4. Los límites se expresan en Bq/l (Becquerel por litro).

TABLA II.4

| CARACTERISTICAS | LIMITE PERMISIBLE |
|---------------------------|--------------------------|
| Radiactividad alfa global | 0.56 |
| Radiactividad beta global | 1.85 |

A continuación se enlistan los tratamientos específicos que menciona la NOM-127-SSA1-1994 cuando cada grupo de características del agua exceda los límites permisibles.

Tabla II.5

| Grupo de características | Parámetros de calidad | Tratamiento |
|---------------------------------|--|--|
| Contaminación biológica | Bacterias, helmintos, protozoarios y virus. | Desinfección con cloro, compuestos de cloro, ozono o luz ultravioleta. |
| Físicas y organolépticas | Color, olor, sabor y turbiedad. | Coagulación-floculación-precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos, adsorción con carbón activado u oxidación. |
| Constituyentes químicos: | Arsénico | Coagulación-floculación-precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos, intercambio iónico u ósmosis inversa. |
| | Aluminio, bario, cadmio, cianuros, cobre, cromo total y plomo. | Intercambio iónico, ósmosis inversa o adsorción con carbón activado. |
| | Cloruros | Intercambio iónico, ósmosis inversa o evaporación. |
| | Dureza | Ablandamiento químico o intercambio iónico. |
| | Fenoles o compuestos fenólicos | Adsorción con carbón activado u oxidación con ozono. |
| | Fierro y/o manganeso | Oxidación-filtración, intercambio iónico u ósmosis inversa. |
| | Fluoruros | Adsorción con carbón activado, ósmosis inversa o coagulación química. |
| | Materia orgánica | Oxidación-filtración o adsorción con carbón activado. |
| | Nitratos y nitritos | Intercambio iónico o coagulación-floculación-sedimentación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos. |
| | pH (potencial hidrógeno) | Neutralización. |
| | Plaguicidas | Adsorción con carbón activado granular. |
| | Trihalometanos | Preozonización y adsorción con carbón activado granular. |
| | Sulfatos | Intercambio iónico u ósmosis inversa. |

II.2 CALIDAD DEL AGUA

Análisis físico del agua

Turbiedad

La turbiedad se refiere a la propiedad óptica de una suspensión que hace que la luz sea reflejada y no transmitida a través de la misma. Ésta puede ser causada por diversos materiales en suspensión que varían en tamaño desde dispersiones coloidales hasta partículas gruesas, entre otros: arcillas, limo, materia orgánica e inorgánica finamente dividida, organismos planctónicos, microorganismos, etc.

La forma de determinar y valorar esta propiedad se realiza con el denominado "método nefelométrico", en el cual se mide la turbiedad mediante un nefelómetro y se expresan los resultados en unidades de turbiedad nefelométricas, UTN. El aparato compara la intensidad de luz dispersada por la muestra con la intensidad de luz dispersada por una suspensión estándar de referencia bajo las mismas condiciones de medida. Entre mayor sea la intensidad de luz dispersada mayor será la turbiedad. Como suspensión estándar de referencia se usa una suspensión de un polímero de formacina, la cual es fácil de preparar y de mejores características reproducibles que las suspensiones de arcilla y otros materiales. Además, las unidades nefelométricas de turbiedad, basadas en el estándar de formacina, son aproximadamente iguales a las unidades de turbiedad Jackson³ utilizadas cada vez menos, aunque estrictamente no existe relación entre ambas.

La correlación entre la turbiedad y los sólidos suspendidos raramente es lineal, debido a la variación en tamaño, forma e índice de refractividad de las diferentes partículas que los conforman.

La determinación de la turbiedad es de gran importancia para definir el grado de tratamiento requerido por una fuente de agua cruda, su filtrabilidad y, consecuentemente, la tasa de filtración más adecuada, la efectividad de los procesos de coagulación, sedimentación y filtración, así como para determinar la potabilidad del agua.

Aunque el límite permisible para este parámetro en la NOM-127 es de 5 UTN, lo recomendable es tener valores menores a la unidad, ya que se ha demostrado que si la turbiedad es mayor, la eficiencia en la desinfección disminuye y se presenta el riesgo de que no se elimine a todos los organismos patógenos. Resulta incongruente por ello, el que la norma oficial pida la ausencia de coliformes y no haya disminuido el límite permisible para la turbiedad.

³ Este método, ya en desuso, consiste en utilizar un tubo de vidrio, una fuente de luz estándar (vela) y un soporte para alinear la vela y el tubo; la turbiedad de la muestra se determina añadiendo despacio la muestra de agua hasta lograr que la imagen de la llama de la vela justamente desaparezca. La turbiedad más baja que puede medirse es de 25 UTJ (unidades de turbiedad Jackson), por lo que su aplicación en potabilización resulta muy limitada.

Color

Se pueden definir dos tipos de color como parámetro de calidad del agua: el color verdadero, que representa el color de la muestra una vez que su turbiedad ha sido removida, y el color aparente, que incluye el color de las sustancias tanto en solución, coloidales y del material suspendido. El color aparente se determina sobre la muestra original sin filtración o centrifugación previa.

Las causas más comunes del color del agua son la presencia de hierro y manganeso coloidal o en solución; el contacto del agua con desechos orgánicos, hojas, madera, raíces, etc., en diferentes estados de descomposición y la presencia de taninos, ácido húmico y algunos residuos de origen industrial.

El color natural en el agua existe principalmente por efecto de partículas coloidales cargadas negativamente; debido a esto, su remoción puede lograrse con ayuda de un coagulante de una sal de ion metálico trivalente como el aluminio y el hierro.

El color verdadero del agua se acostumbra medir conjuntamente con el pH, pues normalmente el color aumenta con el incremento del pH.

La unidad de color es el color producido por un mg/l de platino, en la forma de ion cloroplatinato. Su determinación se hace por comparación visual de la muestra con soluciones de concentración de color conocida o con discos de vidrio de colores adecuadamente calibrados. La remoción de turbiedad para determinar el color verdadero se hace por centrifugación de la muestra.

La determinación del color es importante para evaluar las características del agua, conocer la fuente del color y la eficiencia del proceso usado para su remoción; cualquier grado de color es objetable por parte del consumidor y su remoción es, por lo tanto, objetivo esencial del tratamiento.

Sólidos

Incluye toda la materia, excepto el agua contenida en los materiales líquidos. Se pueden dividir de la siguiente manera:

- Sólidos totales

Se define como sólidos la materia que permanece como residuo después de evaporación y secado a 103 °C. El valor de los sólidos totales incluye material disuelto y no disuelto (sólidos suspendidos).

- Sólidos disueltos (o filtrables)

Se determinan evaporando y secando una muestra filtrada previamente, o pueden ser determinados por diferencia entre los sólidos totales y los sólidos suspendidos. La filtración se hace a través de un filtro de asbesto o fibra de vidrio, en un crisol Gooch.

- Sólidos suspendidos (no filtrables)

Son determinados por filtración a través de un filtro de asbesto o de fibra de vidrio, en un crisol Gooch.

- Sólidos volátiles y sólidos fijos

Su determinación se lleva a cabo solamente para el tratamiento de aguas residuales y lodos, con el fin de obtener una medida de la cantidad de materia orgánica presente. Los sólidos que se volatilizan a 550 °C son considerados volátiles y representan el contenido de materia orgánica. Pueden determinarse sobre la muestra de sólidos totales, sólidos suspendidos o sobre los sólidos disueltos. Los sólidos fijos o no volátiles, representan el contenido de partículas minerales. En la práctica resulta más razonable cuantificar el contenido de materia orgánica en el agua mediante la determinación de la demanda química de oxígeno o la demanda bioquímica de oxígeno, ya que existen compuestos minerales que son volátiles aún a temperaturas menores de 550 °C, como el bicarbonato de amonio.

- Sólidos sedimentables

Son una fracción de los sólidos suspendidos, que se sedimentará en un tiempo relativamente corto, bajo condiciones tranquilas, por acción de la gravedad. La determinación se hace llenando un cono Imhoff de un litro de volumen y registrando el volumen de material sedimentado en el cono, al cabo de una hora, en ml /l.

En potabilización, la determinación de sólidos totales es la de mayor interés, por ser muy pequeña la cantidad existente de sólidos suspendidos. También se emplea la determinación de sólidos sedimentables para establecer la necesidad de diseño de tanques de sedimentación en aguas con cantidades considerables de sólidos suspendidos, y en el efluente de los tanques floculadores para medir el desempeño de los tanques sedimentadores en cuanto a remoción y capacidad de almacenamiento de lodos.

Conductividad

La conductividad del agua es una expresión numérica de su habilidad para transportar una corriente eléctrica. Las soluciones de iones conducen la electricidad, y la magnitud de la conductividad depende de la naturaleza y concentración de iones.

Su determinación se puede realizar en campo por medio de instrumentos comerciales de lectura directa en $\mu\text{mho} / \text{cm}$ a 25 °C con un error menor del 1%.

Las mediciones de conductividad son una medida aproximada y rápida del total de sales disueltas en la mayoría de las aguas.

Análisis químico del agua

Alcalinidad

La alcalinidad de un agua puede definirse como su capacidad para neutralizar ácidos, para reaccionar con iones hidrógeno, para aceptar protones o como la medida de su contenido total de sustancias alcalinas (OH⁻). La determinación de la alcalinidad total y de las distintas formas de alcalinidad es importante en los procesos de coagulación química, ablandamiento y control de corrosión de un agua.

En la coagulación química del agua, las sustancias usadas como coagulantes reaccionan para formar precipitados de hidróxidos insolubles. Los iones H⁺ reaccionan con la alcalinidad del agua y, por consiguiente, para que ocurra una coagulación completa y efectiva, es necesario un exceso de alcalinidad.

En aguas naturales, la alcalinidad debe su origen a la presencia de tres clases de iones, principalmente: bicarbonatos, carbonatos e hidróxidos.

Acidez

La acidez de un agua puede definirse como su capacidad para neutralizar bases, para reaccionar con iones hidroxilo, para ceder protones o como la medida de su contenido total de sustancias ácidas.

La determinación de la acidez es de importancia en ingeniería sanitaria debido a las características corrosivas de las aguas ácidas y al costo que supone la remoción y el control de las sustancias que producen corrosión.

En aguas naturales, la acidez puede ser producida por el dióxido de carbono, por la presencia de iones hidrógeno libres, por la presencia de acidez mineral proveniente de ácidos fuertes como el sulfúrico, nítrico, clorhídrico, etc., y por la hidrolización de sales de ácido fuerte y base débil.

La causa más común de acidez es el CO₂, el cual puede estar disuelto en el agua como resultado de las reacciones de los coagulantes químicos usados en el tratamiento o de la oxidación de la materia orgánica, o por disolución del dióxido de carbono atmosférico.

Dureza

Como aguas duras se consideran aquellas que requieren cantidades considerables de jabón para producir espuma y producen incrustaciones en las tuberías de agua caliente, calentadores, calderas y otras unidades en las cuales se incrementa la temperatura del agua. En términos de dureza en mg/ l como carbonato de calcio CaCO₃, las aguas pueden clasificarse como:

| | |
|-----------------|--------------------|
| 0 – 75 mg / l | Blanda |
| 75 – 150 mg/ l | Moderadamente dura |
| 150 – 300 mg/ l | Dura |
| >300 | Muy dura |

Se considera que la dureza es causada por iones metálicos divalentes capaces de reaccionar con el jabón para formar precipitados y con ciertos aniones presentes en el agua para formar incrustaciones.

Desde el punto de vista sanitario, las aguas duras son tan satisfactorias para el consumo humano como las aguas blandas, sin embargo, un agua dura requiere demasiado jabón para la formación de espuma y crea problemas de lavado; además deposita lodo e incrustaciones sobre las superficies con las cuales entra en contacto y en los recipientes, calderas o calentadores. El valor de la dureza determina, por lo tanto, su conveniencia para uso doméstico e industrial y la necesidad de un proceso de ablandamiento. El tipo de ablandamiento por usar y su control dependen de la adecuada determinación de la magnitud y clase de dureza.

Hierro y manganeso

El hierro y el manganeso se presentan comúnmente en aguas subterráneas y en aguas del hipolimnio anaerobio de lagos estratificados, pero en algunos casos también existen concentraciones importantes en aguas superficiales de ríos y embalses.

El hierro existe en suelos y minerales principalmente como óxido férrico insoluble y sulfuro de hierro (pirita), y en algunas áreas como carbonato ferroso (siderita), el cual es muy poco soluble. Sin embargo, los problemas con el hierro predominan cuando éste está presente en el suelo como compuestos férricos solubles.

Si existe oxígeno disuelto en el agua, la solución del hierro de tales suelos con el agua no ocurre, aun en presencia de CO_2 , pero en condiciones anaeróbicas, el hierro férrico es reducido a hierro ferroso y la solución ocurre sin ninguna dificultad.

El manganeso existe en el suelo principalmente como dióxido de manganeso, el cual es muy insoluble en aguas que contienen dióxido de carbono. Bajo condiciones anaeróbicas, el manganeso en la forma de dióxido es reducido y se presenta su solución de la misma manera que con los óxidos férricos.

En resumen, el hierro y el manganeso insolubles son reducidos a sus formas solubles en condiciones anaeróbicas, es decir, que el desarrollo de condiciones anaeróbicas es esencial para que el hierro y el manganeso se disuelvan en cantidades apreciables en los suministros de agua.

Las aguas con hierro y manganeso al ser expuestas al aire, por acción del oxígeno, se hacen turbias e inaceptables estéticamente debido a la oxidación del hierro y el manganeso solubles, los cuales forman precipitados coloidales. La tasa de oxidación es lenta y por ello el hierro y el manganeso soluble pueden persistir por algún tiempo en aguas aireadas; esto es generalmente válido para el hierro cuando el pH es menor de 6 y para el manganeso cuando el pH es menor de 9.

Tanto el hierro como el manganeso interfieren las operaciones de lavado, imparten tintaciones indeseables a los accesorios de plomería, causan incrustaciones en las tuberías y dificultades en los sistemas de distribución al soportar crecimientos de bacterias del hierro: *Crenothrix*, *Leptothrix*, *Galionella*, y del manganeso: *Sphaerotilus*, *Leptothrix*; también ocasionan una demanda alta de cloro.

Además, el hierro y el manganeso en bajas concentraciones imparten sabores metálicos al agua. Hasta donde se conoce, el consumo humano de aguas con algo de hierro y manganeso no tiene efectos nocivos para la salud.

Análisis bacteriológico del agua

El agua contiene suficientes sustancias nutritivas para permitir el desarrollo de diferentes microorganismos. Muchas de las bacterias del agua provienen del contacto con el aire, el suelo, animales o plantas vivas o en descomposición, fuentes minerales y materia fecal.

La transmisión de enfermedades causadas por microorganismos patógenos presentes en el agua ha sido la fuente más grave de epidemias. Estas enfermedades son causadas por bacterias, protozoarios y virus.

Los parámetros que se emplean comúnmente para evaluar la presencia de microorganismos patógenos en el agua son las bacterias del grupo coliforme, el cual incluye las bacterias de forma bacilar, aeróbicas y facultativas anaerobias, Gram – negativas, no formadoras de esporas.

El número de organismos coliformes en los excrementos humanos es muy grande, su presencia en el agua es considerada como un índice evidente de la ocurrencia de contaminación fecal y por lo tanto de contaminación con organismos patógenos.

Los métodos más empleados en la determinación de estos organismos están hechos no sólo para conocer que los organismos están presentes sino también para determinar su número más probable por unidad de volumen en el agua. Las técnicas de detección más comunes son: Número más probable y Filtro de membrana, en ambos se proveen medios de cultivo para el desarrollo de colonias de bacterias, a los que se aplican las muestras del agua por examinar.

Calidad del agua en el río Huehueyapan

Con base en el marco normativo expuesto, se realizaron varios muestreos, pruebas de calidad y tratabilidad durante las diferentes etapas del proyecto. Los parámetros a determinar en el laboratorio se seleccionaron de acuerdo con las características comunes para aguas superficiales de origen natural, tomando en cuenta que no existen industrias ni poblaciones importantes que descarguen sus aguas de desecho en el río Huehueyapan aguas arriba de la captación "La Marina", pero sí considerando la presencia de actividad agrícola y con ello la probable presencia de compuestos tóxicos derivados de insecticidas, herbicidas y/o fungicidas en el mismo.

Se pudo suponer, previamente a la toma y análisis de las muestras, que las impurezas presentes en el agua debían ser en su mayoría de origen natural, con la sospecha de contaminantes de origen agrícola. Para estos últimos se realizaron pruebas de detección durante la etapa inicial del proyecto ejecutivo, sin encontrar cantidades que sobrepasen los límites máximos permisibles.

Con el objetivo de tener un mayor panorama de los tipos de contaminantes y su origen, se presentan las siguientes tablas.

| Origen | Sustancias tóxicas |
|--------------|---|
| Insecticidas | Compuestos organoclorados, DDT Compuestos organofosforados, Parathion y otros. |
| Herbicidas | Ácidos fenoxiacéticos, sus ésteres y sus sales, MCPA; 2,4-D; 4,5-T. |
| Fungicidas | Compuestos a base de mercurio Compuestos nitrogenados Carbamatos Compuestos a base de azufre |

Tabla II.6 - Contaminantes originados de actividad agrícola ⁽³⁰⁾

Durante la etapa inicial de ingeniería básica, se realizó un muestreo sistemático en las tres captaciones que abastecen a la ciudad. Se tomó una muestra cada día entre los meses de abril y septiembre de 1995 donde los parámetros analizados fueron turbiedad y color, asociados a materia de origen natural suspendida y coloidal. Con base en los resultados obtenidos en la captación "La Marina" se tomó la decisión de hacer una caracterización más completa para una muestra con fecha 23 de septiembre del mismo año (M-0). De los parámetros físico-químicos analizados, los que rebasaron la norma fueron los esperados: turbiedad (50 UTN) y color (40 Unidades Pt-Co). Con esta misma muestra se hizo una prueba de tratabilidad denominada 'prueba de jarras', cuyos objetivos y características se explican en II.3.

| Origen | Clasificación de las partículas por su tamaño | | | |
|---------------------------|--|--|--|---|
| | Suspendidas > 2 x 10 ⁻⁴ mm | Coloidales < 2 x 10 ⁻⁴ mm | Disueltas < 4 x 10 ⁻⁶ mm | |
| Atmósfera | Polvos | Moléculas Bióxido de carbono, CO ₂ Anhídrido sulfuroso, SO ₂ Oxígeno, O ₂ Nitrógeno, N ₂ | Iones positivos Hidrógeno, H ⁺ | Iones negativos Bicarbonato, HCO ₃ ⁻ Sulfato, SO ₄ ⁻ |
| Suelo mineral y piedra | Arena Arcillas Partículas de tierra mineral | Bióxido de carbono, CO ₂ | Sodio, Na ⁺ Potasio, K ⁺ Calcio, Ca ²⁺ Magnesio, Mg ²⁺ Hierro, Fe ²⁺ Manganeso, Mn ²⁺ | Cloruro, Cl ⁻ Fluoruro, F ⁻ Sulfato, SO ₄ ⁻ Carbonato, CO ₃ ²⁻ Bicarbonato, HCO ₃ ²⁻ Nitrato, NO ₂ ⁻ |

Tabla II. 7 - Contaminantes en aguas naturales ⁽³⁰⁾

| Origen | Clasificación de las partículas por su tamaño | | |
|---|---|---|--|
| | Suspendidas > 2 x 10 ⁻⁴ mm | Coloidales < 2 x 10 ⁻⁴ mm | Disueltas < 4 x 10 ⁻⁶ mm |
| Organismos vivos y sus productos de descomposición. | Algas Bacterias Tierra orgánica Peces y otros organismos | Bióxido de carbono, CO ₂ Oxígeno, O ₂ Nitrógeno, N ₂ Sulfuro de Hidrógeno, H ₂ S Metano, CH ₄ Residuos orgánicos varios, algunos de los cuales producen olor y color. | Hidrógeno, H ⁺ Sodio, Na ⁺ Amonio, NH ₄ |

Tabla II. 7 - Contaminantes en aguas naturales (continuación)

Los valores más altos de turbiedad se presentaron a finales del mes de julio y fueron los siguientes:

Tabla II.8

| Lugar de muestreo | Turbiedad (UTN) |
|-------------------|--|
| La Marina | 110, en el río Huehueyapan 65, entrada al sedimentador 10, salida del sedimentador |
| El Tecajete | 180, en el río Ahuacatlán 13, en el tanque de almacenamiento |

Entre los meses de agosto y septiembre de 1999, antes de seleccionar el tipo de tratamiento para el desarrollo del proyecto ejecutivo para la planta potabilizadora, se realizaron 3 muestreos más en la captación "La Marina", a la entrada del sedimentador existente. Nuevamente el parámetro de turbiedad rebasó el límite permisible en dos de las tres muestras, resultando:

Tabla II.9

| Muestra | Fecha | Turbiedad (UTN) |
|---------|-----------|-----------------|
| M-1 | 9-ago-99 | 240 |
| M-2 | 10-oct-99 | 82.6 |
| M-3 | 18-oct-99 | 2.4 |

II.3 PRUEBAS DE TRATABILIDAD

Las pruebas de tratabilidad tienen por objetivo evaluar diferentes procesos unitarios a los que puede someterse el agua para ser potabilizada, esto es, mejorar las características que la hacen inadecuada para el consumo humano. Esta evaluación se realiza a escala con muestras tomadas de la fuente que se requiere tratar o bien en plantas piloto. En el caso de aguas superficiales, los procesos más comunes utilizados para la potabilización del agua de acuerdo con su caracterización son: la sedimentación natural, sedimentación mediante la adición de productos químicos (coagulación - floculación - sedimentación), la filtración y la desinfección; pudiéndose implementar de forma individual o combinadas. En el capítulo III se expone con detalle cada uno de estos procesos.

A las muestras caracterizadas en la etapa de desarrollo de la ingeniería básica se les realizó una prueba de sedimentación natural y pruebas de coagulación - floculación - sedimentación (prueba de jarras).

Para la etapa inicial del proyecto ejecutivo se hicieron pruebas de cloración, en adición a las de sedimentación natural y pruebas de jarras.

Prueba de sedimentación natural

Esta prueba consiste en dejar a la muestra en reposo y determinar la turbiedad a intervalos de tiempo regulares para conocer qué parte de la misma se debe a la presencia de materia sedimentable en forma natural por procesos físicos y cuál se debe a materia coloidal, la cual requiere de procesos físico - químicos (p.e. coagulación - floculación - sedimentación) para su remoción efectiva. Como una referencia a los tiempos de sedimentación de partículas de diferentes tamaños, se presenta la tabla siguiente:

| Partícula | Diámetro | | Tiempo de sedimentación en 1 m |
|--------------|----------|--------|--------------------------------|
| | Mm | M | |
| Grava | 10 | 10,000 | 1 seg. |
| Arena gruesa | 1.0 | 1,000 | 10 seg. |
| Arena fina | 0.1 | 100 | 125 seg. |
| Limo | 0.01 | 10 | 108 min. |
| Bacterias | 0.001 | 1 | 180 hrs. |
| Coloides | 0.0001 | 0.1 | 755 días |

Tabla II.10 – Tiempos de sedimentación de diferentes partículas

Resultados de las pruebas:

- Ingeniería básica

Para la muestra M-0, el resultado fue el siguiente:

Tabla II.11

| Tiempo de sedimentación natural min. | Turbiedad (UTN) |
|--------------------------------------|-----------------|
| 15 | 26 |
| 30 | 22.5 |
| 45 | 17 |
| 60 | 9.5 |
| 75 | 8.5 |
| 90 | 8.0 |
| 105 | 8.0 |
| 120 | 8.0 |

Se observa una tendencia asintótica después de 90 minutos, con un valor de 8.0 UTN, valor aún por encima de la norma, por lo que se requiere un tratamiento de coagulación – floculación, para lograr reducir la turbiedad a valores tolerables.

- Proyecto ejecutivo

Por otro lado, los resultados para las demás muestras fueron:

Tabla II.12

| Muestra | Turbiedad inicial (UTN) | Turbiedad después de 90 minutos (UTN) |
|---------|-------------------------|---------------------------------------|
| M-1 | 240 | 184 |
| M-2 | 82.6 | 38.5 |
| M-3 | 2.4 | 0.94 |

El valor de turbiedad después de 90 minutos para la muestra M-1, hace más evidente la necesidad de elevar el grado de tratamiento.

Después de un tiempo de 90 minutos de sedimentación natural, la remoción de sólidos suspendidos es mínima, por lo que se puede considerar a este parámetro como criterio para elegir el tiempo de retención mínimo de diseño para un tanque sedimentador común. De hecho se puede inferir que el volumen de los tanques sedimentadores existentes en la captación "La Marina" está excedido, pues como ya se mencionó en el capítulo anterior, para un tiempo de retención de 2.5 horas (mucho mayor que 90 minutos), el gasto que puede pasar es de 295 l/s, 60% mayor al gasto de diseño.

Prueba de columna de sedimentación

Aunque esta prueba no fue realizada para el proyecto ejecutivo de la planta potabilizadora de Coatepec⁴, se menciona en este trabajo debido a su importancia para la determinación de parámetros básicos de diseño de procesos, como el tiempo de retención de los sedimentadores y las velocidades de asentamiento de las partículas del agua cruda o floculadas.

La prueba de columna de sedimentación consiste en llenar, con el agua de la fuente a analizar, una columna de plástico transparente con un diámetro entre 12 y 20 cm para minimizar el efecto de fricción entre las partículas y las paredes de la columna y una altura mayor de 2 m o la profundidad del tanque de sedimentación que se diseña. Además la columna cuenta con varios puertos de muestreo colocados a lo largo y generalmente equiespaciados.

El procedimiento para obtener los datos experimentales consiste en agregar rápidamente a la columna una suspensión bien mezclada, procurando que la materia suspendida no se sedimente durante la adición. A un determinado tiempo la suspensión en la columna se muestrea a través de los puertos. La concentración de sólidos suspendidos (C) se determina a cada una de las muestras y empleando estos valores y la concentración inicial se evalúa el porcentaje de remoción por medio de la ecuación siguiente:

$$\%R = \frac{C_0 - C}{C_0} \times 100$$

De esta manera se obtienen los datos de %R en un intervalo de tiempo t a cada una de las diferentes profundidades de los puertos de muestreo. Se realiza el mismo procedimiento en varios intervalos de tiempo y se elabora una gráfica de profundidad H contra tiempo, y a cada punto se le anota el valor correspondiente al porcentaje de remoción o fracción de remoción. A partir de estos datos y efectuando interpolaciones se trazan líneas de porcentaje de remoción constante, como se ilustra en la figura II.1

La fracción de remoción total, R_T , a un cierto tiempo de retención y a una profundidad determinada, se calcula por medio de la ecuación siguiente:

$$R_T = \sum_{i=1}^n \left(\frac{R_i + R_{i+1}}{2} \right) \frac{\Delta h_i}{H}$$

donde H es la representa la profundidad total de la columna de sedimentación.

⁴ Para el proceso de potabilización convencional, se prefiere el método de la prueba de jarras modificada (jarras – sedimentación natural después de la mezcla) sobre el de la columna de sedimentación. Con ambos métodos se obtienen resultados semejantes, pero el primero tiene la ventaja de ser más sencillo.

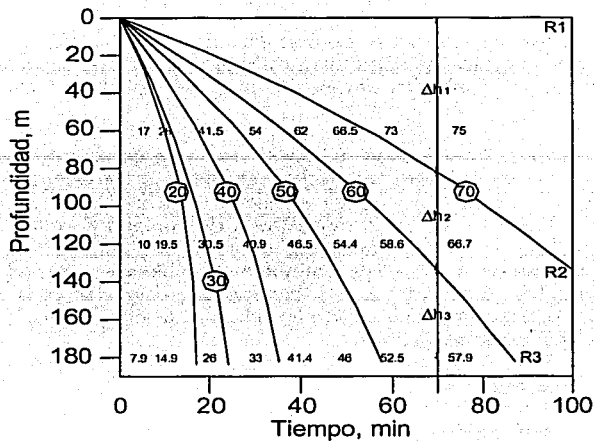


Fig. II.1 – Gráfica para determinar la remoción de partículas para un tiempo determinado.

Esta ecuación se evalúa para diferentes tiempos de retención y se obtiene la curva de remoción total contra tiempo de retención. De esta manera es posible obtener, a partir de un porcentaje de remoción de diseño, el tiempo de retención y el área superficial de los sedimentadores. Esta última curva tiene la forma típica siguiente:

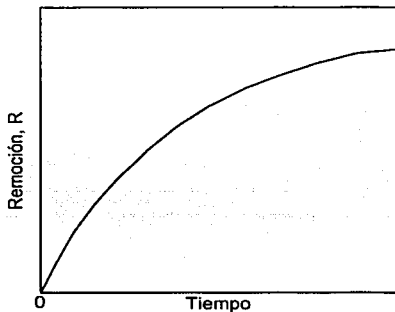


Fig. II.2 – Curva de remoción total de partículas contra tiempo de retención

La curva de remoción tiende a una línea horizontal a medida que el tiempo de retención se incrementa. Como punto de diseño deberá tomarse donde el incremento en la remoción sea menor que el incremento en el tiempo. El tiempo obtenido presupone condiciones ideales de flujo dentro de la columna de sedimentación (sin cortos circuitos), por lo que normalmente se aplican factores de seguridad de 1.25 a 1.75 para el tanque sedimentador a escala real.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Prueba de jarras

Esta prueba permite simular el proceso de coagulación – floculación, y de ella se obtienen parámetros de diseño importantes como el número de Camp, que relaciona la cantidad de energía (gradiente de mezcla) y el tiempo de retención para la formación de flóculos sedimentables.

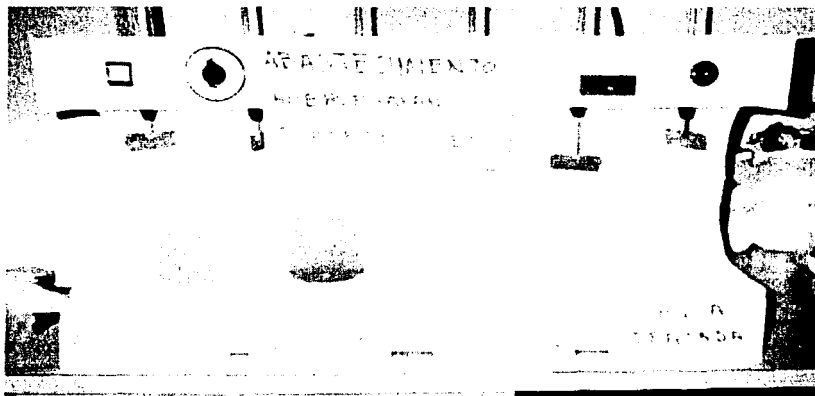
También es utilizada para la selección del tipo y dosis de coagulantes en las plantas de tratamiento y consiste en adicionar diferentes cantidades de coagulantes y productos auxiliares a muestras de agua cruda o previamente sedimentada con volumen estándar de 200 mililitros, luego se somete a estas muestras a dos fases de agitación en un aparato acondicionado con paletas que se introducen en el agua y producen un movimiento de rotación. La primera fase dura entre 1 y 3 minutos con velocidad de agitación rápida (p.e. 95 rpm) y la segunda fase dura entre 3 y 15 minutos con velocidad de agitación lenta (p.e. 50 rpm). Las dosis por determinar son: dosis mínima de coagulante y dosis óptima de coagulante, las cuales se definen como:

- Dosis mínima de coagulante.

Es la concentración de coagulante a la cual se forman flóculos en el agua de la muestra después de las dos fases de agitación.

- Dosis óptima de coagulante.

Es la concentración en la que se logra una mayor remoción de sólidos en una muestra. Los parámetros que comúnmente se emplean para evidenciar la remoción de sólidos suspendidos son: Demanda Química de Oxígeno (DQO) y Turbiedad.



Prueba de jarras

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Metodología y resultados :

- Ingeniería básica. Para la muestra M-0:

Determinación de la dosis mínima de coagulante.

Se realizaron pruebas presuntivas por separado con cal, sulfato de aluminio al 1%, al 5% y al 10%, Vastraff 563 y Vastraff 552 (polímeros utilizados como coagulantes), en muestras de agua sin sedimentar y sedimentadas durante 90 minutos. Se determinó la dosis mínima para cada caso, sometiénolas a una primera fase de agitación rápida durante 1-3 minutos a 95 rpm y posteriormente a una fase de agitación lenta durante 3-15 minutos a 50 rpm , adicionando el coagulante en incrementos de una unidad hasta la primer evidencia de la formación de flóculos.

Se buscó en los resultados de las pruebas, que la cantidad de coagulante diera como resultado un pH (potencial hidrógeno) cercano al neutro, entre 6 y 9 unidades. La prueba que definió la dosis mínima consistió en la adición a una muestra estándar sedimentada de 1 ml de sulfato de aluminio al 1% con 3 minutos de agitación rápida y 15 minutos de agitación lenta, obteniéndose un pH final de 4.4. Al adicionar cal en incrementos de 1.0 mg y agitación similar, se encontró que con 5.5 mg de este producto el pH final de la muestra fue de 6.7 unidades. Finalmente se adicionó el Vastraff 552, observándose la ruptura de los flóculos formados, enturbiándose la muestra y adquiriendo un aspecto lechoso, razón por la cual se eliminó el uso de ese polielectrolito.

Dosis mínima de coagulante para 1 litro de muestra:

| | |
|----------------------|---------|
| Sulfato de aluminio: | 5.0 ml |
| Cal: | 27.5 mg |

Determinación de la dosis óptima de coagulante.

Considerando la prueba anterior, se colocaron 6 muestras de agua de 1 litro cada una para la determinación de la dosis óptima de coagulante. En cada muestra se adicionó una cantidad de sulfato de aluminio al 1% y cal para lograr concentraciones que variaron entre el 25% y el 150% de la dosis mínima determinada.

Después de la adición de sulfato y cal, cada muestra se mezcló durante 3 minutos a 80 rpm, después durante 15 minutos a 35 rpm. Una vez formado el flóculo se midió tiempo de sedimentación y se midieron los volúmenes de lodos.

Al líquido sobrenadante de las 6 muestras se le determinó pH, sólidos sedimentables (Sse), turbiedad, sulfatos y DQO. Finalmente, a la muestra que resultó con menor DQO se le realizó una caracterización final.

La obtención de la dosis óptima se ilustra en la siguiente tabla:

Tabla II.13

| Sulfato de aluminio $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ [ml] | % de la dosis mínima | Cal [mg] | DQO [mg/l] | Remoción % |
|--|-------------------------|-------------|---------------|---------------|
| 1.25 | 25 | 6.9 | 12.0 | 84.8 |
| 2.50 | 50 | 13.8 | 8.0 | 89.9 |
| 3.75 | 75 | 20.6 | 16.0 | 79.7 |
| 5.0 | 100 | 27.5 | 16.0 | 79.7 |
| 6.25 | 125 | 34.4 | 16.0 | 79.7 |
| 7.50 | 150 | 41.3 | 73.0 | 7.6 |

Dosis óptima de coagulante para 1 litro de muestra:

Sulfato de aluminio: 2.5 ml
Cal: 13.8 mg

- Proyecto ejecutivo

Siguiendo una metodología similar, se determinaron la dosis mínima y la dosis óptima de coagulante para muestras tomadas en la etapa inicial del proyecto ejecutivo, llegándose a las siguientes conclusiones:

El agua probada no requiere de hidróxido de calcio, pues la alcalinidad fue suficiente para reaccionar con las dosis de sulfato de aluminio empleadas en el laboratorio.

La dosis óptima de sulfato de aluminio, para las muestras analizadas es variable de acuerdo con la turbiedad del agua, en un rango de 20 a 40 mg/l.

La dosis óptima de polielectrolito (polímero) para algunos casos en que se requiere agregar coagulante es de 0.5 mg/l, y en otros casos no se requiere.

Debido a la calidad variable del agua por tratar, solo es posible obtener un rango de parámetros de diseño. La operación de la planta se convertirá en un proceso dinámico y continuo de obtención de muestras y elaboración de pruebas de tratabilidad, además de las muchas opciones que pueden presentarse en el orden del tren de tratamiento, tema que se tratará en capítulos posteriores. Como ejemplo, en el caso de operar la planta por el proceso de filtración directa (mezcla rápida – filtros) en época de estiaje, la dosis de diseño para sulfato de aluminio podría reducirse considerablemente e incluso eliminarse.

Prueba de filtración

Existen estudios al nivel experimental, en los cuales se han construido filtros a escala paralelos a las unidades de filtración de plantas potabilizadoras en operación. El objetivo de muchos de estos, ha sido el evaluar la eficiencia de diferentes medios filtrantes (arena, antracita, carbón activado) y sus diferentes combinaciones ante los cambios estacionales en la calidad del agua, observándose la ventaja de la filtración directa en agua con turbiedades menores de 40 UTN, comunes en fuentes superficiales en época de estiaje, donde el ahorro económico resulta evidente al emplearse bajas dosis de productos químicos. Aunque es muy recomendable, no es práctica común el realizar este tipo de pruebas en las etapas de proyecto, por lo que es válido tomar en cuenta experiencias de

plantas operando que sean similares a la que se va a construir.

Una prueba más sencilla de filtración, después de sedimentar las muestras en la prueba de jarras, consiste en simular el proceso por medio de un filtro Whatlthman, lo que equivale a filtrar adecuadamente mediante un filtro rápido, por lo que se empleó en este proyecto para fines de comparación con los resultados que podrían obtenerse de pruebas en filtros piloto.

Prueba de desinfección

A una muestra sedimentada y filtrada después de la prueba de jarras, se le agregaron 2 mg/l cloro y se le determinó la concentración de cloro libre residual a intervalos de tiempo como se ilustra en la siguiente tabla:

Tabla II.14

| Tiempo en horas | Cloro residual mg/l |
|-----------------|------------------------|
| 0.17 | 0.95 |
| 0.5 | 0.78 |
| 1 | 0.65 |
| 13 | 0.33 |
| 17 | 0.25 |
| 23 | 0.1 |

De la tabla II.14 se puede deducir que la dosis de cloro aplicada es aceptable, pues la concentración de cloro residual recomendado en el último extremo de la red de distribución es de 0.2 mg/l , lo que se cumple para la muestra analizada aún después de 17 horas.

Es importante señalar que este tipo de prueba nos permite conocer sólo una dosis aproximada (con fines de diseño de espacios dentro de la planta potabilizadora y para evaluar costos de operación) que garantiza la desinfección para las condiciones particulares de la muestra. Este tipo de prueba y otras más complejas deben realizarse continuamente durante la operación de la planta potabilizadora. En el capítulo siguiente se detallará el proceso de desinfección con cloro y la determinación de la dosis mínima a partir del punto de quiebre o punto de inflexión de la gráfica que resulta de la relación cloro residual contra cloro adicionado.

De los estudios de calidad del agua y de las pruebas de tratabilidad se puede concluir que, si bien es necesario incrementar el grado de tratamiento, resulta evidente la necesidad de proyectar un sistema flexible que se pueda adaptar a las condiciones variables de calidad del agua del influente. En este sentido se propuso un tren de tratamiento convencional con opción a filtración directa en época de estiaje, o cuando las condiciones de turbiedad del influente lo permitan. Este procedimiento permitirá el ahorro de productos químicos utilizados en la coagulación - floculación y facilitará las operaciones de mantenimiento de las diferentes unidades que componen al sistema.

III.- OPERACIONES Y PROCESOS PARA LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA

Una vez que se ha dado justificación al proyecto ejecutivo de la planta potabilizadora, se describen las principales características de cada uno de los procesos por los que pasará el agua para su potabilización. En lo concerniente a la filtración, se presentan varios tipos de filtros además del tipo seleccionado para el proyecto (filtros rápidos).

Las operaciones unitarias en la potabilización del agua son las acciones o mecanismos mediante los cuales las sustancias no deseadas contenidas en el flujo de entrada se separan o se transforman en sustancias aceptables, o ambas cosas. La ingeniería química aplica el término *operaciones unitarias* a los procedimientos en los que los cambios producidos son esencialmente físicos. Sin embargo, en la terminología técnica de la ingeniería sanitaria se ha adoptado el término *procesos* tanto para los mecanismos de carácter químico y biológico como para los que involucran solo cambios físicos. Son ejemplos de operaciones unitarias: la transferencia de gases en el proceso de aireación; la transferencia de iones en los procesos de coagulación y precipitación química, intercambio iónico y adsorción; la transferencia de sólidos en los procesos de cribado, sedimentación y filtración; la transferencia molecular o de nutrientes en los procesos de filtración lenta; la desinfección del agua en el proceso de cloración; y la concentración y estabilización de sólidos en los procesos de tratamiento de lodos producto de la sedimentación y del lavado de los filtros.

La elección de los procesos para el diseño de un tren de tratamiento para la potabilización del agua atiende a diversos aspectos, principalmente relacionados con su calidad y con sus características químicas.

Cuando las características del agua sometida a las pruebas de laboratorio hacen suponer que la mayor parte de las partículas que se encuentran en ella son de tipo coloidal o se encuentran en solución, se requerirá un tratamiento mediante filtración rápida para su

remoción. Las plantas de este tipo están básicamente constituidas por las unidades de: mezcla rápida, floculadores, sedimentadores y filtros. Si la turbiedad en el agua debida a sólidos sedimentables por medios físicos es considerable, podría ser necesario también un presedimentador y de acuerdo a la concentración máxima de materia orgánica, también precloración. En la medida en que el agua presente más parámetros problema, se añadirán los procesos necesarios para purificarla. Algunos autores publican tablas con criterios para seleccionar el grado de tratamiento en función de la calidad del influente que se espera en la planta, como la que se muestra a continuación.

| CARACTERÍSTICAS DEL INFLUENTE | | | ALTERNATIVAS |
|--|----------------------------|---|--|
| 90% DEL TIEMPO | 80% DEL TIEMPO | ESPORÁDICAMENTE | |
| To < 1,000 UTN Co < 150 UC C.F. < 600/100ml | To < 300 UTN Co < 70 UC | Si To max > 15,000 UTN, Añadir presedimentador. Si C.F. > 600/100 ml, añadir precloración. | Filtración rápida completa: mezcla rápida, floculación, sedimentación y filtración rápida. |
| To < 30 UTN Co < 40 UC Algas < 100 mg/m3 CF < 500/100 ml | To < 20 UTN | To max. < 50 UTN | Filtración directa descendente: mezcla rápida y filtración descendente. |
| To < 100 UTN Co < 60 UC | To < 50 UTN | To max. < 200 UTN Co max. < 100 UC | Filtración directa ascendente: mezcla rápida y filtración ascendente. |
| To < 250 UTN Co < 60 UC | To < 150 UTN | To max. < 400 UTN Co max. < 100 UC | Filtración directa ascendente - descendente |
| (To= turbiedad del agua cruda, Co= color en el agua cruda, C.F.= coliformes fecales) UTN = unidades de turbiedad nefelométricas, UC = unidades de color escala Pt-Co. | | | |

Tabla III.1 - Alternativas de tratamiento con filtración⁽¹⁾

Para seleccionar la alternativa que más se adapte a la calidad de la fuente, es necesario estudiar las variaciones de los principales parámetros de calidad problema, durante por lo menos un año. Para efectuar este análisis, se recomienda elaborar histogramas de turbiedad, color y coliformes fecales, principalmente.

Basándose en los resultados históricos y las pruebas de calidad del agua efectuadas a las aguas del río Huehueyapan que son captadas en La Marina, se resolvió el diseñar una planta potabilizadora que pueda funcionar con filtración directa en época de estiaje, cuando se presentan turbiedades menores a 20 UTN a la salida de los presedimentadores, y como filtración rápida completa para el período de lluvias, cuando se presentan incrementos importantes de turbiedad.

III.1 PRESEDIMENTACIÓN

Cuando las aguas de fuentes superficiales llevan una alta carga de sólidos, y no es posible retenerlos en su mayoría mediante adecuaciones a las obras de captación, es recomendable construir tanques donde se permita la sedimentación de los sólidos más pesados, para permitir que en la planta potabilizadora se trate con un agua con valores de turbiedad homogéneos y de origen coloidal, evitando así el sobredimensionamiento de las unidades que componen el tren de tratamiento.

Para determinar la conveniencia de considerar el diseño de este tipo de unidades, debe efectuarse una prueba de laboratorio que permita determinar la eficiencia en la remoción de sólidos totales y la velocidad de sedimentación. Esta prueba consiste en un ensayo de sedimentación natural. Se coloca una muestra de agua representativa de la turbiedad mas alta de la época de lluvias en un recipiente y se toman muestras cada 15 minutos, durante la primera hora y luego cada hora.

En la mayor parte de los casos, las partículas en exceso que arrastran los ríos durante las lluvias, son grandes y sedimentan rápidamente durante la primera hora. La curva que resulta de la prueba de sedimentación natural para la muestra M-0 en la etapa de ingeniería básica indica que en 90 minutos la turbiedad se redujo en 87.7 %, lo que representa un tiempo de retención corto, por lo que el volumen actual de los presedimentadores está excedido y puede funcionar con muy buena eficiencia para remover los sólidos sedimentables y dejar pasar solamente la turbiedad de origen coloidal a los siguientes procesos, permitiendo el ahorro de productos químicos en la planta y reduciendo los costos de operación.

La unidad de presedimentación existente es de tipo convencional, compuesta por tres módulos rectangulares de concreto reforzado de 45 m de largo por 8.40 m de ancho por 2.33 m de profundidad promedio cada uno, con capacidad total de 2650 m³.

III.2 DOSIFICACIÓN DE REACTIVOS Y MEZCLA

Dosificación de reactivos

En la potabilización del agua se requiere remover las partículas indeseables en suspensión o disueltas y mejorar sus características biológicas, físicas y químicas. Para ello se emplean sustancias que facilitan la remoción o reaccionan con los compuestos presentes en el agua, generando un nuevo producto más sencillo de ser eliminado. Estas sustancias o reactivos son utilizadas con una o varias de las siguientes finalidades:

- Remoción de partículas en suspensión, obtenida mediante productos capaces de coagular coloides y formar flóculos de gran capacidad de adsorción. Los coagulantes más utilizados para la potabilización son: sulfato de aluminio, sulfato ferroso, sulfato férrico, clorato férrico, aluminato de sodio, entre otros, y como auxiliares de la coagulación: bentonita, carbonato de calcio, silicato de sodio y gas carbónico.
- Ajustes de pH en el agua, mediante el uso de álcalis o ácidos. Las sustancias más utilizadas son: cal hidratada, carbonato de calcio, carbonato de sodio, hidróxido de sodio, ácido sulfúrico.

- Remoción de sales de calcio y magnesio en exceso, formando compuestos insolubles.
- Control de problemas de olor y sabor, ya que la materia productora de éstos es adsorbida por algunas sustancias como el cloro.
- Remoción y control de desarrollo de microorganismos mediante el empleo de desinfectantes.

También se utilizan productos para control de corrosión, para ablandamiento, para control y remoción de color y olor, y para fluorización.

En general, se preparan soluciones con los productos que se vayan a utilizar en los diferentes procesos para la potabilización del agua, y se utilizan equipos dosificadores de patente adecuados para cada sustancia, ya sea que se inyecten en una tubería o se agreguen en un canal abierto. Cuando no se requiere un cuidado muy especial en las dosis de solución por adicionar, se pueden fabricar dispositivos más sencillos que resultan muy económicos, como dosificadores de orificio regulable, que actúan con carga hidráulica y no requieren una instalación compleja.

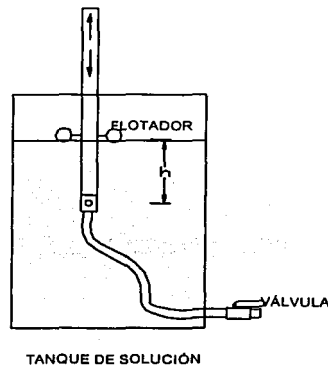


Fig. III.1 - Dosificador de orificio regulable

Mezcla rápida de coagulantes

Las unidades de mezcla rápida son generalmente el primer proceso del tren de potabilización y son el lugar donde se inicia el proceso de coagulación. El coagulante entra en contacto con la masa de agua en forma continua y homogénea en una mezcla instantánea. La eficiencia del proceso depende básicamente de la relación entre los mecanismos de coagulación predominantes, los parámetros de mezcla rápida y las condiciones químicas de la dosificación. Sin embargo, la complejidad del estudio del flujo turbulento en el que tiene lugar la mezcla, y la dificultad de medir y calcular los tiempos tan cortos de retención en estas unidades han hecho de su diseño una tarea de carácter más bien empírico, aun cuando la teoría se ha desarrollado aceleradamente en las últimas décadas.

En el diseño de las unidades de mezcla rápida juega un papel muy importante el conocimiento del proceso de coagulación – floculación, con especial atención a los mecanismos de coagulación, esto es, la forma en que reacciona el coagulante al contacto instantáneo con las partículas suspendidas y coloides. Estos mecanismos son: adsorción de las moléculas de solución en el coloide y desestabilización; y coagulación por barrido donde el coloide es atrapado por las moléculas de solución.

Las reacciones observadas en el fenómeno de adsorción – desestabilización ocurren en intervalos de tiempo muy cortos, siempre menores a un segundo. Por otro lado, el fenómeno de coagulación por barrido es relativamente lento, teniendo lugar en intervalos de 1 a 7 segundos.

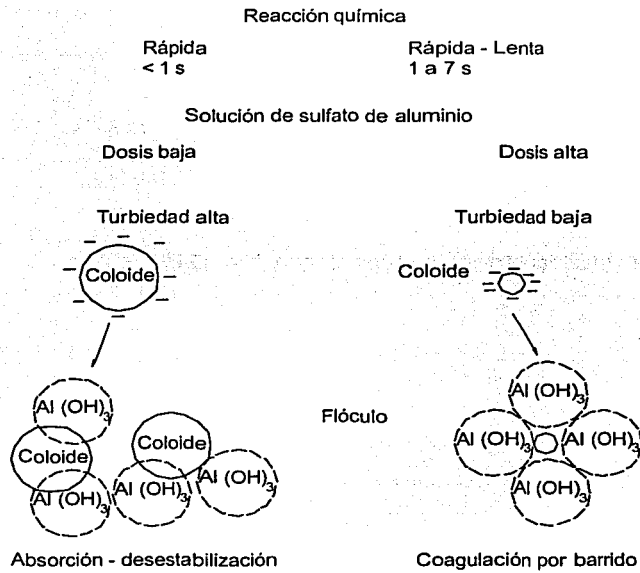


Fig. III.2 - Mecanismos de coagulación ⁽⁹⁾

Aunque no es una regla general, si en el agua del influente se presentan valores de turbiedad altos, se requerirán dosis pequeñas de coagulante y el mecanismo de coagulación predominante será el de adsorción – desestabilización. En cambio, el mecanismo de coagulación por barrido será el predominante en aguas con poca turbiedad que requieran mayores dosis de coagulante.

Se ha demostrado que los parámetros de mezcla: gradiente de velocidad (G) y tiempo de retención (T), son importantes para optimizar el proceso cuando el mecanismo de coagulación predominante es el de adsorción; por otro lado, si el mecanismo de coagulación es el de barrido, los parámetros de mezcla son indiferentes. Para la coagulación por barrido, son más importantes las condiciones químicas para la rápida precipitación de los hidróxidos amorfos.

La ecuación de uso generalizado para el cálculo del gradiente de velocidad (G), en función de la potencia de mezclado para mezcladores mecánicos fue dada por Camp y Stein:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

donde:

G, gradiente de velocidad en s^{-1}
 P, potencia disipada en el agua en $kg\ m / s$
 V, volumen donde se realiza la mezcla en m^3
 μ , viscosidad dinámica del agua en $kg\ s / m^2$
 $\mu = 1.14 \times 10^{-4}\ kg\ s / m^2$ a $15^\circ\ C$.

y para el caso de mezcladores hidráulicos, donde $P = \gamma Q H$, y $Q = \frac{V}{T}$:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma H}{\mu T}}$$

donde:

Q, gasto o caudal en m^3 / s
 γ , peso específico del agua en kg / m^3
 H, pérdida de energía debida a la fricción en m
 T, tiempo de retención en s

Aunque el parámetro G es considerado por algunos autores como simplista e inadecuado para el diseño de unidades de mezclado, sirve como punto de partida para el mismo. Además estas unidades solo son un complemento que precede a las unidades donde tendrá lugar el resto del fenómeno de coagulación y la floculación. Para cada tipo de mezclador utilizado en la práctica existen tablas que relacionan el tiempo de contacto con los gradientes de velocidad óptimos para un buen mezclado (Número de Camp, GT).

Letterman propuso una relación entre la dosis óptima de sulfato de aluminio como coagulante en la prueba de jarras, y el producto del gradiente por el tiempo de contacto:

$$G T_o C^{1.46} = 5.9 \times 10^6$$

donde:

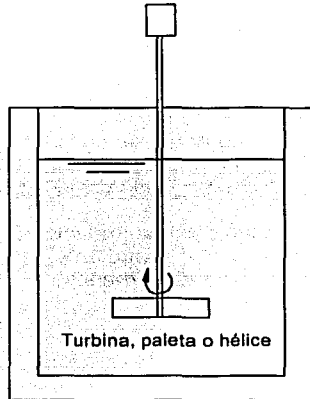
T_o , tiempo óptimo de mezcla rápida en segundos.
 C , dosis de sulfato de aluminio en mg/l

Es importante señalar que la ecuación anterior no ha sido demostrada para diferentes condiciones de coagulación. Fue desarrollada para coagulación con sulfato de aluminio, de suspensiones coloidales de carbón activado; y sirve como criterio adicional en el diseño de mezcladores rápidos.

Mezcladores mecánicos

Comúnmente se proyectan tanques de sección circular o cuadrada donde la fuerza de mezclado es proporcionada por elementos como hélices, paletas, turbinas u otros elementos similares acoplados a un motor por medio de un eje de rotación o flecha. Las velocidades de rotación son altas, lo que propicia la mezcla instantánea y uniforme del coagulante.

Para lograr la máxima eficiencia en este tipo de mezcladores debe evitarse la formación de vórtices en los tanques pues causa una reducción en la diferencia entre la velocidad del fluido y la del impulsor (menor gradiente de velocidad). Con el propósito de evitar esta situación, en ocasiones es recomendable desplazar el impulsor del eje central del tanque, o bien inclinarlo con respecto de la vertical.



Tanque cilíndrico o rectangular

Fig. III.3 - Mezclador mecánico típico

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Mezcladores rápidos de tipo hidráulico

Este tipo de mezcladores se emplean favorablemente cuando se dispone de suficiente carga de energía, la cual es disipada por la turbulencia, resultando más económicos al no existir necesidad de mantenimiento especial ni consumo de energía eléctrica para su operación. Las unidades de mezcla rápida más utilizadas son las del tipo de salto hidráulico, como el canal Parshall, el canal con cambio de pendiente o "rampa" y vertederos rectangulares o triangulares. También se emplean tubos Venturi, dispersores de tubos perforados y tanques con mamparas o baffles.

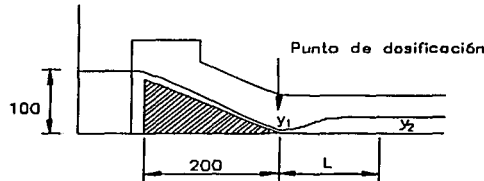


Fig. III.4 - Rampa y salto hidráulico para mezcla rápida

Canal Parshall para la potabilizadora de Coatepec

Debido a las condiciones particulares del proyecto: gasto o caudal, disponibilidad de carga hidráulica y espacios físicos, se optó por el diseño de un canal Parshall. Se respetaron las dimensiones indicadas para ancho de garganta en las tablas estandarizadas de Parshall. Se incluyó un pozo de medición para medir los tirantes correspondientes a cada gasto o caudal. Se tomaron en cuenta las condiciones hidráulicas tales que en el rango de operación de la planta se procure que el salto no se desplace fuera de la garganta, esto es, haciendo coincidir en lo posible las líneas de flujo de esta unidad con las del nivel máximo de operación del floculador.

Una de las mayores ventajas de este tipo de unidad, es el cumplimiento de la doble función de mezclador y medidor de gasto. En contraparte, sus principales restricciones radican en una baja en eficiencia para gastos menores a 100 litros por segundo, y la dificultad de estabilizar la posición del salto hidráulico en estas condiciones.

Este tipo de mezclador es especialmente recomendable para aguas que coagulan por el mecanismo de adsorción, dado que produce gradientes de velocidad altos y tiempos de retención muy cortos, del orden de 1 segundo o menos.

A = 1372
 a = 914
 B = 1343
 C = 610
 D = 845
 E = 914
 F = 610
 G = 914
 K = 76
 M = 381
 N = 229
 P = 1492
 R = 508
 X = 51
 Y = 76

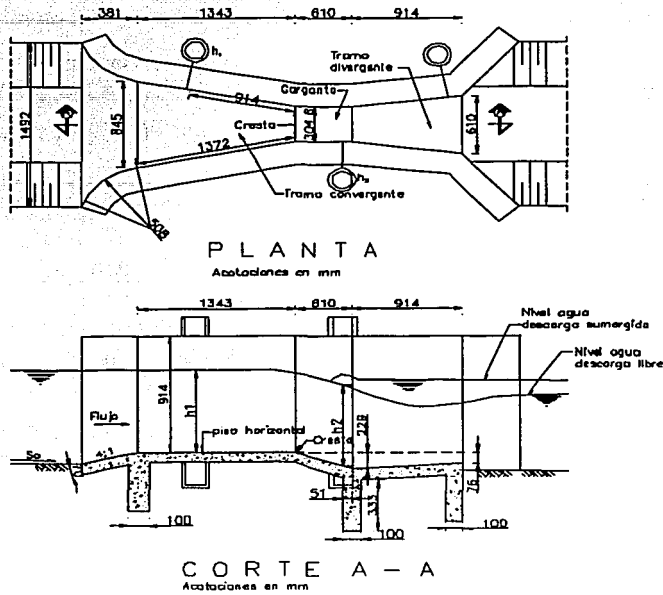
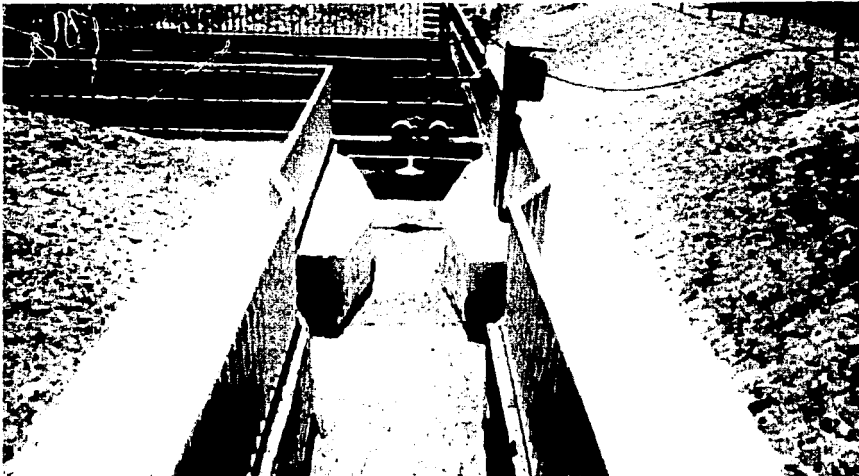


Fig. III.5 - Detalle de canal Parshall para medición de flujo y mezcla rápida



Canal Parshall

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Como criterios de diseño para este tipo de unidades debe considerarse:

- Seleccionar una canaleta de acuerdo al caudal de la planta y comprobar como trabajaría como mezclador.
- Comprobar que se obtiene un Número de Froude de 2 a 3, para que el salto sea relativamente estable.
- Comprobar que el salto produce un gradiente de velocidad mayor de 700 y menor de 1200 s^{-1} .
- Comprobar que se obtengan tiempos de retención instantáneos.

Para su operación y mantenimiento:

- La aplicación del coagulante debe ubicarse en el punto donde se esta generando el salto.
- Debe vigilarse que los orificios del difusor no se obstruyan y que el coagulante se distribuya uniformemente a todo lo ancho del salto.

III.3 COAGULACIÓN - FLOCULACIÓN

El proceso de coagulación – floculación se emplea para extraer del agua los sólidos suspendidos que no fueron removidos de forma natural en el presedimentador. El éxito de la clarificación del agua, el espesamiento y desecado del lodo depende de una correcta aplicación de las teorías de coagulación y floculación.

Coloides en agua

El agua cruda contiene sólidos suspendidos de distintas características en cuanto a su facilidad para sedimentar naturalmente en estado de reposo. Parte de éstos pueden ser coloidales, es decir, partículas cuyo tamaño es inferior a 10 micras. Por otro lado, las partículas mayores a 100 micras son consideradas como sólidos sedimentables, aptos para ser removidos por medio de sedimentación natural. Otras partículas de tamaño intermedio como pueden ser las arenas muy finas, limo y organismos microscópicos tales como bacterias y virus, también ofrecen dificultades para ser removidos por un proceso de sedimentación simple, y aún pueden escapar al proceso de coagulación – floculación.

Las especies coloidales en el agua incluyen arcillas, sílice, hierro y otros metales pesados, color y sólidos orgánicos, como los residuos de organismos muertos. El aceite en el agua es con frecuencia coloidal. Todas estas partículas no se sedimentan en reposo y no pueden removerse por procesos de tratamiento físicos convencionales.

Los coloides presentes en el agua pueden ser hidrofóbicos o hidrofílicos. Los coloides hidrofóbicos (p.e. arcillas) no poseen afinidad por el medio líquido y son de escasa estabilidad en presencia de electrolitos, y por tanto, son susceptibles de una coagulación rápida. Los coloides hidrofílicos, como las proteínas, muestran una marcada afinidad por el agua, por lo que el agua absorbida retarda la coagulación y frecuentemente requieren tratamiento especial para lograr una coagulación efectiva.

Fuerzas coloidales

Para definir al sistema coloidal es necesario conocer la naturaleza y magnitud de la carga eléctrica de las partículas la cual determina que tan cerca pueden aproximarse otras partículas coloidales (fuerza de Van der Waals) y puede ser cuantificada midiendo el potencial "z", definido como la medida del potencial eléctrico neto que existe entre la interfase de una partícula coloidal y el medio circundante. El potencial "z" es proporcional a la fuerza y distancia sobre la cual se ejerce.

Influencia del pH

Los coloides en aguas naturales con un pH de 5 a 8 unidades, presentan un potencial zeta entre -14 y -30 milivoltios; cuanto más negativo sea el número, mayor será la carga de la partícula. A medida que disminuye el valor absoluto del potencial "z", las partículas pueden aproximarse más aumentando la posibilidad de una colisión. En un rango de pH entre 6 a 8 unidades, los coagulantes proporcionan las cargas positivas para reducir la magnitud del potencial "z". La coagulación se presenta comúnmente a un potencial "z" que es aún ligeramente negativo, de manera que por lo general no se requiere que la carga sea neutralizada por completo. Si se añade demasiado coagulante, la superficie de la partícula se cargará positivamente y las partículas volverán a dispersarse; de ahí la importancia de una estimación confiable de una dosis óptima en la prueba de jarras.

Las medidas del potencial "z" se han empleado con éxito para controlar las dosis de coagulantes en las plantas de tratamiento, sin embargo las lecturas por sí solas no son confiables para seleccionar el mejor coagulante y los resultados obtenidos en las pruebas de jarras continúan siendo los mejores para su selección.

Mezclado

Para complementar la adición del coagulante se requiere el mezclado para desequilibrar la estabilidad del sistema coloidal. Para que las partículas se aglomeren deben chocar y el mezclado promueve la colisión. Un mezclado de gran intensidad que distribuya el coagulante y promueva colisiones rápidas resulta efectivo. También son importantes en la coagulación la frecuencia y el número de colisiones entre las partículas. En aguas de turbiedad baja, puede requerirse la adición de sólidos, como la arcilla, o el reciclado de sólidos previamente sedimentados, para aumentar el número de colisiones, pero obviamente no resulta económico frente a otras posibilidades de tratamiento como la filtración directa.

Teoría del proceso

Se dice que una partícula coloidal que se encuentra estabilizada por cargas eléctricas negativas sobre su superficie, hace que repela a partículas vecinas, como se repelen dos polos magnéticos. Esta característica impide que las partículas choquen y que formen así masas mayores llamadas flóculos y por lo tanto se puedan sedimentar.

La coagulación desestabiliza a los coloides al neutralizar las fuerzas que los mantienen separados; esto se logra, por lo general, añadiendo coagulantes químicos y aplicando energía de mezclado. Los coagulantes de uso común son la cal (hidróxido de calcio), las sales de aluminio, las sales de hierro y los polielectrolitos tanto catiónicos como aniónicos.

Estos coagulantes cancelan las cargas eléctricas sobre la superficie del coloide, permitiendo que las partículas se aglomeren formando flocúlos. Estos flocúlos, inicialmente pequeños, crean al juntarse aglomerados mayores que son capaces de sedimentarse y/o filtrarse. Este proceso de desestabilización se denomina *coagulación* y la etapa de formación de masas de mayor tamaño (flocúlos) se conoce como *floculación*.

La desestabilización más efectiva resulta del contacto de las partículas coloidales con pequeños microflocúlos de hidróxidos cargados positivamente. Estos microflocúlos se generan en menos de 0.1 segundos, por lo que es deseable un mezclado intensivo por un corto periodo de tiempo.

Después de la desestabilización se permite la floculación para que el flocúlo crezca en tamaño, lográndose con una agitación lenta durante 20 a 30 minutos.

La desestabilización puede complementarse por la adición de polímeros catiónicos, los cuales llevan al sistema a un punto isoeléctrico (neutralidad de cargas) sin un cambio en el pH. A pesar de que los polímeros son 10 a 15 veces más efectivos que el aluminio como coagulante, también resultan considerablemente más caros.

Diseño de floculadores

El proceso físico de la floculación tendrá lugar en un tanque floculador, con características similares a los tanques donde se realiza la mezcla rápida, pero de dimensiones mayores y con gradientes de velocidad menores.

La intensidad de los gradientes de velocidad controlará el grado de floculación producido. El número de colisiones entre partículas es directamente proporcional al gradiente de velocidad. Se puede determinar la potencia introducida al agua, necesaria para obtener un grado particular de floculación, según un gradiente de velocidad específico. El período de floculación debe ser inmediato al de mezcla rápida; en algunas aguas, períodos largos tienden a aumentar la rotura del flocúlo y producir características pobres de sedimentación; por el contrario, períodos cortos pueden no ser suficientes para una formación completa del flocúlo.

Al igual que en los mezcladores, la agitación del agua en los floculadores puede realizarse mediante energía hidráulica o mecánica.

Los floculadores hidráulicos pueden ser de flujo horizontal o de flujo vertical. El floculador de flujo horizontal consiste en un tanque de concreto dividido por tabiques, mamparas o pantallas de concreto u otro material, dispuestos en tal forma que el agua haga un recorrido del laberinto alrededor de los extremos libres de los tabiques. En el floculador de flujo vertical el agua fluye hacia arriba y hacia abajo, por encima y por debajo de los tabiques, pantallas o mamparas que dividen el tanque.

En general, los floculadores hidráulicos con una velocidad de flujo apropiada y un número adecuado de mamparas para asegurar suficientes curvas, proveen una floculación efectiva. Aunque los floculadores hidráulicos tienen ventajas económicas por la sencillez de construcción, operación y mantenimiento, requieren mayor espacio para su implementación y mayor carga hidráulica.

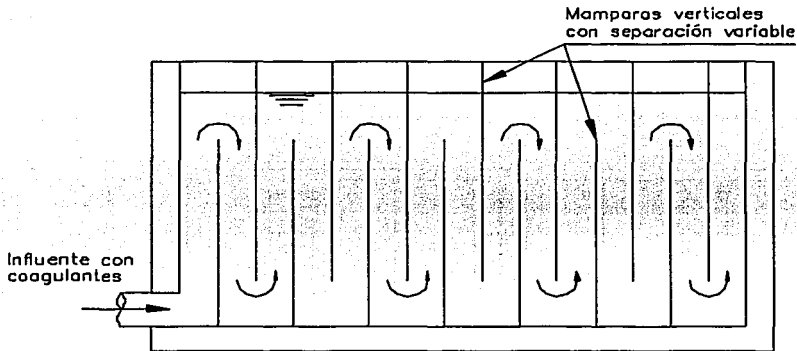


Fig. III.6 - Floculador hidráulico de flujo vertical (corte)



Floculador de paletas con eje horizontal

En los floculadores mecánicos se introduce potencia al agua para asegurar una mezcla lenta mediante agitadores mecánicos. El tipo de agitador mecánico más usado es el de paletas, ya sean de eje horizontal o vertical, las cuales imparten un movimiento rotatorio al agua así como cierta turbulencia interna. También existen impulsores de turbina y de flujo axial. Como el gradiente de velocidad o grado de mezcla óptimo es variable de acuerdo con la calidad del agua, es recomendable utilizar motores de velocidad variable para mover a los impulsores o paletas.

Como puede intuirse, el parámetro que rige la selección de la potencia de mezclado es el gradiente de velocidad (G).

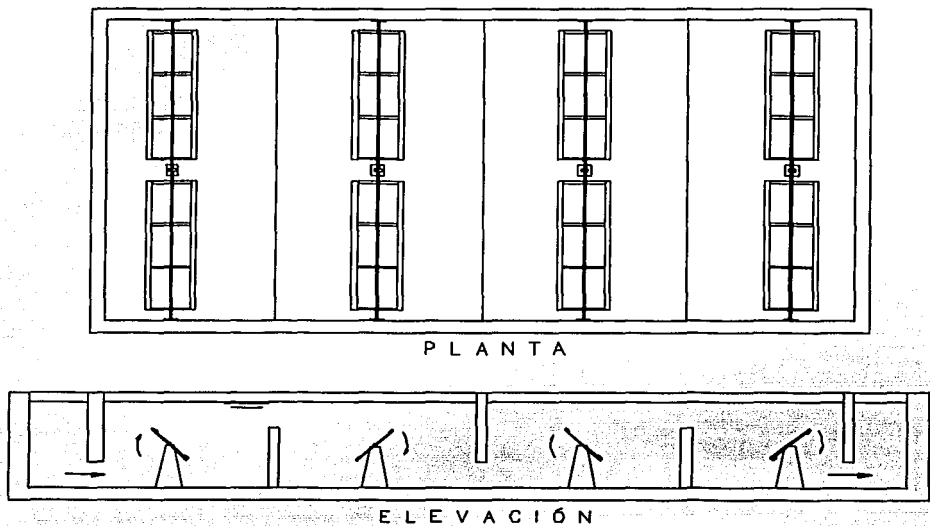


Fig. III. 7 - Floculador de paletas de eje horizontal

Existen diversos criterios para el diseño funcional e hidráulico tanto para los floculadores hidráulicos como para los floculadores mecánicos, en general:

Para floculadores hidráulicos:

| | |
|---|-----------------------------------|
| Gradiente de velocidad (G) | 5 – 100 s ⁻¹ |
| Tiempo de retención (T) | 20 - 45 min |
| Velocidad de flujo (v) | 0.1 – 0.9 m/s |
| Separación mínima entre mamparas (s) | 0.45 m |
| Distancia de las mamparas a la pared del tanque (d) | 1.5 s pero siempre mayor a 0.60 m |

Tabla III.2 ⁽⁵⁾

Para floculadores mecánicos:

| | |
|--|-------------------------|
| Gradiente de velocidad (G) | 5 – 100 s ⁻¹ |
| Tiempo de retención (T) | 20 – 45 min |
| Velocidad de las paletas (v _p) | 0.03 - 0.90 m/s |
| Velocidad angular de las paletas (ω _p) | 1 – 8 rpm |

Tabla III.3 ⁽⁵⁾

Floculadores mecánicos para la potabilizadora de Coatepec

Se prefirieron los floculadores de tipo mecánico para la potabilizadora de Coatepec, debido a las restricciones de carga hidráulica disponible y a la topografía plana del sitio elegido para su construcción. Y dentro de los floculadores mecánicos, se eligió el de paletas de eje vertical por adaptarse mejor al conjunto de procesos y por las disposiciones de espacio dentro del área del terreno.

Se diseñaron unidades duales (con dos cámaras o tanques floculadores) con agitadores de paletas de eje vertical. El tiempo de retención total en cada unidad fue de 20 minutos, con gradientes de velocidad con disminución gradual de 60 a 30 s⁻¹ y velocidades de rotación de 3 a 4 rpm. La potencia de los motores varía de 0.25 HP a 1 HP.

III.4 SEDIMENTACIÓN

Es el proceso en el que las partículas suspendidas que tienen una mayor densidad que el agua se precipitan por gravedad hacia el fondo de los tanques para ser removidas. La sedimentación en las plantas potabilizadoras puede situarse al principio del tren de tratamiento para reducir la carga de sólidos que pueden sedimentarse con mayor facilidad (presedimentación o sedimentación simple); y también después de la coagulación – floculación para remover las partículas producidas en los tanques floculadores. La sedimentación de las partículas floculentas precede a la filtración rápida, aunque es posible excluirla si las condiciones de calidad del agua cruda permiten una filtración directa.

Existen mecanismos diferentes de sedimentación, de acuerdo con la naturaleza de los sólidos suspendidos, su concentración y su grado de floculación. Estos mecanismos o tipos de sedimentación son:

Sedimentación tipo I

Se refiere a la remoción de partículas discretas, que son aquellas que no cambian su tamaño, forma ni peso cuando se sedimentan. Solo influyen las propiedades del fluido y las características de la partícula.

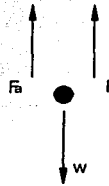


Fig. III.8 - Fuerzas que actúan en una partícula en suspensión

Las fuerzas que actúan sobre la partícula son la fuerza gravitacional neta F_n y la fuerza de arrastre F_b producida por la resistencia del fluido. La fuerza gravitacional neta es la diferencia entre el peso de la partícula W y la fuerza de flotación F_f .

$$F_n = W - F_f = (\rho_p - \rho) g V_p$$

donde:

F_n , fuerza gravitacional neta
 ρ_p , densidad de la partícula
 ρ , densidad del agua
 g , aceleración de la gravedad
 V_p , volumen de la partícula

La fuerza de arrastre F_a puede deducirse por análisis dimensional:

$$F_a = \frac{1}{2} \rho C_D A_P v_s^2$$

donde:

C_D , coeficiente de arrastre

A_P , área transversal de la partícula

v_s , velocidad de sedimentación de la partícula

La velocidad de sedimentación de la partícula se incrementa en un corto período de tiempo desde cero hasta un valor constante. Haciendo un balance de fuerzas después de que se presenta la velocidad constante de sedimentación, resulta:

$$(\rho_P - \rho) g V_P = \frac{1}{2} \rho C_D A_P v_s^2$$

despejando v_s :

$$v_s = \sqrt{\frac{2g V_P}{C_D A_P} \left(\frac{\rho_P - \rho}{\rho} \right)}$$

y para partículas esféricas con diámetro d :

$$v_s = \sqrt{\frac{4 g d}{3 C_D} \left(\frac{\rho_P - \rho}{\rho} \right)}$$

El coeficiente de arrastre, C_D , varía con el número de Reynolds, Re , y con la geometría de la partícula.

$$Re = \frac{\rho v_s d}{\mu}$$

Para partículas esféricas, se aplican las siguientes expresiones:

$$Re < 1:$$

$$C_D = \frac{24}{Re}$$

$$1 < Re < 10^3:$$

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{Re^{0.5}} + 0.34$$

$$Re > 10^3:$$

$$C_D = 0.34 \text{ a } 0.40$$

Con estas expresiones para el cálculo del coeficiente de arrastre en función del número de Reynolds, es posible obtener diferentes fórmulas para el cálculo de la velocidad de sedimentación de las partículas.

El modelo teórico del tanque de sedimentación ideal para partículas discretas se muestra en la figura.

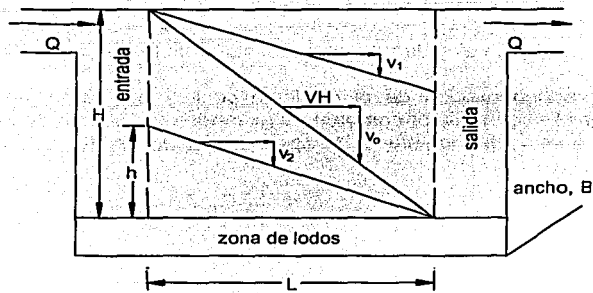


Fig. III.9 - Tanque de sedimentación ideal

H es la profundidad efectiva de la zona de sedimentación y V_H es la velocidad horizontal del agua a lo largo del tanque. El ancho del tanque es B . Las velocidades de sedimentación v_0 y v_1 , corresponden a dos diferentes partículas entrando al nivel de la superficie del tanque. La velocidad v_2 corresponde a una partícula entrando a la zona de sedimentación a una altura h , sobre la zona de lodos.

Se divide el tanque en cuatro zonas bien definidas:

- Zona de entrada. Tiene como función suministrar una transición suave entre el flujo de entrada y el flujo uniforme permanente deseado en la zona de sedimentación. En un tanque ideal de flujo horizontal, convencional, distribuye uniformemente el gasto del influente sobre toda la sección transversal del tanque para que las trayectorias del flujo sean horizontales a través de la zona de sedimentación.
- Zona de salida. En la misma forma que la zona de entrada, permite una transición suave entre la zona de sedimentación y el efluente del tanque.
- Zona de lodos. Recibe el material sedimentado, y se considera que las partículas que alcanzan esta zona pueden ser removidas efectivamente del fondo del tanque. No existe flujo ni interfiere en el funcionamiento hidráulico de la zona de sedimentación.
- Zona de sedimentación. Suministra el espacio necesario donde las partículas puedan sedimentarse libremente.

La velocidad de sedimentación de diseño es v_0 , la cual pertenece a una partícula cuya trayectoria recorre una profundidad H y una longitud L en el tiempo teórico de retención t_r , esto es:

$$t_r = \frac{V}{Q}$$

La velocidad horizontal V_H a través del tanque es:

$$V_H = \frac{Q}{BH}$$

Puesto que la partícula debe recorrer la longitud y profundidad efectivas del tanque en el tiempo t_r :

$$v_0 t_r = H$$

$$V_H t_r = L$$

entonces:

$$\frac{L}{V_H} = \frac{H}{v_0} \quad \text{y} \quad v_0 = V_H \frac{H}{L} = \frac{QH}{BL} = \frac{Q}{BL}$$

En ésta última expresión, v_0 representa la tasa de sedimentación del tanque, en donde se aprecia que el diseño de los tanques de sedimentación es independiente de la profundidad del tanque y del tiempo de retención. BL es el área superficial A_s .

Existen dos variantes en la dirección del flujo, este puede ser horizontal (o radial) y flujo ascendente. En ambos casos todas las partículas con velocidad de sedimentación mayor que v_0 serán removidas efectivamente. En los sedimentadores de flujo horizontal, algunas partículas con velocidades menores a v_0 también serán removidas, si entran al tanque dentro de una altura h menor a la profundidad total H .

Para poder estimar el porcentaje de partículas totales que serán removidas en el tanque sedimentador, se hace necesario llevar a cabo un análisis de laboratorio mediante una columna de sedimentación, como el descrito en el capítulo II. De este análisis será posible determinar la velocidad crítica de sedimentación v_0 , que no es más que la tasa de sedimentación para remover el porcentaje de sólidos deseado.

Sedimentación tipo II

Se presenta cuando los sólidos suspendidos en el agua se aglomeran debido a ciertas condiciones de flujo y concentración, o bien debido a la adición de coagulantes. A este tipo de sedimentación también se le conoce como floculenta, y difiere de la sedimentación tipo I en las características de la trayectoria de las partículas hacia el fondo del sedimentador.

De la misma forma que en la sedimentación tipo I, del análisis de la columna de sedimentación, se obtendrán las trayectorias para partículas con velocidades de sedimentación diferentes, y se podrá calcular el porcentaje de remoción efectiva.

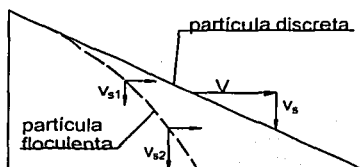


Fig. III.10 - Trayectorias según el tipo de sedimentación

Sedimentación tipo III

Cuando la concentración de sólidos es alta (mayor a 500 mg/L, las fuerzas que actúan entre las partículas llegan a ser importantes y se crea una resistencia adicional al movimiento descendente, influyendo significativamente en el proceso. La suspensión tiende a sedimentarse en masa y se hacen evidentes los estratos o zonas con una concentración particular.

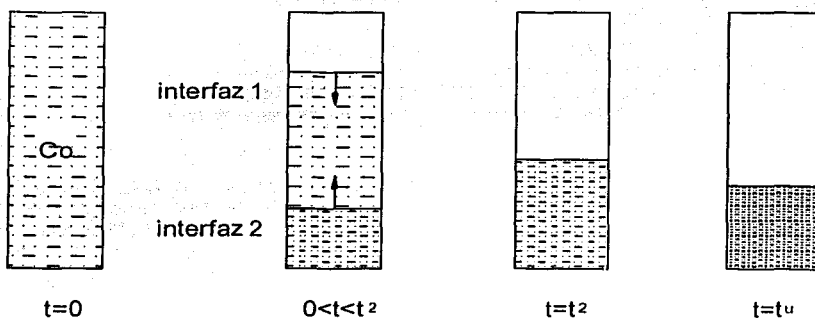


Fig. III.11 - Etapas de sedimentación

Para un tiempo $t = 0$, la concentración de sólidos suspendidos es idealmente la misma en toda la profundidad. En una primera etapa aparece una zona de agua clarificada bien delimitada por una interfaz superior, simultáneamente a una zona de acumulación del lodo en el fondo. La interfaz superior sigue una trayectoria descendente mientras la interfase inferior asciende por el aumento en la concentración de sólidos desde el fondo, siguiendo este comportamiento hasta quedar solamente dos zonas. Finalmente la zona de lodos terminará por compactarse lentamente hasta alcanzar una concentración máxima.

Compactación de lodos

Ocurre cuando la concentración de sólidos aumenta a un valor en que las partículas están en contacto físico unas con otras y el peso de las mismas es sostenido parcialmente por la masa compactada. Se presenta en las operaciones de espesamiento de lodos cuando las partículas se acumulan en el fondo del tanque de sedimentación, y su asentamiento es función de la deformación de las partículas o flóculos.

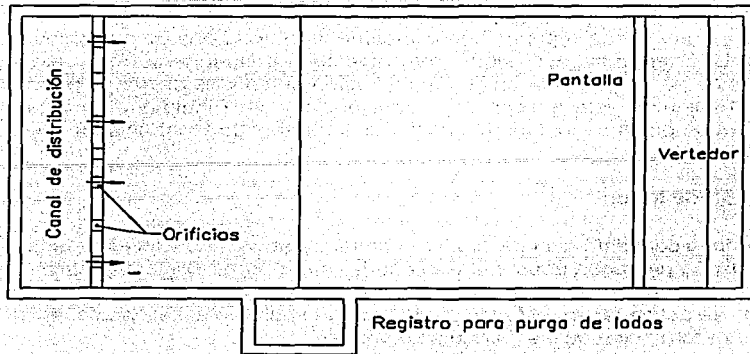
En la práctica, durante el proceso de sedimentación, es común que se presente más de un tipo de sedimentación al mismo tiempo o incluso que coincidan los cuatro tipos.

Tipos de tanques sedimentadores

Por su forma los sedimentadores pueden ser rectangulares o circulares. Generalmente se diseñan con profundidades mayores a dos metros, con pantallas o transiciones a la entrada y vertedores para recoger el efluente. Son de uso común los sedimentadores de alta tasa, los cuales incluyen placas planas o tubos con el objeto de incrementar el área efectiva de sedimentación sin necesidad de incrementar las dimensiones de los tanques, lo que resulta en menores tiempos de retención y mayor eficiencia de remoción.

En tanques rectangulares, el flujo conserva esencialmente una sola dirección, paralela a su longitud. En tanques circulares con alimentación central o periférica se presenta un flujo radial. En los sedimentadores de alta tasa el flujo es ascendente. Una característica común en los tanques es que tienen tolvas en el fondo para permitir almacenar durante un período determinado de tiempo los lodos acumulados y desalojarlos para su tratamiento y disposición final. El drenaje de los lodos se puede realizar manualmente, mediante rastras mecánicas, o hidráulicamente.

Otro tipo de tanques cumple varias funciones a la vez permitiendo que se lleven a cabo procesos de coagulación – floculación y sedimentación dentro de una sola unidad. Estos tanques se denominan sedimentadores de manto de lodos o de contacto con sólidos suspendidos. Muchos de éstos son patentados y su uso es frecuente en Europa.

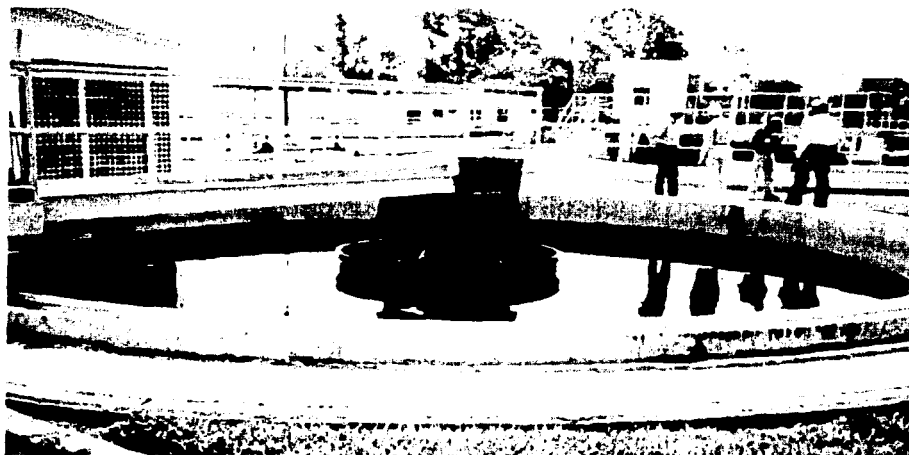


PLANTA



ELEVACIÓN

Fig. III.12 – Tanque sedimentador rectangular



Sedimentador circular con alimentación central

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Criterios de diseño

Los criterios de diseño de sedimentadores se basan en la experiencia en la operación de prototipos y plantas piloto.

Las propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos son afectadas por varias propiedades del agua y de sus características propias.

La temperatura del agua hace variar la viscosidad cinemática que, a su vez, es inversamente proporcional a la velocidad de asentamiento de una partícula. Así, un aumento de la temperatura del agua hace que aumente la velocidad de sedimentación. Por lo tanto, la temperatura tiene un efecto importante en la sedimentación, y con aguas frías debe reducirse la carga superficial de diseño.

De la misma manera, un aumento en la densidad de las partículas implicará una mayor velocidad de sedimentación y mayor tasa o carga superficial de diseño.

En un tanque ideal de sedimentación, la carga superficial podría ser igual a la velocidad de sedimentación de los sólidos que se desean remover, sin embargo, es común que se reduzca, aumentando los tiempos teóricos de retención. Los sedimentadores de tipo convencional se diseñan para operar con cargas superficiales de 14 a 22 $\text{m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}$, cuando se usa sulfato de aluminio como coagulante; y cargas superficiales de 18 a 27 $\text{m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}$, cuando se usan polímeros, ambos valores muy conservadores tomando en cuenta que, según Fair, Geyer y Okun, la velocidad de sedimentación del floculo de sulfato de aluminio y hierro a 10 °C es de 72 $\text{m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}$, no existiendo un criterio unificado bien definido, de ahí la importancia de realizar pruebas de columna de sedimentación en el laboratorio para cada caso en particular.

La profundidad de los tanques es generalmente mayor de 3 metros, debiéndose notar que el porcentaje de remoción no se incrementa de forma importante al aumentar la profundidad, por lo que dicho aumento tiene limitantes.

El tiempo de retención depende del propósito del sedimentador. Para tanques de sedimentación simple, como los presedimentadores, el tiempo de retención debe ser lo suficientemente largo como para permitir el asentamiento de partículas con velocidad de sedimentación muy baja, pudiendo ser hasta de varios días. En tanques convencionales para sedimentación de los sólidos provenientes de coagulación, un tiempo de retención de 2 a 4 horas es suficiente para su posterior filtración. En sedimentadores de alta tasa tubulares el tiempo de retención es de 3 a 6 minutos; en los de placas inclinadas, de 15 a 25 minutos.

Sedimentador de alta tasa para la planta potabilizadora de Coatepec

Las condiciones de proyecto y los estudios realizados en la ingeniería básica influyeron en la selección de un sedimentador de alta tasa con canal de distribución central y placas paralelas de asbesto – cemento, con vertedores de recolección laterales.

Las principales características de este tipo de unidades son las siguientes:

La zona de sedimentación está constituida por un modulo de placas espaciadas entre 10 a 15 cm en el plano horizontal e inclinadas a 60 grados, instaladas de tal modo que tengan por encima una altura de agua de 1.0 m. y el agua floculada ingrese, como mínimo 0.50 m. por debajo de las placas. Las placas pueden ser de asbesto cemento o de materiales plásticos.

La recolección del agua clara se puede efectuar mediante tuberías perforadas o canaletas en las unidades grandes, o vertedores periféricos en las pequeñas.

La zona de almacenamiento de lodos puede ser una tolva corrida o varias tolvas a lo largo del modulo de placas, dependiendo del tamaño de la unidad.

El sistema de extracción hidráulica de los lodos en las unidades pequeñas puede ser un canal de colección uniforme techado con losas removibles con orificios y en las unidades grandes colectores múltiples de colección uniforme. En ambos casos se considera una válvula de mariposa al final del canal o del colector.

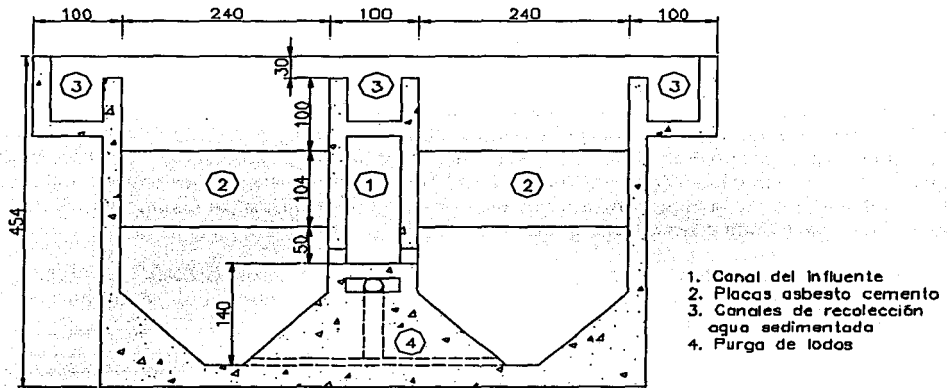


Fig. III.13 – Corte transversal de un sedimentador de alta tasa con placas paralelas y con canal central de distribución del influente.

Ventajas

El área superficial de esta unidad, comparada con un sedimentador convencional es mucho menor, dado que la superficie de sedimentación en este caso, es la suma de las proyecciones horizontales de todas las placas, a diferencia de la unidad convencional, en que sólo es la superficie del fondo.

La eficiencia es superior a la de un sedimentador convencional, debido a que la altura de caída de los flocúlos entre las placas es menor, pudiendo remover partículas floculentas más pequeñas.

La remoción del lodo de las tolvas se efectúa en forma automática al abrir la válvula mariposa.

Restricciones

Esta estructura es apropiada para plantas de medianas a grandes. Por sus características constructivas, debe ubicarse en lugares donde se pueda disponer de mano de obra calificada.

Criterios básicos de diseño

Para seleccionar la velocidad de decantación con la que se podría obtener un efluente con una turbiedad final de 5.0 UTN, deberá simularse el proceso en el laboratorio, aplicando los parámetros de dosificación y floculación óptimos, obtenidos en las pruebas anteriores.

Los canales de distribución de agua floculada, tanto a los sedimentadores, como interiormente a lo largo del modulo de placas paralelas, deben diseñarse con criterios de distribución uniforme. El porcentaje de desviación de caudal recomendable para el caso de un proyecto nuevo es de 5% y el máximo aceptable, para el caso de estar acondicionando una unidad existente, es de 10%.

La sección de las compuertas y de los orificios de salida de los canales no deberán producir un gradiente de velocidad mayor de 20 s^{-1} .

El intervalo típico de tasas de sedimentación adecuadas para este tipo de sedimentadores es entre $120 \text{ y } 240 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ d}$, muy superior a las tasas de los sedimentadores de tipo convencional.

Las placas deberán estar inclinadas a 60° para presentar mayor superficie de sedimentación y facilitar el deslizamiento de los lodos en forma natural.

El tiempo de retención varía entre 15 y 25 minutos.

La tasa de recolección de agua sedimentada varía entre 1.3 a 3.0 l/s/m de longitud de recolección, siendo recomendable para diseños nuevos un valor de 2.0.

La tasa de producción de lodos para determinar el volumen de las tolvas, debe determinarse en el laboratorio, durante la prueba de sedimentación.

Las tolvas deben tener capacidad de almacenar por lo menos el lodo producido durante un día, de la máxima turbiedad que permanece un tiempo representativo durante la época de creciente.

Criterios de operación y mantenimiento

Una unidad bien diseñada y operada, presenta una capa de agua totalmente cristalina en la superficie; si no fuera así, quiere decir que el proceso de coagulación, o el diseño de la unidad, es defectuoso.

Durante la época de lluvia deben efectuarse purgas de lodos cada cuatro horas, para evitar tener que sacar la unidad de operación durante la época mas critica. Antes de abrir la válvula de descarga de lodos, deberá cerrarse el ingreso de agua floculada a la unidad para evitar la producción de cortocircuitos durante esta operación.

La limpieza completa de la unidad debe programarse para el inicio de la época de estiaje.

III.5 FILTRACIÓN

El propósito de este proceso es la remoción de las partículas que causan turbiedad en el agua y con esto impedir la interferencia de pequeñas partículas con la desinfección efectiva con agentes químicos. Su lugar dentro del tren de potabilización está bien definido, siendo precedido por la coagulación – floculación y sedimentación y seguido por la desinfección. La filtración es y ha sido el procedimiento más utilizado para la purificación del agua y los demás procesos se consideran como complementos que contribuyen a su mayor eficiencia.

La filtración consiste en el paso del agua a través de un medio poroso, generalmente arena o arena y antracita, el cual retiene las partículas indeseables mediante diversos mecanismos físicos, químicos y biológicos. Además de la turbiedad del agua debida a los floculos o material arcilloso y metales oxidados, la filtración también remueve algunos microorganismos patógenos.

Mecanismos de remoción de partículas

A continuación se presenta una tabla que ilustra los mecanismos de remoción en un filtro, los cuales serán tratados con detalle en el capítulo IV. Los cuatro primeros son predominantemente fenómenos físicos y están relacionados por los parámetros de: tamaño del grano, porosidad, velocidad de filtración, densidad y tamaño de la partícula suspendida, temperatura del fluido y espesor del medio filtrante. Los mecanismos restantes se relacionan con las características químicas de la superficie tanto de la materia en suspensión como la del medio filtrante. En este caso los factores involucrados son: carga electrostática de la partícula, composición química y, por último, presencia de coagulantes, cuando existe un pretratamiento.

| Mecanismo | Descripción |
|--|---|
| 1. Cribado a. Mecánico b. Contacto | Partículas más grandes que los poros del medio son retenidas mecánicamente. Partículas más pequeñas que los poros del medio son retenidas por oportunidad de contacto. |
| 2. Sedimentación | Las partículas se sedimentan sobre el medio filtrante, dentro del filtro. |
| 3. Impacto inercial | Las partículas pesadas no siguen las líneas de corriente. |

Tabla III.4 - Mecanismos de remoción de partículas según Tchobanoglous y Ellissen, 1970 ⁽⁸⁾

| | |
|---|---|
| 4. Intercepción | Muchas partículas que se mueven a lo largo de una línea de corriente son removidas cuando entran en contacto con la superficie del medio filtrante. |
| 5. Adsorción química a. Enlace b. Interacción química | Una vez que una partícula ha entrado en contacto con la superficie del medio filtrante o con otras partículas, la adsorción, física y/o química permite su retención sobre dichas superficies. |
| 6. Adsorción física | |
| Mecanismo | Descripción |
| 7. Adhesión | Las partículas floculentas se adhieren a la superficie del medio filtrante. Debido a la fuerza de arrastre del agua, algunas son arrastradas antes de adherirse fuertemente y empujadas más profundamente dentro del filtro. A medida que el lecho se tapona, la fuerza cortante superficial aumenta hasta un límite para el cual no hay remoción adicional. Algún material se fugará a través del fondo del filtro haciendo aparecer turbiedad en el efluente. |
| 8. Floculación | Partículas más grandes capturan partículas más pequeñas y forman partículas aún más grandes. |
| 9. Crecimiento biológico | Reduce el volumen del poro y puede promover la remoción de partículas. |

Tabla III.4 - Mecanismos de remoción de partículas según Tchobanoglous y Eliassen, 1970 (continuación)

La influencia de cada mecanismo en la remoción de partículas dependerá del tipo de filtro y de la calidad del agua cruda. En algunos casos las fuerzas que atraen y retienen las partículas sobre los granos del medio son las mismas que en la coagulación – floculación, por lo tanto, es muy importante obtener una buena coagulación antes de la filtración.

Clasificación de filtros para potabilización de agua.

Se pueden clasificar de acuerdo con la dirección de flujo, el tipo de medio filtrante, la fuerza impulsora, la tasa de filtración y el método de control de la tasa de filtración.

Dirección de flujo

En la práctica, los filtros con flujo ascendente son superiores a los de flujo descendente en lo que se refiere a la distribución de sólidos, no así en cuanto al rendimiento y facilidad de lavado. Quizá este último hecho es el que hace que se construyan y operen en mayor número los filtros de flujo descendente. En menor medida, se han empleado los filtros de flujo mixto.

Medio filtrante

La selección de un tipo de medio filtrante influirá en parámetros importantes de la operación de los filtros, como la calidad del efluente, la duración del ciclo de operación o carrera del filtro y la facilidad de lavado del filtro.

Los filtros que utilizan arena como único medio filtrante, son los más utilizados por su economía en sistemas convencionales de potabilización. También se han realizado pruebas piloto de filtración con zeolita natural, resultando un buen comportamiento para amplios rangos de operación hidráulicos, y permitiendo disminuir la altura del lecho en comparación con la arena.

Los medios duales de arena y antracita se emplean comúnmente cuando se diseñan plantas de filtración directa, ya que la porosidad de la antracita es mayor permitiendo carreras más largas en condiciones de turbiedad media y alta, dependiendo de los espesores del lecho. Se ha utilizado también a escala experimental al carbón activado granular en sustitución de la antracita, teniendo resultados favorables muy similares al empleo de la antracita en cuanto a duración de la corrida y turbiedad del efluente.

| Característica | Nombre del filtro |
|----------------------------------|--|
| Dirección del flujo | Descendente Ascendente Mixto |
| Medio filtrante | Medio simple, arena Medio dual, arena y antracita Medio mezclado, arena, antracita y granate |
| Fuerza impulsora | Gravedad De presión |
| Tasa de filtración | Lentos Rápidos |
| Control de la tasa de filtración | Tasa constante (pérdida de carga constante) Nivel constante (pérdida de carga variable) Tasa constante sin controlador de gasto Tasa declinante (pérdida de carga variable) |

Tabla III.5 - Clasificación de filtros para la potabilización del agua

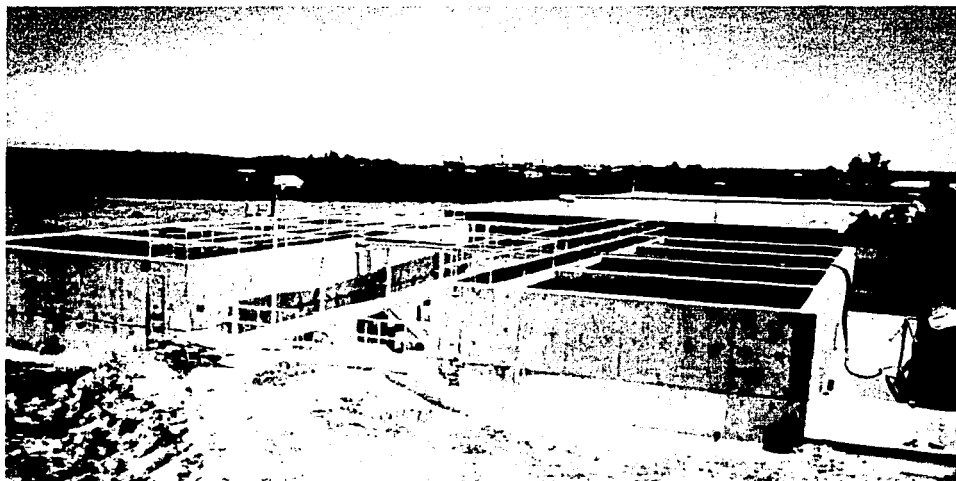
Fuerza impulsora

En los filtros a cielo abierto, la acción de la gravedad es la fuerza impulsora. La presión debida a la columna del líquido acumulada sobre el medio provoca el paso del agua a través de él.

Los filtros a presión se encuentran en tanques metálicos totalmente cerrados donde la fuerza impulsora es ejercida por la presión de bombeo. Estos filtros trabajan con altas pérdidas de carga entre 2 y 19 metros de columna de agua y tasas de filtración de 120 a 1200 m³ / m² / d, y son utilizados en procesos industriales o en plantas potabilizadoras pequeñas.

Tasa de filtración

Podemos definir la tasa de filtración como el cociente entre la fuerza impulsora y la resistencia del filtro, donde la fuerza impulsora representa la pérdida de carga o presión en el filtro, que empuja el agua a través de éste. Al comenzar el ciclo de operación de un filtro (carrera), la fuerza impulsora requerida es mínima, pues el lecho filtrante está limpio. A medida que se efectúa la filtración, los sólidos suspendidos del agua cruda se acumulan dentro del medio filtrante aumentando así la resistencia al flujo; entonces la fuerza impulsora que se requerirá será mayor si se pretende mantener la tasa de filtración. De lo contrario, el gasto disminuirá y el filtro operará con tasa declinante.



Batería doble de filtros rápidos de tasa declinante

La filtración lenta a través de arena consiste en pasar agua a través de un lecho filtrante de arena entre 0.6 y 1 m; el tamaño efectivo del medio es de 0.15 a 1 mm. Sus características más relevantes son: la baja tasa de filtración (2 a $15 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}$) y el método de limpieza por raspado y remoción de la arena en la superficie del lecho, y sus ventajas radican en su bajo costo, la independencia de la operación y el no requerir reactivos químicos. La filtración lenta puede emplearse cuando se tiene disponibilidad de terreno.

Los filtros rápidos pueden operar con tasas de operación del orden de 50 a 400 m³ / m² d. La profundidad del lecho depende del medio filtrante (arena, arena-antracita, arena-antracita-granate) y varía entre 0.80 y varios metros. El tamaño efectivo de las partículas está entre 0.5 y 0.8 mm. La filtración rápida y convencional, con arena como medio filtrante, necesita agua de baja turbiedad y, por ello, generalmente se han empleado en ella la coagulación con sulfato de aluminio o cal, floculación y sedimentación, como etapas previas.

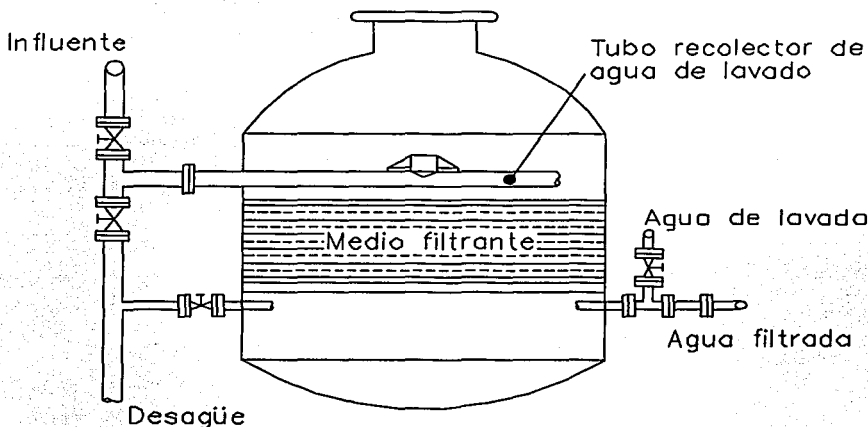


Fig. III.14 – Filtro a presión ⁽⁸⁾

Control de la tasa de filtración

Los principales métodos para controlar la tasa de filtración son los siguientes:

- Tasa constante, pérdida de carga constante.

Es el tipo de control que se emplea en los filtros rápidos convencionales por medio de un controlador de flujo. El controlador variable mantiene una pérdida de carga constante al abrirse gradualmente a medida que el lecho filtrante se tapona. Al comienzo de la carrera del filtro, éste se halla limpio y tiene poca resistencia. Si la fuerza impulsora se aplicara totalmente al filtro, el gasto sería muy grande. Para mantener constante la tasa de filtración o un nivel del agua, parte de la fuerza impulsora se consume por una válvula de control de gasto en el efluente.

Al iniciar la carrera la válvula de control está casi cerrada para proveer la resistencia adicional requerida para mantener el gasto o el nivel de agua deseado; a medida que la filtración procede y aumenta la resistencia, la válvula se abre lentamente.

Cuando la válvula está abierta completamente se debe terminar la carrera puesto que cualquier incremento en pérdida de carga no puede balancearse con la correspondiente disminución en la oposición del controlador.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Como desventajas principales de este sistema de control se señalan los altos costos de capital y operación de los controladores, los daños continuos en dichos aparatos y los requerimientos de mantenimiento. Además, el funcionamiento defectuoso de los controladores causa cambios súbitos en la tasa de filtración lo cual produce el deterioro en la calidad del agua filtrada.

- Nivel constante, pérdida de carga variable.

Este tipo de filtro requiere el uso de un aditamento hidráulico, sifón, o una válvula de mariposa operada por un flotador, para mantener un nivel constante de agua en el filtro. Se requiere un orificio y otra restricción a la salida del filtro para prevenir las velocidades excesivas de filtración al comienzo de la carrera del filtro. La pérdida de carga en el orificio debe ser igual a la diferencia entre la pérdida de carga en el filtro limpio y el nivel de operación establecido sobre el filtro.

- Tasa constante sin controlador de gasto o filtración con influente igualmente distribuido.

En estos filtros, el gasto es distribuido por igual mediante un orificio o vertedero de entrada sobre cada filtro. Las ventajas de este sistema son:

Se obtiene filtración de tasa constante sin controladores de gasto si el gasto total de la planta permanece constante.

Cuando se saca un filtro de servicio para lavado o se reincorpora a servicio después de lavado, el nivel del agua sube o baja gradualmente en los filtros en operación hasta que se obtiene la energía requerida para impulsar el flujo. Por lo tanto, los cambios en la tasa de filtración son muy suaves y no se disturba la operación del filtro ni se daña la calidad del efluente.

La pérdida de energía en cada filtro es evidente por simple observación del nivel del agua en la caja de filtración. Cuando el agua alcanza un nivel máximo deseado el filtro debe lavarse.

El vertedor de control debe quedar a un nivel superior al de la arena para prevenir el desagüe accidental del filtro. De esta manera se elimina la posibilidad de presiones negativas en el filtro y el reconocido problema del aire atrapado debido a los gases que escapan de la solución.

Estos filtros tienen como desventaja la de requerir una profundidad mayor para permitir la descarga sobre el vertedero de control; además, la altura del filtro sobre dicho vertedero debe ser suficiente para proveer una energía de filtración adecuada.

- Tasa declinante con vertedor de control, pérdida de carga variable.

El influente entra al filtro por debajo del nivel de la canaleta de lavado. Cuando el nivel del agua en los filtros es inferior al nivel de la canaleta de lavado, la instalación opera como la de influente igualmente distribuido. Cuando el nivel del agua es superior al nivel de la canaleta de lavado la instalación es de tasa declinante. En general, el nivel del agua sólo estará por debajo de la canaleta de lavado cuando se laven todos los filtros en secuencia rápida o cuando la planta haya sido sacada de servicio y se haya suspendido el influente. En la mayoría de los casos, la pérdida de energía en la tubería, el medio filtrante y el drenaje, será del orden de 0.9 a 1.2 metros y mantendrá el nivel mínimo del agua por encima de la canaleta de lavado. El nivel del agua es, esencialmente, el mismo en todos los filtros, para lo cual se provee una tubería o canal influente común a todos ellos, con pérdida de carga despreciable, es decir, sin restricciones de entrada. La tubería, o canal y válvula influente, deberá ser capaz de entregar el gasto que cada filtro pueda tomar en cualquier momento.

Se recomienda colocar un orificio o válvula sobre la tubería del efluente para prevenir las altas tasas de filtración que ocurrirían cuando el filtro está limpio; dicho orificio se calcula para que no deje pasar un gasto mayor del promedio deseado.

Cada filtro acepta, en cualquier momento, la proporción del gasto total que el nivel común del agua sobre todos los filtros le permite manejar. A medida que la filtración procede, el flujo a través del filtro más sucio tiende a disminuir más rápidamente. Esto hace que el gasto se redistribuya automáticamente y los filtros más limpios acepten la capacidad perdida por los filtros más sucios.

La redistribución de gasto eleva ligeramente el nivel del agua para proveer la energía adicional necesaria para impulsar en los filtros más limpios el gasto disminuido de los filtros más sucios. El filtro más limpio acepta el mayor incremento de gasto en la redistribución. A medida que el nivel del agua se eleva, se afecta parcialmente el gasto disminuido de los filtros más sucios y, como resultado, el gasto no disminuye tan rápidamente como era de esperarse.

La variación de la pérdida de energía en el lecho filtrante debida al taponamiento, h_e , de la carga total disponible, h_r , del gasto y del nivel del agua en un filtro de tasa declinante, sin restricciones, se presenta en la figura III.16.

Las ventajas de operar un filtro de tasa declinante son las siguientes:

Para aguas con tendencia a deteriorar su calidad al final de la carrera de filtración, los filtros de tasa declinante proveen un efluente mejor que los de tasa constante.

Los filtros de tasa declinante requieren menos pérdida de carga que los de tasa constante porque el caudal a través del filtro es menor hacia el final de la carrera de filtración. La pérdida de carga en el drenaje y en la tubería efluente disminuye (es proporcional al cuadrado del gasto) y la disminución soporta un período adicional de carrera, lo cual no es posible con los de tasa constante. De la misma manera, la pérdida de carga a través del lecho taponado disminuye linealmente con el gasto decreciente.

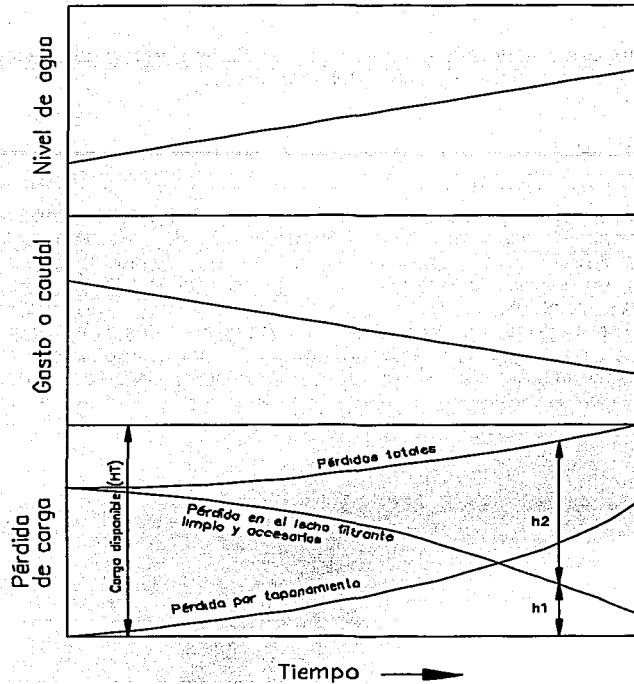


Fig. III.16 – Variables de operación de un filtro de tasa declinante ⁽⁵⁾

Componentes de un filtro

Las principales partes que componen un filtro rápido se mencionan a continuación:

- *Medio filtrante*

Es un material granular con características bien definidas en cuanto a su granulometría. Puede ser arena, granate, cuarzo, tezontle, obsidiana, antracita, carbón activado o algún otro material triturado mecánicamente.

- *Lecho de soporte*

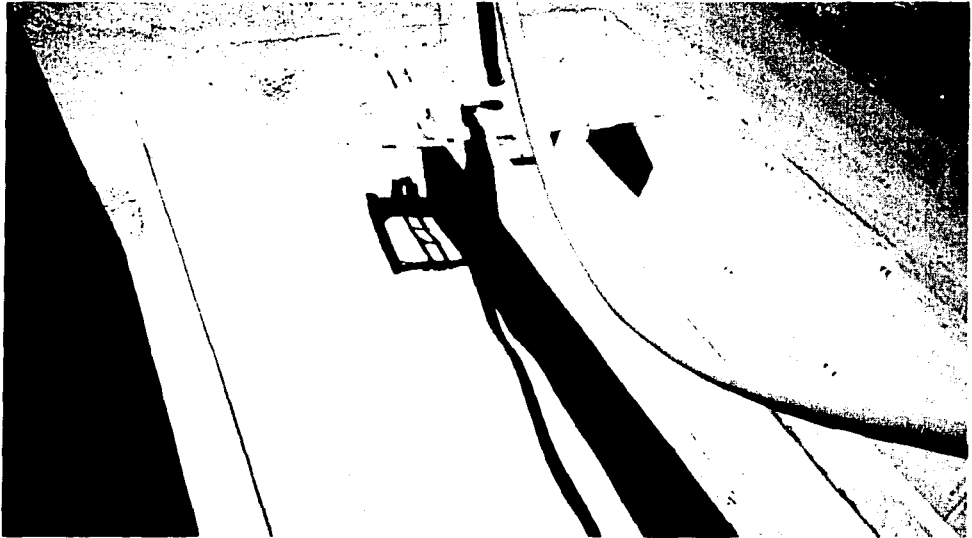
Para evitar que el medio filtrante salga del filtro por arrastre, se emplea una base de grava colocada de menor a mayor tamaño, tomando como referencia el punto de contacto en el medio filtrante.

- *Sistema de distribución o bajo dren*

Consiste en tuberías perforadas o placas con orificios que reparten uniformemente el flujo del agua filtrada y el agua y/o aire del retrolavado.

- *Sistema de lavado*

La operación de los filtros se detiene cuando los sólidos que contiene el agua del influente taponan los espacios vacíos del medio filtrante, provocando la disminución de la tasa de filtración y pérdidas de energía. En ese momento es necesario hacer circular agua en sentido inverso al del flujo normal del filtro, con el objeto de desprender las partículas adheridas al medio filtrante y transportarlas hacia un desagüe por medio de una canaleta. Como acciones auxiliares en esta operación, se puede introducir aire a presión dentro del medio filtrante, emplear rastras mecánicas para reacomodar la arena, o rociar agua a presión en la parte superior del lecho filtrante.



Canaletas de lavado en un filtro rápido

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Parámetros de diseño y operación de filtros

Las variables generales de diseño y operación de filtros para el tratamiento de agua se muestran en la tabla de Metcalf y Eddy:

| Variable |
|---|
| Tamaño del grano del medio filtrante, densidad y composición |
| Porosidad |
| Pérdida de carga producida por el lecho limpio |
| Profundidad del medio filtrante |
| Tasa de filtración |
| Pérdida de carga permisible |
| Características del influente |
| Concentración de sólidos suspendidos y/o turbiedad |
| Distribución, tamaño, estabilidad y carga eléctrica del floculo |

Tabla III.6 ⁽⁸⁾

Estos parámetros permiten caracterizar al material filtrante, estimar la pérdida de carga con fines de diseño y caracterizar también al material que será filtrado. De ellos dependerá la eficiencia en la remoción de partículas y microorganismos que ocurran dentro del filtro, así como su funcionamiento hidráulico ante las variaciones en el gasto a tratar.

En los siguientes capítulos se abundará sobre las características de diseño y operación de filtros rápidos de arena y se tratará con detalle la teoría del proceso de filtración en medios porosos.

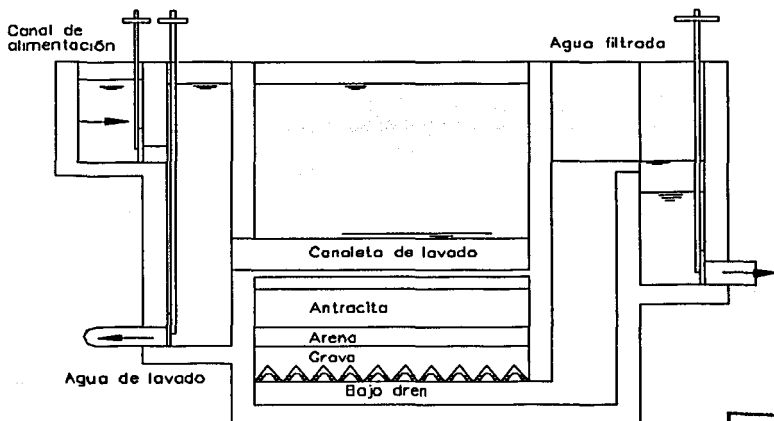


Fig. III.15 - Filtro rápido de medio dual

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.6 DESINFECCIÓN CON CLORO

Una de las funciones prioritarias de cualquier sistema de tratamiento del agua para consumo humano es el control de las enfermedades causadas por organismos patógenos presentes en el medio. Se han utilizado diferentes métodos de desinfección para cumplir con dicho control: calor (no es una forma muy práctica para uso general, pero es el mejor método de desinfección de agua para uso individual), radiación (la luz del sol y la luz ultravioleta no han probado ser los mejores cuando se aplica en gran escala y no tienen una acción residual de desinfección), y desinfección química (utilización de sustancias oxidantes como el yodo, ozono, cloro y compuestos de cloro). Sin duda, la desinfección con cloro ha sido la más ampliamente utilizada para la potabilización del agua, y no fue la excepción para el diseño de la planta potabilizadora de Coatepec.

Efecto desinfectante

Existen muchos tipos de organismos en el agua que pueden causar enfermedades, y cada uno tiene características únicas, como su tamaño, las cuales influyen en su resistencia al cloro.

Las bacterias en su mayoría no son nocivas para la salud humana, pero unas pocas pueden causar serias enfermedades y aún la muerte. Algunas enfermedades producidas por bacterias y relacionadas con el consumo de agua contaminada son la fiebre tifoidea, la disentería y el cólera.

Los virus son mucho más pequeños que las bacterias y pueden estar presentes en agua contaminada y provocar también serias enfermedades como hepatitis infecciosa y poliomielitis.

Los protozoarios, que también son patógenos, son organismos microscópicos también pequeños, pero más grandes que las bacterias.

Demanda de cloro

El cloro es un elemento que reacciona activamente con muchos otros compuestos. Cuando es adicionado al agua, reacciona inmediatamente con los compuestos inorgánicos más comunes en las fuentes de abastecimiento de agua, como el sulfato de hidrógeno y el hierro. Esta reacción se presenta casi instantáneamente. Ningún efecto de desinfección ocurre entonces. La cantidad de cloro excedente reacciona con el amoníaco y la materia orgánica en el agua para formar compuestos organoclorados, como las cloraminas, que tienen un poder desinfectante muy ligero. Estas reacciones iniciales forman parte de la demanda de cloro del agua. Una vez que la demanda inicial de cloro ha sido cubierta, el cloro excedente o residual será el que produzca el mayor poder de desinfección desde el punto de aplicación del cloro hasta el extremo más alejado del sistema de distribución. El punto en el cual se ha consumido la demanda inicial de cloro debida a los compuestos inorgánicos y a la materia orgánica presente en el agua se conoce como 'punto de quiebre'.

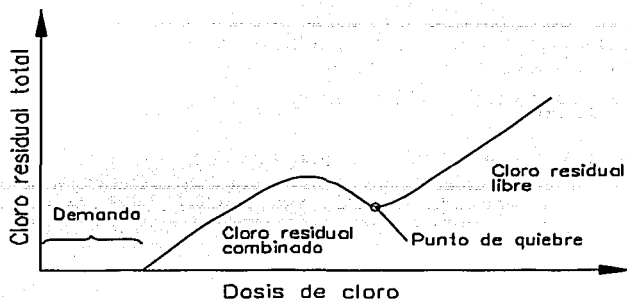


Fig. III.16 – Gráfica de demanda de cloro

Así pues, el cloro libre residual en forma de ácido hipocloroso (HOCl) es determinado en la práctica como parámetro de poder desinfectante en el agua, ya que los compuestos organoclorados requieren de más de 100 veces el tiempo de contacto y hasta 25 veces la concentración de cloro para ser tan efectivos como el cloro libre residual. Como se menciona en el capítulo II, la concentración de cloro libre residual en el punto más alejado del sistema de distribución debe ser de 0.2 mg/l , siendo común aplicar una dosis de 2 mg/l en la planta potabilizadora.

Tiempo de contacto

El tiempo de contacto mínimo requerido para una desinfección efectiva con cloro se define como el tiempo medido desde la aplicación del cloro al agua hasta la primera toma domiciliaria en el sistema de distribución. Normalmente, una desinfección efectiva toma un tiempo de 10 a 60 minutos (dependiendo de la concentración de las sustancias que reaccionan químicamente para formar compuestos organoclorados y de la concentración de organismos), durante los cuales el agua puede permanecer o circular dentro de un tanque construido para tal fin.

Formas y métodos de aplicación

Existen tres formas en las que puede aplicarse el cloro como desinfectante: cloro líquido y gas (en cilindros de acero a presión), hipoclorito de calcio (en pastillas o en polvo), e hipoclorito de sodio (en solución).

- Gas cloro

El gas cloro es aproximadamente 2.5 veces más pesado que el aire, característica que hace que se acumule en partes bajas. Es amarillo a verde y tiene un fuerte y penetrante olor. El cloro líquido cambia a forma gaseosa rápidamente bajo condiciones atmosféricas normales. Cuando se evapora, una porción de cloro líquido formará 459 porciones de gas cloro. Para su uso como desinfectante en sistemas de tratamiento de agua, el cloro es guardado como un líquido en cilindros metálicos presurizados.

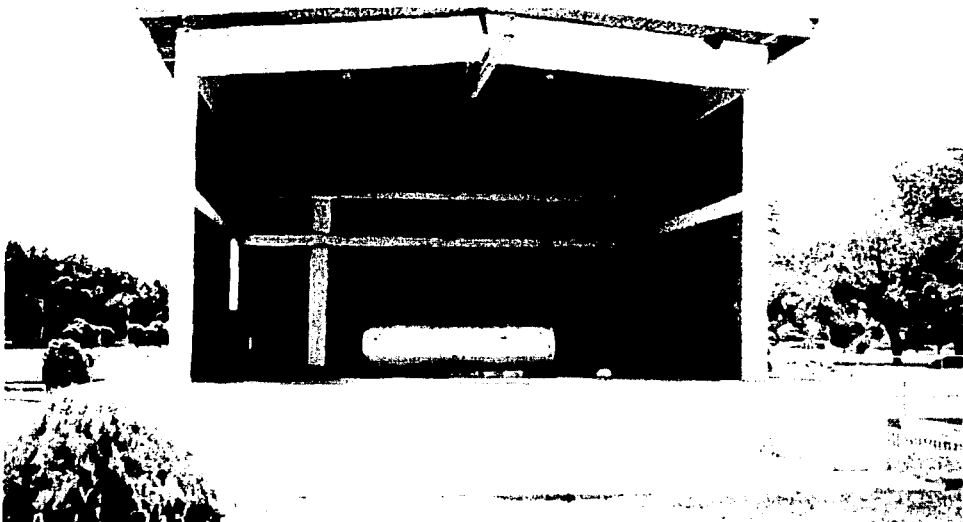
Los cilindros de gas cloro que se emplean en los sistemas de abastecimiento de agua y plantas potabilizadoras tienen capacidades de 68 kg para pozos o plantas pequeñas, y 900 kg para plantas potabilizadoras medianas y grandes.

- *Hipoclorito de calcio*

El hipoclorito de calcio es un material granular seco, blanco con tono amarillo, el cual al contacto con el agua genera cloro activo. Antes de su aplicación, se debe preparar una solución con el producto en polvo o en pastillas; almacenarla en un tanque y dosificarla hacia la tubería o canal en el punto de aplicación de diseño.

- *Hipoclorito de sodio*

Es una solución líquida de hidróxido de sodio y cloro. Se encuentra en el mercado en botes o contenedores de distintos tamaños y concentraciones hasta de 15% (como ejemplo, el blanqueador de uso doméstico tiene una concentración de 3 a 4 %).



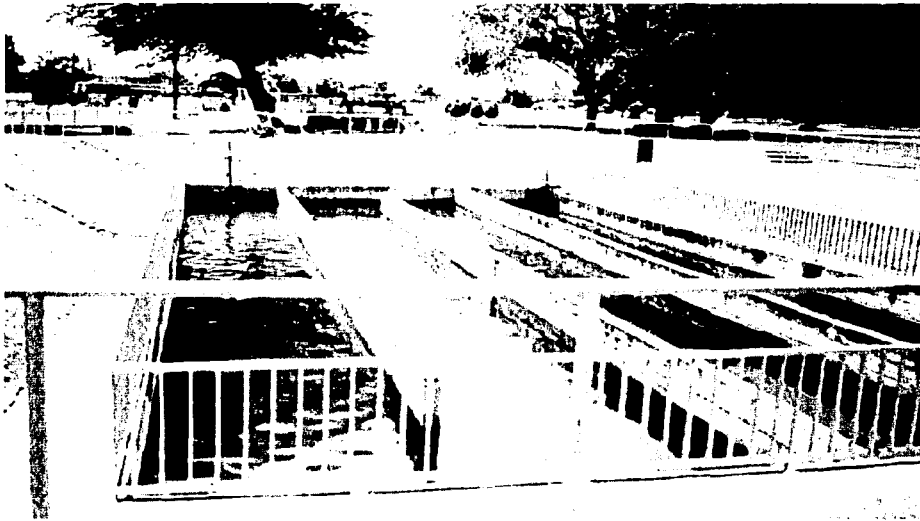
Caseta de cloración para tanques de 1 Tonelada

Aunque la eficiencia es la misma en la eliminación de microorganismos patógenos para todas las formas de aplicación del cloro, existen ventajas y desventajas en la utilización de cada una, las cuales se basan en las precauciones en su manejo.

Algunos aspectos que siempre deben tomarse en cuenta para determinar la conveniencia de aplicar el cloro con uno u otro sistema, gas o solución de hipoclorito de sodio o calcio, son los siguientes:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Los dosificadores de solución se emplean generalmente para pequeños gastos (5 litros por segundo)
- Se requiere preparar la solución, en ocasiones diariamente, para utilizar los dosificadores de solución.
- Los dosificadores de solución tienden a taponarse y requieren más tiempo para su mantenimiento y puesta en operación.
- La puesta en operación y el mantenimiento de los dosificadores de solución son una tarea simple y potencialmente menos peligrosa que los de un sistema de dosificación de gas cloro.
- El incremento en costos de los sistemas de dosificación de gas puede compensarse con la reducción de los costos de mano de obra y mantenimiento.
- Si en una planta potabilizadora existen períodos de alta demanda de cloro, por ejemplo, durante la época de avenidas, un dosificador de gas puede ser más efectivo para cubrir este "pico" en la demanda.
- Si los puntos donde se requiere inyectar el cloro están localizados en lugares de difícil acceso, los sistemas de dosificación de gas no resultan los más seguros.
- Deben adicionarse los costos del equipo de seguridad al considerar un sistema de dosificación de gas cloro.



Tanque de contacto con cloro

IV.- TEORÍA DEL PROCESO DE FILTRACIÓN

En este capítulo se analiza el comportamiento de los mecanismos físicos, químicos y biológicos responsables de la eficiencia de la filtración, los cuales se pueden presentar en la etapa de transporte del agua dentro de los granos del medio filtrante, o bien en la etapa de adherencia una vez que entran en contacto con los mismos. También se tratan las características del medio filtrante que influyen en dichos mecanismos, como son las propiedades físicas como la forma y tamaño de sus granos, sus propiedades químicas y las propiedades como conjunto de granos. Además se explica la teoría elemental de flujo a través un medio filtrante granular como la arena y la antracita, se deducen las expresiones más utilizadas para calcular las pérdidas de carga en función de sus propiedades, y las pérdidas de carga debidas al taponamiento de los poros o colmatación del filtro por las partículas retenidas y su progresión durante el tiempo que transcurre en una carrera o ciclo de operación.

IV.1 MECANISMOS DE REMOCIÓN DE SÓLIDOS

El agua que entra a un filtro, previamente sedimentada o no, contiene gran variedad de partículas en suspensión. Su tamaño es muy variable y va desde partículas grandes de 1 mm de diámetro hasta tamaños inferiores a 10^{-3} mm (1μ) (bacterias y virus). Dentro de esta gama se pueden encontrar partículas electropositivas, electronegativas y neutras, o microfloculos con polímeros adsorbidos. Todas estas partículas quedan adheridas a la superficie de los granos del medio filtrante formando una película alrededor de ellos, cuya resistencia al esfuerzo cortante producido por la fuerza de arrastre del flujo es función de la magnitud de las fuerzas que mantienen la adhesión. Si las fuerzas de adhesión son débiles, las partículas serán arrastradas por el flujo y penetrarán a una capa más profunda del filtro, hasta que eventualmente aparecerán en el efluente. Si son fuertes, las partículas quedarán retenidas obstaculizando el paso del agua temporalmente.

Los mecanismos por los cuales son removidas las partículas en suspensión o en solución del agua que entra a un filtro son muy diversos y en ocasiones complejos, y su participación está influida por las características físicas, químicas y biológicas tanto del agua como de los sólidos contenidos en ella y de los granos del medio filtrante. También participan las características hidráulicas y la forma de operación de los filtros. Así, las partículas mayores en tamaño serán removidas por simple cribado, mientras que las más pequeñas que el tamaño de los poros podrán ser retenidas por una variedad de fenómenos físicos, químicos y aún biológicos, que pueden actuar separada o simultáneamente y tener mayor o menor importancia, según el tipo de suspensión y lecho filtrante de que se trate.

Se han estudiado los principales mecanismos de remoción de sólidos en los filtros con medios granulares, y se han dividido en dos grupos: los predominantemente físicos y los predominantemente químicos (Tchobanoglous y Eliassen, 1970). También se considera que el proceso de filtración ocurre en dos etapas distintas pero complementarias, una de transporte de las partículas dentro de los poros y otra de adherencia a los granos del medio (O'Melia y Stumm, 1967).

Los mecanismos de remoción donde predominan los fenómenos físicos se presentan generalmente durante la etapa de transporte y aquéllos donde predominan los fenómenos químicos y biológicos pertenecen a la etapa de adherencia.

Etapa de transporte

Los distintos mecanismos de remoción que tienen lugar durante el transporte de las partículas dentro del medio filtrante se esquematizan en la figura:

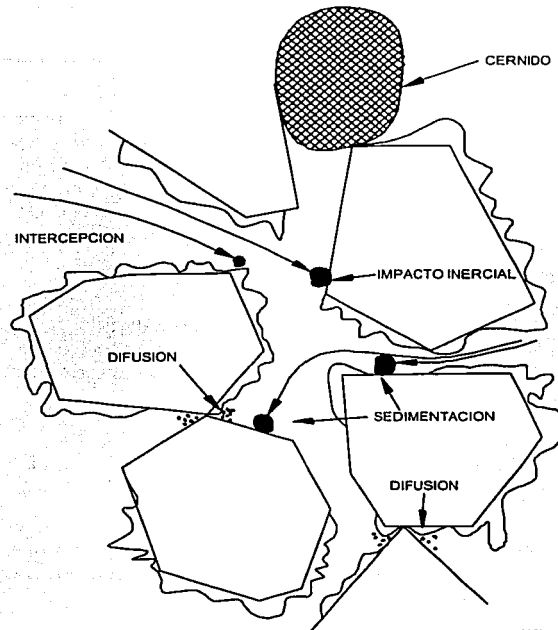


Fig. IV.1 - Mecanismos de remoción en un filtro ⁽¹⁰⁾

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Cribado o cernido

Cuando la partícula es de tamaño mayor que los poros del lecho filtrante, quedará atrapada en los intersticios, cuyo tamaño suele variar entre 0.1 y 0.2 mm para granos de 0.5 mm, y entre 0.3 y 0.6 mm para los de 1.2 mm. Este mecanismo sucede solo en la superficie del filtro y con partículas resistentes a los esfuerzos cortantes producidos por el flujo del agua, cuya velocidad aumenta en los intersticios. Las aguas previamente sedimentadas rara vez tienen partículas grandes que puedan ser retenidas por cribado, no así el agua floculada, en la filtración directa, donde para evitar que se taponen los filtros, se utilizan tamaños de grano relativamente grandes.

Sedimentación

Hazen (1904) asoció el fenómeno de sedimentación en un filtro con la suma del área superficial de todos los granos del medio. Aunque no toda el área superficial está en condiciones de captar sedimentos, pues una porción no es capaz por estar los granos en

contacto unos con otros y otra parte por estar en puntos donde la velocidad del flujo es muy alta, la superficie aprovechable se estima en un 6% de la total. Aun aceptando un gran margen de error en esta estimación, el área resulta de importancia.

La sedimentación puede remover solamente material suspendido relativamente grande y denso, cuya velocidad de asentamiento sea alta, y en zonas del filtro donde la velocidad del agua sea baja.

Impacto inercial

Cuando la velocidad del flujo es baja, la partícula sigue en su recorrido por el lecho filtrante la trayectoria de las líneas de corriente. En cambio, cuando la velocidad es alta y la partícula es grande, los efectos de la inercia hacen que aquélla pueda seguir una trayectoria distinta a la de las líneas de corriente si adquiere suficiente cantidad de movimiento. Esto implica que al pasar una suspensión alrededor de un obstáculo, mientras las líneas de corriente se curvan, las partículas pueden continuar con su trayectoria original, impulsadas por la fuerza de inercia, y chocar con el grano del filtro quedando adheridas a él.

La viscosidad del agua hace difícil que la materia suspendida pueda adquirir suficiente cantidad de movimiento como para que el impacto inercial tenga importancia, por lo que no es muy frecuente la remoción de partículas mediante este mecanismo.

Intercepción

Camp y Stein (1964) concluyeron que la remoción de partículas dentro de un filtro se lleva a cabo en primer lugar por contacto con la superficie de los granos o con otras partículas ya depositadas.

Inicialmente la partícula empieza a pegarse a la cara superior del grano, y a medida que mayor cantidad de materia se le adhiere va siendo recubierta con una película, inclusive hasta la cara inferior.

Esta película va creciendo con el tiempo, con lo que la velocidad del flujo intersticial aumenta al disminuir el tamaño de los poros, de modo que un menor número de partículas puede adherirse a los granos superiores y tiene que penetrar hasta las capas inferiores.

Al continuar la filtración, aparecen segmentos que cuelgan de los granos, los cuales eventualmente se rompen y son retenidos más bajo por otros granos menos recubiertos.

Este proceso de arrastre de la película se hace cada vez mayor a medida que su espesor crece, con lo que la colmatación o taponamiento del medio filtrante progresa en profundidad.

Existe una marcada diferencia en la capacidad de adhesión de las partículas según sus propiedades. Las partículas débiles son arrastradas y reemplazadas por otras más fuertes. Sin embargo, también influyen de manera importante las propiedades del agua, en especial el pH.

Difusión

La difusión es el fenómeno conocido como movimiento browniano, mediante el cual las partículas pequeñas son transportadas o difundidas desde las áreas de mayor concentración a las áreas de menor concentración con tendencia a una concentración uniforme. Experimentalmente se ha demostrado que las suspensiones de arcilla presentan fenómenos de difusión en puntos donde la velocidad del flujo es prácticamente nula.

La eficiencia del filtro debida a la difusión de partículas es directamente proporcional a la temperatura e inversamente proporcional al diámetro de la partícula y del grano. Al estudiar los resultados experimentales sobre este fenómeno, se encontró que la difusión sólo es eficiente con partículas de tamaño muy pequeño.

Etapa de adherencia

Para que cada contacto inducido durante el transporte de las partículas resulte realmente efectivo y produzca la adhesión de éstas a los granos del filtro, debe existir, además de mecanismos puramente físicos, una serie de factores químicos y electroquímicos cuya variación produce modificaciones en el comportamiento de los filtros. Los más importantes de ellos son: las fuerzas de Van der Waals, los efectos electrostáticos y el puente químico (Arboleda, 1973), que coinciden o son parte de los mecanismos mencionados por Tchobanoglous y Eliassen: adsorción, adhesión y floculación.

Fuerzas de Van der Waals

Son las fuerzas que permiten la adhesión de las partículas debida a su cercanía con los granos del medio, sin importar su carga eléctrica o características químicas, ni las fuerzas gravitacionales, y se incrementan en magnitud con la densidad de las partículas, de manera que a mayor densidad se adhieren con más fuerza al medio filtrante.

La capacidad de estas fuerzas para atraer o transportar partículas es despreciable, mientras que su capacidad para retenerlas una vez que hacen contacto con los granos del filtro resulta clave en la remoción final. Las fuerzas de Van der Waals son independientes del pH y de las características del agua.

Fuerzas electrostáticas

La combinación de las fuerzas electrostáticas con las de Van der Waals es la que determina, dentro de ciertas circunstancias, la adsorción entre partículas. Según la carga eléctrica que posean las partículas de la suspensión y los granos del medio filtrante, se pueden presentar varios casos:

- Los *granos* del medio filtrante son *negativos* y los *flóculos* o partículas son *positivos*. En este caso existe una fuerza atractiva entre el medio y las partículas, lo que hace que la sola aproximación de éstas a los granos del lecho, pueda producir atracción y adhesión.

- Los *granos* del medio filtrante son *negativos* mientras que las *partículas* son *neutras*. En este caso la barrera de energía desaparece y todo contacto se puede esperar que termine en adhesión.
- Los *granos* del medio filtrante son *negativos* y los *flóculos* son *negativos* también. En este caso existe repulsión entre unos y otros, pero las fuerzas hidrodinámicas pueden ocasionalmente vencer la barrera de energía y aproximar suficientemente las partículas a los granos como para que las fuerzas de Van der Waals puedan actuar. La probabilidad de adhesión de las partículas en este caso es menor que en los anteriores.

Del análisis de cada uno de estos casos se explica la importancia en la dosificación de coagulantes para influenciar el comportamiento de los filtros.

Puente químico

La desestabilización de los coloides es efectuada por los productos de la hidrólisis que, a determinados pH, se polimerizan.

Las cadenas de polímeros adheridas a las partículas dejan sus segmentos extendidos en el agua, los que pueden ser adsorbidos por otras partículas o por sitios vacantes entre los granos del filtro. Este fenómeno es independiente de las cargas electrostáticas.

El empleo de polielectrolitos como ayudantes de filtración puede ser de gran utilidad para aumentar la adhesión de la materia suspendida al medio filtrante. Las partículas con sus segmentos poliméricos adheridos, al atravesar los intersticios del medio filtrante, se enlazan con los segmentos sueltos adsorbidos por los granos o por los de partículas ya adheridas al lecho filtrante y quedan en esta forma retenidas.

IV.2 CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO FILTRANTE

El funcionamiento deseable de todo filtro requiere que el material que constituye al medio filtrante cumpla con ciertas características que permitan la durabilidad, eficiencia de remoción, duración de carrera y facilidad de lavado del filtro.

Las características que son utilizadas en la práctica para definir el funcionamiento de un medio filtrante granular son la forma, tamaño, densidad y composición química de sus partículas, además de su permeabilidad y porosidad que dependen de la distribución de tamaños de sus granos, o granulometría del medio.

La forma de las partículas, definida por su esfericidad o angulosidad, tiene fuerte influencia sobre la pérdida de carga en el lecho durante la operación del filtro, la velocidad mínima de fluidificación y el comportamiento del medio durante el retrolavado, ya que es más difícil expandir un lecho de partículas irregulares.

El tamaño y densidad de las partículas del medio deben favorecer que la fuerza de fricción ejercida durante el lavado conduzca a una limpieza adecuada. Así, los granos no deben ser tan grandes como para requerir una tasa de lavado muy alta y la densidad debe ser siempre mayor que la de las partículas removidas para evitar la pérdida de

material durante el lavado. Las tasas muy altas de filtración también pueden producir la fuga de partículas que causan turbiedad en el efluente.

Una composición química deseable es la que garantice una durabilidad económica del medio filtrante y que no altere la composición química del agua filtrada.

La porosidad del medio filtrante depende de la estructura o acomodo de las partículas que lo componen, y ésta depende a su vez, de la forma de las mismas. Al alejarse de la forma esférica, la porosidad para un volumen determinado se incrementa, al igual que el área superficial, lo que tiene un efecto benéfico en los mecanismos de remoción que dependen del área superficial, sin embargo, una forma muy angulosa resultará en detrimento del funcionamiento hidráulico tanto en la operación normal del filtro como en su retrolavado, aumentando las pérdidas de carga y por lo tanto, los requerimientos de energía.

Forma de las partículas

La forma de las partículas o granos de un medio filtrante está representada por su esfericidad y su factor de forma, que dependen directamente del área superficial y el volumen de los mismos.

La esfericidad (ψ) se define como la relación entre el área superficial de una esfera con volumen igual al del grano y el área superficial real de este, esto es:

$$\psi = \frac{A_s / V_s}{A_p / V_p}$$

donde:

A_s , área superficial de una esfera
 V_s , volumen de la esfera
 A_p , área superficial de una partícula
 V_p , volumen de la partícula
 $V_s = V_p$

El volumen y el área superficial de una esfera en función de su diámetro resultan:

$$V_s = \frac{\pi d^3}{6} \quad \text{y} \quad A_s = \pi d^2$$

donde:

d , diámetro de la esfera

Sustituyendo el volumen y el área superficial de la esfera y dejando la esfericidad en función del diámetro, volumen y área superficial de la partícula, entonces:

$$\psi = \frac{6 \pi d^2 V_p}{\pi d^3 A_p} \quad (V_p=V_s) \quad \text{y} \quad \frac{A_p}{V_p} = \frac{6}{\psi d}$$

El área superficial de una esfera es menor que la de cualquier partícula con otra geometría y el mismo volumen, por lo tanto el valor de la esfericidad siempre será menor a 1.

A la relación A_p / V_p se le conoce como factor de forma (S) y es utilizado por algunos autores como parámetro para caracterizar a un medio filtrante.

| Descripción | Esfericidad, ψ | Factor de forma, S | Porosidad, e |
|-------------|---------------------|--------------------|--------------|
| Esféricas | 1.00 | 6.0 | 0.38 |
| Redondeadas | 0.98 | 6.1 | 0.38 |
| Desgastadas | 0.94 | 6.4 | 0.39 |
| Agudas | 0.81 | 7.4 | 0.40 |
| Angulares | 0.78 | 7.7 | 0.43 |
| Trituradas | 0.70 | 8.5 | 0.48 |

Tabla IV.1 - Esfericidad y porosidad según la forma de las partículas ⁽⁷⁾

La magnitud de la esfericidad para una muestra representativa del medio filtrante puede determinarse por simple observación, o bien, a partir de la velocidad de sedimentación de granos representativos, cuando la temperatura del fluido de prueba y el peso específico de las partículas son conocidos. Entonces:

$$\psi = \frac{d_o}{d_s} = \sqrt{\frac{v_s}{v_o}}$$

donde:

d_o , diámetro de la esfera de volumen equivalente

d_s , diámetro de la partícula

v_s , velocidad de sedimentación de la partícula

v_o , velocidad de sedimentación de la esfera de volumen equivalente

En cuanto al factor de forma, existen técnicas directas e indirectas para su determinación. En las primeras, se miden las dimensiones de cada grano para una muestra representativa, y en las segundas, se infieren a partir de una propiedad observada, como la permeabilidad, para todo el medio filtrante o empaque. Los métodos indirectos son más comunes debido a su simplicidad.

| Material | Forma | Esfericidad | Densidad relativa | Porosidad % | Tamaño efectivo mm |
|---------------------|--------------------------------|-------------|-------------------|-------------|--------------------|
| Arena de sílice | Redondeada | 0.82 | 2.65 | 42 | 0.4 - 1.0 |
| Arena de sílice | Angular | 0.73 | 2.65 | 53 | 0.4 - 1.0 |
| Arena Ottawa | Esférica | 0.95 | 2.65 | 40 | 0.4 - 1.0 |
| Grava de sílice | Redondeada | | 2.65 | 40 | 1.0 - 50 |
| Granate | | | 3.1 - 4.3 | | 0.2 - 0.4 |
| Antracita triturada | Angular | | 1.5 - 1.75 | 55 | 0.4 - 1.4 |
| Plástico | Las características a elección | | | | |

Tabla IV. 2 - Características de diferentes medios filtrantes ⁽⁷⁾

Tamaño y distribución de los granos

Los parámetros que definen el tamaño y la distribución de los granos de un filtro en particular, son el tamaño efectivo (TE) y el coeficiente de uniformidad (U) (Allen Hazen, 1892).

El tamaño efectivo es el tamaño promedio del grano, medido como el claro en milímetros del tamiz que deja pasar el 10%, en peso, de las partículas y retiene el 90% restante. El coeficiente de uniformidad es la relación entre el tamaño del tamiz que deja pasar el 60% de la muestra dividido entre el que solo deja pasar el 10% más fino que él. Para su determinación se requiere construir una curva granulométrica de una muestra representativa del medio filtrante (se recomienda de 100 a 1000 gramos) a partir de un análisis estándar, que consiste en cernir la muestra a través de una serie de charolas con mallas o tamices de apertura definida y pesar el contenido de cada charola. Se grafican los pesos acumulados retenidos en las mallas contra los diámetros de las mallas, que están relacionados con el tamaño de las partículas retenidas. Se puede expresar entonces, con la nomenclatura utilizada en Mecánica de Suelos:

$$TE = d_{10} \quad \text{y} \quad U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

donde:

d, representa el tamaño de la partícula y su subíndice se refiere al porcentaje de granos, en peso, que deja pasar el tamiz de tamaño d.

Hazen observó que, mientras el tamaño efectivo d_{10} permanezca más o menos constante, la resistencia hidráulica de los lechos de arena no varía en forma importante al cambiar el tamaño de las partículas, hasta valores de 5.0 del coeficiente de uniformidad. Los valores comunes para el coeficiente de uniformidad que se han empleado durante el desarrollo de los filtros de arena van de 1.3 a 1.7.

Una arena se considera uniforme si está integrada por partículas del mismo tamaño, y no uniforme si las partículas que la constituyen van desde tamaño fino hasta grueso. La arena uniforme posee mayor porosidad que una no uniforme y, por lo tanto, mayor permeabilidad y menor resistencia al flujo.

Debido a que la distribución de tamaños de granos en la arena de origen natural normalmente no cumple con las especificaciones de tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad requeridas en un filtro para agua potable, se hace necesario eliminar un cierto porcentaje, por lavado o cernido, de las partículas más finas y más gruesas, respectivamente.

Si se construye una gráfica apoyada en la distribución log – normal, la granulometría requerida por un filtro rápido es representada por una línea recta, como se muestra en la figura IV.2.

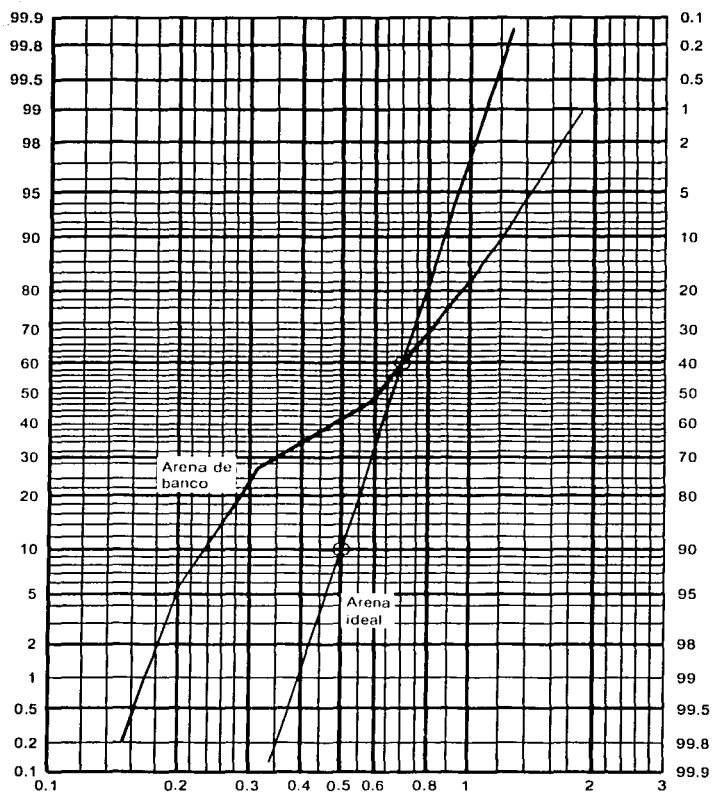


Fig. IV.2 - Distribución de tamaños típica para medio filtrante de arena

Se puede definir que la arena por modificar tiene un porcentaje utilizable P_u , un porcentaje demasiado fino P_f y un porcentaje demasiado grueso P_g .

$$P_u + P_f + P_g = 100 \%$$

Toda la arena contenida entre el d_{10} y el d_{60} es útil, entonces las porciones finas y gruesas que se van a remover son funciones de P_{10} y P_{60} , porcentajes del lote de arena más pequeños que el tamaño efectivo deseado d_{10} y del tamaño d_{60} , respectivamente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La arena contenida entre los tamaños P_{60} y P_{10} constituye la mitad de la arena especificada, siendo el porcentaje utilizable:

$$P_u = 2 (P_{60} - P_{10})$$

Debido a que la arena especificada puede contener solamente 1/10 de arena utilizable de tamaño menor que P_{10} , el porcentaje por debajo del cual el lote de arena resulta demasiado fino para que pueda usarse es:

$$P_f = P_{10} - 0.1 P_u = P_{10} - 0.2 (P_{60} - P_{10}),$$

siempre que el tamaño de grano correspondiente a la arena demasiado fina sea igual o mayor que el tamaño más pequeño de la arena que se incluirá en el filtro.

Finalmente, el porcentaje más grueso a remover resulta:

$$P_g = 100 - (P_u + P_f)$$

$$P_g = 100 - 2 (P_{60} - P_{10}) - P_{10} + 0.2 (P_{60} - P_{10})$$

$$P_g = 100 - 1.8 (P_{60} - P_{10}) - P_{10}$$

Durabilidad, resistencia y otras pruebas de laboratorio

Para determinar qué tanto se dañará el medio con el tiempo, se realiza la prueba de solubilidad en ácido clorhídrico y en hidróxido de sodio, la cual consiste en sumergir una muestra lavada y pesada previamente en el ácido y en el hidróxido de sodio, para pesar nuevamente la muestra después de un tiempo adecuado y calcular el porcentaje soluble de la arena.

La prueba de ignición, para definir la resistencia de las partículas que constituyen al medio filtrante, consiste en someter una muestra a temperaturas de hasta 700° C y calcular la pérdida en peso de la misma.

Para evaluar la fuerza requerida para el retrolavado, se mide la densidad de las partículas, lavando, secando y pesando la arena para luego determinar su volumen sumergiéndola en agua destilada.

Características particulares de medios filtrantes comunes

Arena

La arena es el medio filtrante más usado, por resultar económico en su implementación. En los filtros rápidos de arena la profundidad del lecho es de 60 a 70 cm, el TE de 0.45 a 0.7 mm y el CU de 1.3 a 1.7. Una especificación típica de arena para filtros rápidos es la de la tabla siguiente:

| No. Tamiz | Abertura mm | % retenido sobre el tamiz | |
|-----------|----------------|---------------------------|--------|
| | | Mínimo | Máximo |
| 70 | 0.208 | 0 | 1 |
| 50 | 0.295 | 0 | 9 |
| 40 | 0.417 | 40 | 60 |
| 30 | 0.589 | 40 | 60 |
| 20 | 0.833 | 0 | 9 |
| 16 | 1.168 | 0 | 1 |

Tabla IV.3 - Arena típica para filtros rápidos ⁽⁵⁾

La arena para filtros debe tener una solubilidad en ácido clorhídrico al 40%, en 24 horas, menor del 5%; una densidad relativa mayor de 2.5 y debe ser limpia y bien graduada.

La operación normal de filtros de arena, permite tratar aguas con turbiedad de 5 a 10 UTN a tasas de hasta 120 m³ / m² d

Antracita

En ocasiones se usa carbón de antracita triturado en vez de arena como medio granular filtrante. Según normas internacionales, la antracita para filtros debe ser limpia, dura, de densidad relativa mayor de 1.4, solubilidad en ácido menor del 1% y coeficiente de uniformidad menor de 1.7.

En filtros de antracita se puede usar un lecho de 60 a 70 cm de profundidad con tamaño efectivo de 0.70 mm o mayor.

Arena – antracita

Un filtro de medio dual usa típicamente 60 cm de antracita de 1 mm, sobre 15 cm de arena. Debido a la diferencia de densidades relativas, antracita 1.4 y arena 2.65, la antracita, de tamaño apropiado según el tamaño de la arena, permanece encima de la arena durante el lavado y permite tratar aguas con turbiedades de hasta 15 UTN a tasas de filtración de 240 a 300 m³ / m² d. A continuación se muestran granulometrías y características típicas de medios duales de antracita y arena:

| No. Tamiz | Abertura Mm | % que pasa | |
|-----------|----------------|------------|----------|
| | | antracita | arena |
| 4 | 4.760 | 99 – 100 | |
| 6 | 3.360 | 95 – 100 | |
| 14 | 1.410 | 60 – 100 | |
| 16 | 1.168 | 30 – 100 | |
| 18 | 1.000 | 0 – 50 | |
| 20 | 0.833 | 0 – 5 | 96 – 100 |
| 30 | 0.589 | | 70 – 90 |
| 40 | 0.417 | | 0 – 10 |
| 50 | 0.295 | | 0 – 5 |

Tabla IV.4 - Granulometría típica para medios duales ⁽⁵⁾

| Característica | | Valor | |
|--------------------|-----------------|-----------|--------|
| | | Intervalo | Típico |
| Antracita | Profundidad, cm | 20 - 60 | 46 |
| | TE, mm | 0.8 - 2.0 | 1.2 |
| | CU | 1.4 - 1.8 | 1.5 |
| Arena | Profundidad, cm | 25 - 60 | 30 |
| | TE, mm | 0.3 - 0.8 | 0.5 |
| | CU | 1.2 - 1.6 | 1.4 |
| Tasa de filtración | | 120 - 600 | 350 |

Tabla IV.5 - Filtro típico de medio dual ⁽⁵⁾

Para filtros de medio dual, la combinación apropiada de arena y antracita está dada por la ecuación (Kawamura, 1975):

$$\frac{d_1}{d_2} = \left(\frac{S_2 - 1}{S_1 - 1} \right)^{2/3}$$

donde:

d_1 y d_2 son los diámetros de partículas con densidades relativas S_1 y S_2 respectivamente.

Otro criterio práctico sugiere que los granos de antracita deben tener un tamaño aproximadamente igual al doble del de los granos de arena.

IV.3 FLUJO A TRAVÉS DEL MEDIO FILTRANTE

Existen diversos modelos matemáticos que tratan de describir el comportamiento de los filtros, sin embargo, no han demostrado ser precisos y su aplicación en la práctica resulta compleja.

Para calibrar cada modelo se hace necesario trabajar con filtros piloto para conocer el comportamiento de un determinado medio filtrante, operando con una cierta suspensión, por lo que los resultados de cada experimento no pueden generalizarse.

Los objetivos de estudio de los modelos matemáticos para la filtración en medios granulares son el conocimiento del comportamiento hidráulico debido a las variaciones en la calidad del agua y los cambios que experimentan los granos debido a la adherencia de sólidos y la consiguiente disminución de la porosidad de los lechos filtrantes, además de la capacidad de remoción de partículas en función de la profundidad del filtro. La importancia de obtener dicho conocimiento radica en que la duración de la carrera o ciclo de operación de un filtro está definida por la máxima pérdida de carga hidráulica que permite la geometría del mismo, y por la calidad del efluente, ambos factores, estrechamente relacionados.

Al pasar el agua cruda o sedimentada a través de un medio filtrante granular, la fricción que tiene lugar al atravesar los poros produce una pérdida de carga.

Al comenzar la operación del filtro, los granos del lecho están limpios y la pérdida de carga se deberá solamente al tamaño, forma y porosidad (características hidráulicas) del medio filtrante y a la viscosidad y velocidad del agua. Si el fluido no tuviera partículas en suspensión o disolución, esta pérdida de carga inicial sería constante a través de todo el ciclo o carrera de filtración (en filtros de tasa declinante, la pérdida disminuiría proporcionalmente a la reducción de la tasa de filtración). Pero los sólidos contenidos en el agua del influente van recubriendo los granos del lecho incrementando su diámetro y disminuyendo su porosidad inicial, con lo que la pérdida de carga se incrementará también debido a la reducción del área de paso del flujo.

Se pueden identificar entonces dos tipos de pérdidas de carga: una pérdida de carga inicial (que será la mínima que puede producir el filtro), debida únicamente a las características hidráulicas del medio filtrante y del fluido, y una pérdida de carga por colmatación o taponamiento debida a los sólidos adheridos y atrapados en el lecho filtrante, que es función del tiempo y de las características de la suspensión.

Pérdida de carga inicial

El flujo a través de un filtro granular limpio se puede describir a partir de la fórmula de Darcy – Weisbach para flujo en conductos a presión, considerando a los espacios entre los granos del medio como pequeños conductos por donde escurre el agua.

$$h_F = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

donde:

h_F , pérdida de carga

f , factor de fricción

L , longitud de recorrido a través del filtro (espesor del medio filtrante)

D , diámetro del conducto

v , velocidad de flujo

g , aceleración de la gravedad

Se supone que el flujo es laminar.

Esta expresión se puede adaptar para el flujo a través de un medio poroso, incorporando los parámetros representativos de los filtros.

El radio hidráulico, R , para una sección cualquiera resulta:

$$R = \frac{\text{área}}{\text{perímetro mojado}}$$

que para una sección circular:

$$R = \frac{\pi D^2}{4 \pi D} = \frac{D}{4}$$

Sustituyendo el diámetro por $4R$ en la ecuación de Darcy:

$$h_F = f \frac{L v^2}{R 8g}$$

El radio hidráulico relaciona al área de flujo con el perímetro mojado que provocan la resistencia al flujo del agua. Si se transforma al área por el volumen de vacíos del lecho filtrante y al perímetro mojado por el área superficial de las partículas que lo constituyen, no se altera el carácter dimensional de la expresión para el radio hidráulico, pues se multiplica tanto al numerador como al denominador por parámetros de longitud; y se obtiene una expresión adecuada para el caso particular de flujo a través de material granular.

$$R = \frac{\text{área}}{\text{perímetro mojado}} \approx \frac{\text{volumen}}{\text{área superficial}}$$

El radio hidráulico puede ahora relacionarse con las características del medio filtrante. El volumen total de las partículas (volumen de sólidos) y el área superficial total de las mismas son:

$$V_{TP} = N V_P \quad \text{y} \quad A_{TP} = N A_P$$

donde:

N , número de partículas
 V_P , volumen de una partícula
 A_P , área superficial de una partícula

El volumen de vacíos puede calcularse utilizando el concepto de porosidad, e , del lecho filtrante, de donde:

$$e = \frac{V_v}{V_F} \quad \text{y} \quad 1 - e = \frac{V_{TP}}{V_F}$$

donde:

e , porosidad del lecho
 V_v , volumen de vacíos
 V_F , volumen del filtro ($V_F = V_{TP} + V_v$)
 V_{TP} , volumen total de las partículas (volumen de sólidos)

Entonces:

$$V_v = \frac{e N V_P}{1 - e}$$

y la expresión modificada para el radio hidráulico, finalmente resulta:

$$R = \frac{e N V_p}{N A_p} = \left(\frac{e}{1-e} \right) \frac{V_p}{A_p}$$

El volumen y el área superficial de una partícula están relacionados con la esfericidad, como se dedujo en el inciso IV.2:

$$\frac{V_p}{A_p} = \psi \frac{d}{6}$$

Incluyendo la expresión deducida para el radio hidráulico y esta última ecuación, la fórmula de Darcy queda:

$$\frac{h_F}{L} = f \frac{3 v^2 (1-e)}{4 g \psi d e}$$

La velocidad, v , en la ecuación anterior, se refiere a la velocidad promedio en los poros del medio filtrante, la cual es directamente proporcional a la velocidad superficial, v_s , o la relacionada al área superficial del filtro, e inversamente proporcional a la porosidad.

$$v_s = \frac{Q}{A_s} \quad \text{y} \quad v = \frac{v_s}{e}$$

donde:

Q , gasto que entra al filtro

A_s , área superficial del filtro (perpendicular al sentido del flujo)

La ecuación resultante, en función de la velocidad superficial, es conocida como la fórmula de Carman-Kozeny:

$$\frac{h_F}{L} = f \frac{3(1-e) v_s^2}{4 g \psi d e^3} = C_f \left(\frac{1-e}{e^3} \right) \frac{v_s^2}{\psi d g}$$

donde:

C_f , coeficiente de fricción

El coeficiente de fricción esta en función del número de Reynolds, cuya definición varía entre diversos autores. Una ecuación utilizada comúnmente es:

$$Re = \frac{\rho v_s \psi d}{\mu}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

y para el coeficiente de fricción, la fórmula de Ergun es:

$$C_r = 150 \frac{1-e}{Re} + k$$

donde k es un valor constante, cuyo valor originalmente aceptado es de 1.75.

Sustituyendo el coeficiente de fricción y el número de Reynolds en la fórmula de Carman-Kozeny se tiene:

$$\frac{h_F}{L} = \frac{150 \mu (1-e)^2}{\rho g e^3} \frac{v_s}{(\psi d)^2} + k \frac{(1-e)^2}{e^3} \frac{v_s}{(\psi d)^2}$$

El primer término de la ecuación anterior se debe a las pérdidas de carga bajo condiciones de flujo laminar y el segundo término se aplica a las pérdidas de carga en flujo turbulento. Camp encontró que se establece un flujo laminar hasta un valor de 6 en el número de Reynolds, Re. Para valores de Re menores a 6, el segundo término de la ecuación puede despreciarse.

Los valores obtenidos con la fórmula de Carman-Kozeny utilizando el coeficiente propuesto por Ergun (1952) difieren de los obtenidos con la fórmula de Fair y Hatch, resultando estos últimos un 20% mayores, debido al carácter empírico de los coeficientes empleados. La fórmula de Fair y Hatch se obtiene de manera semejante a la de Ergun, partiendo de la ecuación de Carman-Kozeny, y resulta:

$$\frac{h_F}{L} = f \frac{\mu}{\rho g} \frac{(1-e)^2}{e^3} \left(\frac{A_p}{V_p} \right)^2 v_s$$

El coeficiente f (Kozeny) se convierte en un residual adimensional con valor aproximado a 5.0 para la mayor parte de las condiciones de filtración de agua.

Sustituyendo a la relación de área / volumen por $6 / \psi d$, y tomando $f = 5$:

$$\frac{h_F}{L} = \frac{180 \mu (1-e)^2}{\rho g e^3} \frac{v_s}{(\psi d)^2}$$

que es 1.2 veces el valor que se obtiene con la fórmula de Ergun, cuando se desprecia el segundo término de esta última.

En 1945 y 1949, Rose desarrolló una ecuación para determinar la pérdida de carga hidráulica en un filtro que es similar en su obtención y resultados a la de Fair y Hatch:

$$\frac{h_F}{L} = f' \frac{1}{d e^4} \frac{v_s^2}{g}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El factor de fricción f' se puede relacionar con el coeficiente de arrastre C_D , el cual es función del número de Reynolds, Re , de la siguiente manera:

$$f' = 1.067 C_D$$

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{Re^{0.5}} + 0.34$$

Cuando los granos no son esféricos, pero son de tamaño uniforme:

$$\frac{h_F}{L} = 1.067 C_D \frac{1}{\psi d e^4} \frac{v_s^2}{g}$$

En las ecuaciones vistas hasta ahora para calcular las pérdidas de carga por fricción del fluido a través de los granos, se considera un tamaño uniforme de partículas, lo que dista de la realidad. Se puede estimar la pérdida de carga con mayor aproximación si se cuenta con la curva granulométrica del medio filtrante; se calcula entonces la pérdida de carga para profundidades parciales del filtro, l_i , tomando el tamaño, d_i que corresponda a la fracción del material por peso, w_i , de acuerdo con la distribución real. El coeficiente de fricción también cambiará debido a los diferentes tamaños.

Adaptando la fórmula de Ergun:

$$\sum w_i = 1.0$$

$$l_i = w_i L$$

$$h_{Fi} = \frac{l_i C_{fi}}{d_i} \left(\frac{1-e}{e^3} \right) \frac{v_s^2}{\psi g}$$

$$h_F = \sum h_{Fi} = \left(\frac{1-e}{e^3} \right) \frac{v_s^2}{\psi g} L \sum \frac{w_i C_{fi}}{d_i}$$

Para las demás fórmulas se sigue un razonamiento análogo.

La pérdida de carga inicial será la carga mínima necesaria para la operación de los filtros. Si su valor es alto, la altura total requerida por el filtro aumentará, o bien, disminuirá la carrera del filtro al consumirse más rápido la carga total disponible. De ahí su importancia para el diseño de las unidades de filtración.

Pérdida de carga total

La pérdida de carga total es función de las características hidráulicas del filtro, las propiedades naturales del fluido y también de la distribución de los depósitos específicos en el lecho filtrante. Se le denomina *depósito específico* σ , al volumen de material retenido por unidad de volumen del medio filtrante.

$$H_F = h_F + a \int_0^L \sigma dL$$

donde:

H_F , pérdida total de carga en el medio filtrante
 h_F , pérdida de carga inicial
 a , coeficiente de variación de la pérdida de carga
 σ , depósito específico
 dL , longitud o profundidad diferencial

La pérdida de carga inicial se calcula con cualquiera de las ecuaciones expuestas en este inciso. El coeficiente de variación de la pérdida de carga depende del tipo de medio filtrante usado, de la tasa de filtración, de la viscosidad del agua y de las características de la suspensión.

En el caso ideal de que el depósito específico sea uniforme en todo el lecho, la pérdida de carga se representaría por una línea recta con pendiente θ_2 y la expresión anterior quedaría así:

$$H_F = h_F + a \sigma L \quad (\text{Ives, 1963})$$

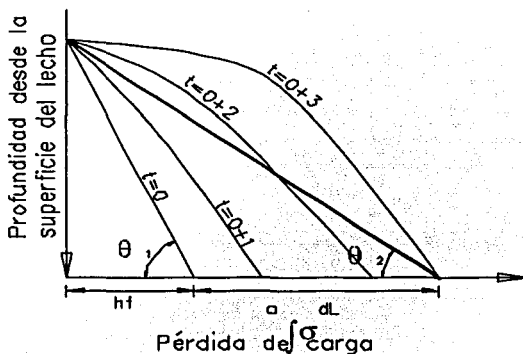


Fig. IV.3 - Pérdida de carga total en un filtro ⁽¹⁰⁾

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Sin embargo, en los lechos estratificados la mayor pérdida de carga se presenta en la capa superior del filtro, donde los granos son de menor tamaño. La recta ideal se convierte entonces en una curva que aumenta su convexidad con el tiempo, a medida que las partículas en suspensión del influente se acumulan en las capas superiores.

Expresando la pérdida total en función de la tasa de filtración o velocidad en el filtro, v_s , y del tiempo, t :

$$H_F = h_F + a \sigma v_s t$$

Para la obtención del coeficiente a se requieren realizar corridas en filtros piloto con el agua y el medio filtrante que se pretendan utilizar. Debido a que la determinación del depósito específico σ no resulta sencilla, algunos autores la han sustituido por la concentración de sólidos suspendidos totales en el agua del influente (SST), e incluso por el parámetro de turbiedad del influente (Teixeira, 1996), obteniendo resultados aceptables para los casos particulares en que se experimentó.

El modelo de Ives, calibrado en laboratorio para obtener el coeficiente de variación de la pérdida de carga, permite calcular con buena aproximación el tiempo de duración de las corridas de filtración para una carga disponible y una tasa de filtración de diseño, conociendo la calidad del influente en términos de SST, turbiedad o depósito específico.

V. FILTROS RÁPIDOS DE LA POTABILIZADORA DE COATEPEC

Se proyectaron 3 módulos de filtración para un gasto total de 180 litros por segundo, a construirse en dos etapas. En la primera etapa se contempla tratar un gasto de 120 litros por segundo mediante dos módulos de filtración, y en la segunda etapa se construirá una unidad adicional para 60 litros por segundo, completando así la capacidad total de la planta potabilizadora.

El diseño de los filtros fue propuesto en la etapa de ingeniería básica, siendo éstos de medio simple, tasa declinante y autolavables (lavado del filtro más sucio con el efluente de los demás).

Cada unidad o batería de filtración, se compondrá de 5 filtros rápidos de arena uniforme de tipo cuarzosa con diámetro efectivo (d_{10}) de 0.55 mm y un coeficiente de uniformidad (C_u) de 1.5, con una profundidad de 80 centímetros, colocada sobre un lecho de grava con 45 cm de espesor de diferente granulometría en capas de espesor variable y, a su vez, sobre un falso fondo integrado por placas o vigas prefabricadas de concreto con orificios y boquillas de PVC.

El área requerida por cada filtro resultó de 5.40 m², lográndose así una velocidad o tasa media de filtración de 200 m³ / m² / d.

La altura total de los filtros resultó de 5 metros desde su nivel de desplante. Cada filtro cuenta con una canaleta central y un canal de agua de lavado, que funcionan también como sistema de distribución del agua que entra al tanque. También cuentan con un canal individual para el agua filtrada con un vertedor hacia un canal común, donde se conecta una tubería que se dirige al tanque de contacto con cloro. Esta última característica es propia de los filtros de tasa declinante y autolavables.

El proceso de lavado de cada filtro se controlará manualmente mediante la apertura de la compuerta de agua de lavado del filtro más sucio, el cierre de la compuerta de alimentación y el cierre parcial o total de la compuerta de salida del canal común de agua filtrada de la batería.

El retrolavado o lavado en flujo ascendente de cada filtro se realizará mediante agua y aire. La carga hidráulica necesaria será proporcionada al cerrar la compuerta de salida de la unidad, permitiendo la elevación del nivel en el canal común de agua filtrada, por lo que deberá disminuir la producción de agua filtrada, e incluso salir de operación durante el tiempo que dure el lavado del filtro más sucio, según las necesidades de cada filtro y en función del porcentaje de expansión del lecho de arena.

V.1 COMPONENTES DEL FILTRO

Canal común de alimentación

Este canal tiene por objeto la distribución uniforme del flujo proveniente de los sedimentadores de alta tasa de placas paralelas, o directamente después de la unidad de mezcla rápida, que en este caso es un canal Parshall.

Tiene una profundidad de 1.60 m y un ancho de 0.70 m y, al igual que todos los componentes de este tipo de unidades, está ligado a la batería por medio de un muro común a los depósitos para agua de lavado y distribución hacia el interior de cada filtro. Su longitud total es de 10 m, alimentando a una batería de 5 filtros.

Lecho filtrante

Estará constituido por una capa única de arena de cuarzo, que se deberá obtener de un banco de material cercano al sitio de la obra y se adecuará hasta lograr cumplir con las características de diseño para tamaño efectivo (TE) de granos y coeficiente de uniformidad (C_u).

Para la etapa de operación se recomienda hacer pruebas piloto con los medios filtrantes disponibles en la zona del proyecto y evaluar su funcionamiento tanto en condiciones de estiaje (filtración directa si el agua cruda tiene baja turbiedad) y en época de lluvias, evitando así cambiar el lecho anualmente para adaptarse a las diferentes condiciones de calidad del influente.

El filtro propiamente dicho, donde se colocará el lecho filtrante, tiene dimensiones en planta de 3 m x 1.80 m, y una profundidad efectiva de 4.80 m.

Lecho de soporte

Sirve de base para que el medio no penetre en los drenes y los obstruya. Se empleará grava colocada de menor a mayor tamaño, tomando como referencia el punto de contacto con el medio filtrante.

El tamaño y la profundidad de la capa inferior del lecho de grava dependen de las características del sistema de drenaje elegido, y el tamaño y profundidad de la capa superior de grava dependen del tamaño de la capa inferior de medio fino al cual se esté soportando.

Bajo dren o sistema de distribución de agua filtrada

El bajo dren tiene la doble función de repartir uniformemente el flujo de entrada en el medio filtrante, así como distribuir el agua y aire en el retrolavado.

Debido a que el sistema de lavado del filtro más sucio, empleará la carga hidráulica obtenida mediante el efluente de los filtros en operación, se empleará un bajo dren que facilite el paso del agua con pérdidas de carga relativamente bajas, con el objetivo de no incrementar la altura del filtro. Por este motivo no es posible el uso de boquillas microranuradas ni drenes tipo Leopold o Wheeler, ya que tienen orificios muy pequeños y

necesitan cargas hidráulicas altas para permitir que el agua fluya con las velocidades o tasas de lavado requeridas.

Se emplearán drenes que consisten sencillamente en placas planas o vigas prefabricadas de concreto con orificios.

Canal vertedor de agua filtrada

Cada filtro cuenta con un canal vertedor con dimensiones en planta de 1.8 m x 0.70 m, y 3.10 m de profundidad. El nivel del vertedor está por encima del nivel de la superficie del lecho filtrante, y por encima también del nivel de vertido de la canaleta de lavado, lo cual es una característica propia de los filtros autolavables, donde no existen problemas relacionados con la aparición de presiones negativas dentro del medio durante su operación.

La independencia de este canal permite conocer en cada momento las pérdidas de carga individuales de cada filtro por taponamiento, resultando ventajoso al poder identificar al filtro más sucio de la batería.

Para un adecuado funcionamiento de la pared vertedora del canal, se colocará una lámina galvanizada, que puede ajustarse, en caso de que existiera algún hundimiento diferencial en el tanque.

Este depósito y el canal común de agua filtrada estarán cubiertos por una losa de concreto para evitar que entren hojas u otros objetos transportados por el aire, y tendrá registros de inspección para poder observar los niveles de agua y tomar muestras para evaluar su calidad.

Canal común de agua filtrada

El agua vertida por los depósitos individuales de cada filtro, es recolectada por el canal común de agua filtrada, de donde se conducirá por medio de una tubería hasta el tanque de contacto de cloro.

Este canal tiene dimensiones en planta de 10.0 m x 0.70 m y una profundidad útil de 1.0 m aproximadamente, ya que al rebasar este tirante, el agua la comparte con los depósitos individuales de agua filtrada, lo que solo ocurrirá durante el lavado del filtro más sucio y no durante la operación normal de la batería de filtración.

Sistema de lavado

La limpieza de los filtros rápidos de tasa declinante autolavables consiste en hacer pasar un flujo de agua filtrada en sentido ascendente mediante la elevación del nivel del agua en el canal común de agua filtrada o tanque de aguas claras, y un flujo auxiliar de aire a presión para fomentar la expansión del lecho de arena y la fricción entre los granos.

La elevación del nivel del agua en el canal común de agua filtrada que permita obtener una carga hidráulica suficiente y una velocidad adecuada para suspender y remover las partículas que causan la obstrucción del filtro más sucio será proporcionada por el efluente de cuatro de los cinco filtros de la batería.

La energía necesaria para lograr una expansión del lecho de arena de entre 15 y 30 por ciento será proporcionada por el agua, mientras que el aire a presión, distribuido por una tubería en "peine" con orificios que va colocada en la parte inferior del falso fondo, fomentará la fricción entre los granos facilitando el desprendimiento de los sólidos retenidos.

El empleo de aire a presión como auxiliar en el lavado de los filtros, permite utilizar un menor gasto de agua de lavado, lo que produce una mayor eficiencia en la operación y una mayor producción de agua filtrada. De no utilizar aire, se requeriría una mayor expansión y mayor tiempo de lavado, lo que llevaría a un mayor gasto o caudal y la pérdida de arena por el drenaje.

Canaleta de lavado

Tiene la función de recolectar el agua de lavado para conducirla hacia el depósito para drenaje que se encuentra entre el canal común de alimentación y el filtro propiamente dicho.

Cada filtro cuenta con una canaleta de concreto reforzado de 0.30 m de ancho, 0.4 m de alto, y 3 m de longitud, con capacidad para desalojar hasta 60 l/s, que corresponde al gasto total de la batería y por lo tanto al gasto máximo para el lavado de un filtro.

Tuberías y compuertas

Las unidades de filtración fueron diseñadas para tener un mínimo de controles y tuberías, lo que facilita su operación y ahorra los recursos a invertir en instrumentación y mano de obra calificada. Las tuberías únicamente se emplean para conectar los filtros con los sedimentadores y con el tanque de contacto con cloro. Para la primera conexión se utilizarán tubos de PVC de 20 cm de diámetro y para la salida hacia el tanque de cloro, tubos de PVC de 30 cm de diámetro.

A la entrada de cada batería de cinco filtros, llegan 2 tuberías, cuyo caudal puede controlarse con válvulas de mariposa fuera de los filtros. Para controlar la entrada de agua sedimentada del canal común de alimentación hacia los filtros, se colocarán compuertas tipo Miller de 20 cm de diámetro, una por cada filtro. En los depósitos para el drenaje del agua de lavado, también se colocarán compuertas del mismo tipo, pero de 30 cm de diámetro, todas ellas a lo largo de un pasillo colocado en la parte superior de dichos depósitos a lo largo de la batería filtrante. Finalmente, para el control del efluente de cada batería de filtración, se colocará una compuerta de 30 cm de diámetro.

Accesos

Para el fácil acceso a los filtros, con fines de operación, mantenimiento y toma de muestras, se diseñaron escaleras y pasillos con barandales, así como tapas sanitarias sobre el canal de agua filtrada.

V.2 CRITERIOS DE DISEÑO

Gastos de diseño

Se contemplaron dos etapas de construcción, tomando en consideración la población de 1995, año en que se realizaron los estudios de ingeniería básica, y la población futura hasta el año 2010. La dotación de proyecto fue de 200 l/ hab / día.

| Etapa de construcción | Etapa 1 (actual) | Etapa 2 (2010) |
|-----------------------|------------------|----------------|
| Número de habitantes | 43,200 | 64,800 |
| Gasto máximo diario | 120 l/s | 180 l/s |

Tabla V.1 - Gastos de diseño

Número de filtros

Se diseñaron 3 módulos o baterías de filtración, con 5 filtros cada una. Cada filtro tendrá capacidad para tratar un gasto promedio de 12 l/s, y a cada batería, entonces, le corresponden 60 l/s. En la primera etapa del proyecto se construirán dos módulos, lo que representa tratar un gasto de 120 l/s, y en una segunda etapa se construirá un tercer módulo hasta completar los 180 l/s.

El número de filtros por batería en la planta potabilizadora de Coatepec, corresponde al mínimo de filtros necesario para que pueda efectuarse el lavado del filtro más sucio con el efluente de los filtros restantes, de acuerdo con el gasto de diseño y la tasa o velocidad del agua requerida para el retrolavado. Para este tipo de diseño, el mínimo de filtros por batería recomendado en la literatura técnica es de 4.

Aunque no considera el sistema de lavado como criterio, Morril y Wallace (1934) sugirieron una expresión para calcular el número de filtros en una planta de tratamiento en función del caudal:

$$N = 0.044\sqrt{Q}$$

donde:

Q, gasto de la planta en m³ / d

Para el gasto de una batería de filtración, Q = 60 l/s, según Morril y Wallace, el número de filtros debe ser de 3.2, o un mínimo de 4.

Tasas de filtración

El diseño de filtros rápidos operados con tasa declinante se ha utilizado con éxito en gran número de plantas potabilizadoras. La experiencia obtenida en la operación de estas plantas sugiere que los filtros de tasa declinante deben diseñarse para operar con tasas de filtración desde 50 hasta 150 por ciento de la tasa media, que corresponde al gasto de diseño.

Las tasas de filtración empleadas en filtros rápidos de arena varía de entre 100 y 475 m³ / m² / d (Fair, Geyer, y Okun), eligiéndose para este caso una tasa media cercana a los 200 m³ / m² / d (propuesta en la etapa de ingeniería básica).

Otros autores (Romero, 1999) recomiendan tasas medias del orden de 120 m³ / m² / d para filtros rápidos de arena y de 180 a 480 m³ / m² / d para filtros de medio dual o múltiple (arena-antracita, arena-antracita-granate).

Aunque la tasa de filtración propuesta es alta para un medio simple de arena, la correcta elección de las características del medio filtrante, el tipo de bajo dren, y la operación con tasa declinante, permitirán obtener una buena calidad del efluente con pérdidas de carga razonables, sin caer en un extremo conservador, lo que llevaría a sobredimensionar los filtros. También se espera que la turbiedad del agua que entre a los filtros sea menor a las 10 UTN, de lo contrario se podrá modificar la granulometría del filtro, o colocar un medio dual, para lograr una mayor eficiencia de remoción aprovechando la profundidad total del filtro.

Dimensionamiento

La dimensión en planta de los filtros está relacionada con la tasa media de filtración elegida, y la profundidad depende de los siguientes factores:

- Altura del bajo dren
- Profundidad del soporte de grava
- Profundidad del lecho filtrante
- Porcentaje de expansión del lecho durante el retrolavado
- Altura de la canaleta de lavado
- Pérdidas de carga en el filtro limpio
- Carga disponible para pérdidas por atascamiento
- Pérdidas de carga durante el lavado con el agua de los otros filtros
- Bordo libre

Medio filtrante

El medio filtrante es el eje principal de funcionamiento de un filtro. En su selección debe considerarse lo siguiente:

- A menor tamaño de grano, mayor calidad del efluente, pero mayor pérdida de carga hidráulica y menor duración de la carrera de filtración (y por ende menor producción de agua potable, y mayor consumo para lavado).

- El incremento en el tamaño de los granos permite obtener mayores carreras de filtración, pero se requiere de un mayor espesor del lecho y mayor tasa de retrolavado, con la consiguiente pérdida de agua y el incremento en la altura total del filtro.
- El retrolavado con agua y aire simultáneos es el más efectivo, pero se debe tener especial cuidado para garantizar la fluidificación total y la expansión adecuada del medio filtrante. Cuando se utilizan medios múltiples se utiliza aire seguido de agua y no se recomienda utilizarlos simultáneamente para evitar el intermezclado de las capas de los diferentes medios.

En la tabla siguiente se muestran las principales características físicas, forma y tamaño del medio filtrante simple de arena cuarzosa que fueron elegidas para el cálculo hidráulico.

| Material | Densidad relativa, S | Tamaño efectivo d ₁₀ , en mm | Coefficiente de Uniformidad, C _u | Esféricidad φ | Porosidad P _o | Espesor L, en cm |
|----------|----------------------|---|---|---------------|--------------------------|------------------|
| Arena | 2.65 | 0.55 | 1.5 | 0.81 | 0.4 | 80 |

Tabla V.2 - Caracterización de la arena cuarzosa

Lecho de soporte

La profundidad del lecho de grava puede variar desde 15 a 60 cm. Para los filtros de la potabilizadora de Coatepec se propuso un lecho de soporte de 45 cm con grava de diámetro variable desde 25.4 mm (1") en el contacto con el bajo dren hasta 3.18 mm (1/8 ") en la superficie de contacto con la arena. Estas características son típicas de filtros con drenes para filtros autolavables.

La grava debe ser dura, redondeada y con una densidad relativa promedio mayor a 2.5.

Bajo dren

Se eligió el tipo de dren empleado con filtros autolavables, debido a que permite obtener bajas pérdidas de energía al flujo del agua durante el retrolavado. Consiste en viguetas prefabricadas de concreto en forma de "v" invertida, apoyadas a cada lado del filtro y atravesadas por segmentos de tubo o niples plásticos de 1/2" colocados a cada 10 cm.

La parte inferior de las pirámides se cierra con mortero para conseguir que toda el agua salga por los niples y se proyecte sobre la grava gruesa, la cual debe ser especialmente seleccionada por su redondez y regularidad de forma. Esferas de porcelana o de plástico rellenas con mortero cemento arena 1:1, podrían utilizarse ventajosamente.

V.3 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

Los filtros rápidos de la potabilizadora de Coatepec fueron diseñados para operar con tasa de filtración declinante, en función de las pérdidas de carga hidráulica a lo largo de la carrera de cada filtro. Por su diseño geométrico, el gasto del efluente puede o no estar sujeto a control, ya sea manualmente por la operación de la compuerta tipo Miller en la salida del canal de aguas claras, o bien instalando una válvula u orificio de control en la tubería del efluente.

Una característica especial en su diseño, es la posibilidad de calcular la pérdida de carga individual de cada filtro, midiendo la diferencia entre el nivel del agua sobre el medio

filtrante y los niveles del agua en los canales vertedores de agua filtrada. Esto permite conocer con precisión el gasto del efluente de cada filtro y saber cual de todos es el más sucio y requiere de lavado.

El agua del influente se distribuye por medio del canal común de alimentación, permitiendo que cada filtro tome el gasto necesario para operar en función de su grado de colmatación o taponamiento. Las compuertas de entrada a cada filtro solo tendrán dos posiciones: totalmente abierta durante la operación normal del filtro y totalmente cerrada durante el retrolavado del mismo.

El agua proveniente del canal común de alimentación entra a los tanques colectores del agua de lavado, para luego entrar al filtro por la canaleta de lavado, que permite que, al inicio de la carrera de un filtro recién lavado, el agua vierta de manera uniforme y no socave la arena.

El nivel del agua comenzará a incrementarse sobre el medio filtrante, hasta que alcance el nivel mínimo para vencer la carga necesaria para que salga el agua por encima del vertedor de salida hacia el canal común de agua filtrada. El nivel de este vertedor de salida es más alto que la superficie del medio filtrante, lo que evitará que se presenten presiones negativas y arrastre de aire dentro de la arena.

Al pasar el tiempo inicial de operación y al incrementarse el grado de colmatación del filtro más sucio de la batería, el nivel sobre los filtros se incrementará también, de manera que la tasa de filtración en los filtros más limpios se incrementará mientras que la del filtro más sucio tenderá a disminuir lentamente. Es importante señalar que el incremento en la tasa de los filtros más limpios no será tan grande, en la medida de que la turbiedad del influente los vaya taponando. Se espera que la tasa de filtración promedio de la batería de filtración, y por lo tanto el gasto efluente, se mantengan más o menos constantes durante la operación normal de los filtros.

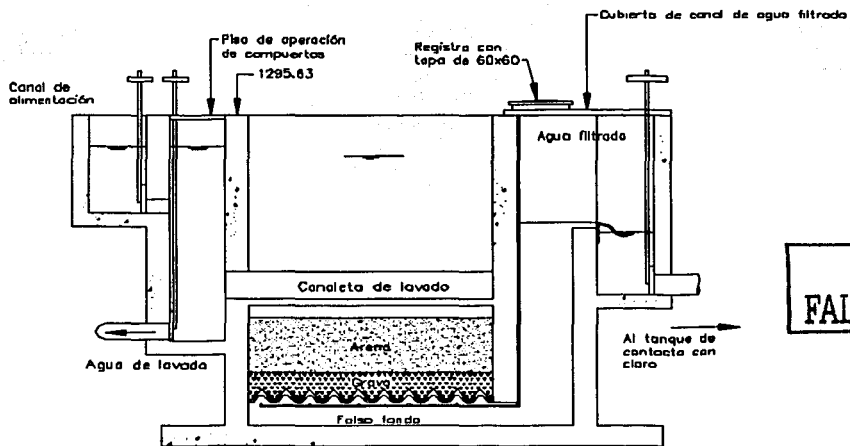
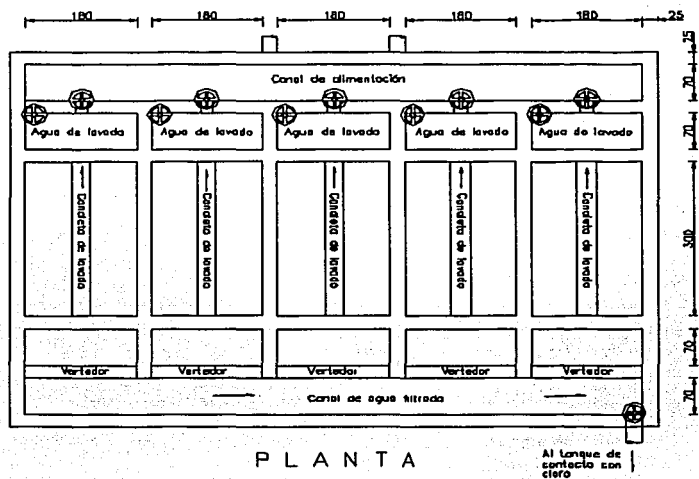
Rebasado el nivel máximo permitido del agua sobre el lecho filtrante (determinado en el diseño hidráulico), se procederá a lavar el filtro más sucio de la batería. Para ello se empleará parcial o totalmente el agua filtrada por los otros cuatro filtros de la batería, que entrará desde el canal común de agua filtrada por el vertedor del filtro más sucio, expandirá el lecho con el auxilio de aire a presión y arrastrará el agua con las partículas suspendidas que taponaban el filtro hacia la canaleta de lavado, para de ahí descargar hacia el tanque de agua de lavado y salir de la unidad hacia la operación de secado o disposición final dentro de la planta potabilizadora.

Para que el retrolavado del filtro más sucio sea posible, se requiere incrementar los niveles del agua en el canal común de alimentación y el nivel sobre el lecho filtrante de los demás filtros, para vencer las pérdidas de carga de los filtros en operación y las pérdidas de carga del flujo del retrolavado.

El retrolavado de este tipo de unidades, implica la disminución considerable o incluso la suspensión temporal del gasto del efluente. Sin embargo, esto deja de ser una desventaja al considerar que no se requiere construir un tanque elevado ni instalar un equipo de bombeo especial para proveer la presión y el gasto necesarios durante el lavado. Además, el empleo de aire como auxiliar, permitirá que el gasto necesario para lavar al filtro más sucio sea mucho menor.

V.4 CÁLCULO HIDRÁULICO

Esquema general de una batería de filtración:



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. V.1 - Planta y corte de una unidad o batería de filtración

Datos de diseño para el cálculo hidráulico

Para el diseño definitivo de las unidades filtrantes de la potabilizadora de Coatepec, se eligieron parámetros comunes en filtros del mismo tipo, y con ellos se efectuaron los cálculos hidráulicos a partir de la teoría y las fórmulas básicas que permiten el dimensionamiento completo de la unidad.

Datos hidráulicos:

Gasto por batería de filtración: 60 l.p.s.

Filtros por batería de filtración: 5

Gasto medio por filtro: 12 l.p.s.

Gasto máximo por filtro: 15 a 18 l.p.s. (durante el lavado del más sucio)

Tipo de filtro: rápido de tasa declinante autolavable

Tasa media de filtración, $V_m = 200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ (2.30 l/s / m^2)

Tasa máxima de filtración, $V_{\text{máx}} = 1.5 V_m$

Características del lecho filtrante:

Arena cuarzosa:

Espesor, $e = 0.80 \text{ m}$

Diámetro efectivo, $d_{10} = 0.55 \text{ mm}$

Diámetro promedio, $d_{50} = 0.75 \text{ mm}$

Coefficiente de uniformidad, $C_u = 1.5$

Porosidad, $P_o = 0.4$

Esfericidad, $\phi = 0.81$

Tabla V.3 - Lecho filtrante

Características del bajo dren:

Consiste en viguetas prefabricadas de concreto en forma de "v" invertida, apoyadas a cada lado del filtro y atravesadas por segmentos de tubo o niples plásticos de 1/2" colocados a cada 10 cm.

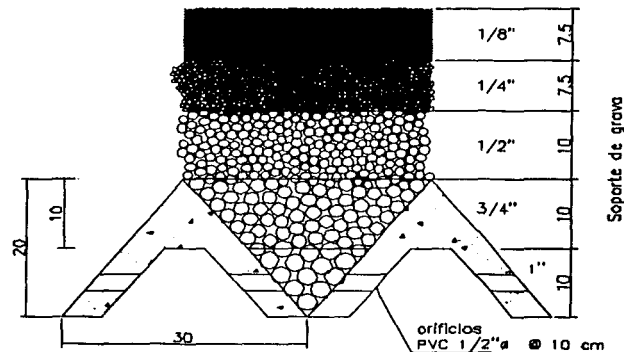


Fig. V.2 - Bajo dren y soporte de grava

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Soporte de grava:

El soporte de grava de 45 cm de espesor se colocará en 5 capas con las siguientes características:

| No. de Capa | Profundidad en cm | Diámetro en mm | Diámetro en pulg. |
|-------------|-------------------|----------------|-------------------|
| 1 | 7.5 | 3.18 | 1/8 |
| 2 | 7.5 | 6.35 | 1/4 |
| 3 | 10 | 12.7 | 1/2 |
| 4 | 10 | 19.05 | 3/4 |
| 5 | 10 | 25.4 | 1 |

Tabla V.4 - Soporte de grava

Cálculo del área requerida

Considerando el gasto medio de filtración durante la operación normal, el área requerida para un filtro resulta:

$$A = \frac{Q}{V_m} = \frac{12}{2.30} = 5.22 \text{ m}^2$$

(Q, en l/s y V_m en l/s / m²)

Para sus dimensiones en planta, se propone una longitud (L) de 1.5 veces el ancho del filtro (b), esto es:

$$L = 1.5 b ; \quad b = \sqrt{\frac{A}{1.5}} = \sqrt{\frac{5.22}{1.5}} = 1.87 \text{ m}$$

$$L = 1.5 (1.87) = 2.80 \text{ m.}$$

Ajustando las dimensiones resultantes a otras más prácticas, para un filtro de 1.8 x 3.0 m, el área resultante es $A = 5.4 \text{ m}^2 \approx 5.22 \text{ m}^2$.

Pérdidas de carga durante la operación

Las pérdidas de carga en el filtro limpio son el punto de partida para definir la carga hidráulica requerida, y por lo tanto la altura definitiva de la estructura.

Estrato de arena:

Ecuación de Ergun:

$$H_1 = 150 \frac{LV}{g} \sqrt{\frac{(1-P_0)^2}{P_0^3}} \left(\frac{1}{\phi d} \right)^2$$

donde:

L, profundidad del lecho de arena, en metros

V, tasa de filtración en $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{s}$

v, viscosidad cinemática del agua, en m^2/s

g, aceleración de la gravedad, en m/s^2

P_0 , porosidad del lecho

ϕ , coeficiente de esfericidad de la arena

d, diámetro medio de las partículas del lecho, en m (d_{50})

Para la tasa media de filtración, $V_m = 0.0023 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$:

$$H_1 = 150 \frac{(0.8)(0.0023)}{9.81} 1.002 \times 10^{-6} \frac{(1-0.4)^2}{(0.4)^3} \left(\frac{1}{(0.81)(0.75 \times 10^{-3})} \right)^2$$

$$H_1 = 0.43 \text{ m}$$

Para la tasa máxima de filtración (filtro más limpio de la batería), $V_{\text{máx}} = 0.0035 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$:

$$H_1 = 150 \frac{(0.8)(0.0035)}{9.81} 1.002 \times 10^{-6} \frac{(1-0.4)^2}{(0.4)^3} \left(\frac{1}{(0.81)(0.75 \times 10^{-3})} \right)^2$$

$$H_1 = 0.64 \text{ m}$$

Estrato de grava:

$$h_1 = \frac{VL}{3}$$

donde:

V, tasa de filtración, en $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{min}$.

L, Espesor del estrato de grava, en m

Para la tasa media de filtración, $V_m = 0.0023 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$ ($0.138 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{min}$):

$$h_1 = \frac{(0.138)(0.45)}{3} = 0.02 \text{ m}$$

Para la tasa máxima de filtración (filtro más limpio de la batería), $V_{\text{máx}} = 0.0035 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$ ($0.21 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{min}$):

$$h_1 = \frac{(0.21)(0.45)}{3} = 0.03 \text{ m}$$

Bajo dren:

Calcular el gasto por cada orificio con la expresión:

$$q_o = \frac{Q}{\text{No. orificios}}$$

donde:

q_o , gasto por cada orificio
 Q , gasto total de la batería

la pérdida del orificio se calcula con la expresión.

$$h_2 = \frac{q_o^2}{C_D^2 a_o^2 (2g)}$$

donde:

a_o , área del orificio
 C_D , coeficiente de descarga
 g , aceleración de la gravedad

En un filtro se colocarán 10 viguetas con 36 orificios cada una, resultando un total de 360 orificios.

Para orificios de 1.27 cm (1/2") de diámetro, y considerando un coeficiente de descarga $C_D = 0.7$, la pérdida resulta:

Para el gasto medio de operación, $Q = 12$ l/s:

$$q_o = \frac{0.012}{360} = 3.33 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_2 = \frac{(3.33 \times 10^{-5})^2}{(0.7)^2 (1.27 \times 10^{-4})^2 (2)(9.81)}$$

$$h_2 = 0.01 \text{ m}$$

Para el gasto máximo (filtro más limpio de la batería), $Q = 18$ l/s:

$$q_o = \frac{0.018}{360} = 5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_2 = \frac{(5 \times 10^{-5})^2}{(0.7)^2 (1.27 \times 10^{-4})^2 (2)(9.81)}$$

$$h_2 = 0.02 \text{ m}$$

Otras pérdidas:

Se considera una pérdida adicional de 10 centímetros (compuerta de entrada, salida, fricción con las paredes del filtro durante su recorrido, etc.)

Resumiendo, la pérdida de carga hidráulica durante la operación del filtro limpio resulta:

| Tasa de filtración | H ₁ | h ₁ | h ₂ | Otras | TOTAL |
|--------------------|----------------|----------------|----------------|-------|-------|
| Media | 0.43 | 0.02 | 0.01 | 0.10 | 0.56 |
| Máxima | 0.64 | 0.03 | 0.02 | 0.10 | 0.79 |

Tabla V.5 - Resumen de pérdidas de carga

*Valores en metros

Velocidad de retrolavado

A continuación se revisa que, para la máxima velocidad de retrolavado, correspondiente al gasto total de la batería de filtración, la expansión en el lecho sea suficiente para garantizar una buena limpieza. Para efectos de diseño se considera lavado con agua en flujo ascendente sin la utilización de aire ni lavado superficial auxiliares.

Si para el lavado del filtro más sucio de una batería de filtración, se utilizara el gasto total de la batería $Q = 60$ l.p.s., la velocidad del agua resultaría:

$$v_b = \frac{Q}{A} = \frac{0.060}{5.40} = 0.011 \text{ m/s} = 40 \text{ m/h}$$

La velocidad v_b debe ser suficiente para expandir el lecho en un rango entre 15% y 30%, para garantizar un lavado eficiente y evitar la pérdida de arena durante la operación.

Con la velocidad de lavado obtenida, se calcula la porosidad del lecho expandido y la expansión del lecho utilizando el método propuesto por Dharmarajah y Cleasby (1986):

El número de Reynolds para el lecho expandido es:

$$R_e = \frac{v_b \phi d}{6 \nu (1 - P_e)}$$

donde:

- v_b , velocidad del agua en el retrolavado (flujo ascendente)
- ϕ , esfericidad de la arena
- d , diámetro medio de la arena
- ν , viscosidad cinemática del agua
- P_e , porosidad del lecho expandido

Parámetro adimensional, Θ

$$\Theta = \frac{P_e^3}{(1-P_e)} \left[\frac{\rho g (\rho_s - \rho)(\varphi d)^3}{36 \mu^2} \right]$$

donde:

Para $R_e < 0.2$,

$$\Theta = 18.1 R_e$$

Para $R_e > 0.2$,

$$\log(\Theta/6) = 0.56543 + 1.09348 \log R_e + 0.17979 (\log R_e)^2 - 0.00392 (\log R_e)^4 - 1.5(\log \varphi)^2$$

En este proceso se itera proponiendo valores de la porosidad del lecho expandido P_e , se calcula el número de Reynolds R_e y el parámetro adimensional Θ ; para finalmente evaluar las expresiones propuestas para Θ hasta hacer coincidir ambos miembros de la ecuación que corresponda según el valor de R_e .

Con el valor de la porosidad obtenido, se calcula el espesor del lecho expandido y el porcentaje de expansión.

La relación entre el espesor del lecho expandido y el espesor del lecho en reposo está dada por la ecuación:

$$\frac{L_E}{L} = \frac{1-P_0}{1-P_e}$$

Los resultados para la velocidad máxima que puede presentarse en el retrolavado se muestran en la siguiente tabla:

| Vb m/s | P_e | R_e | Θ | L_e m | Expansión % |
|-----------|-------|-------|----------|------------|----------------|
| 0.011 | 0.51 | 2.25 | 54.71 | 0.98 | 22.60 |

Tabla V.6 Cálculo de la expansión máxima del lecho filtrante

Para garantizar una expansión mínima de 15% en el lecho de arena y, por tanto, una adecuada limpieza, la velocidad mínima requerida para el retrolavado sería:

| Vb m/s | P_e | R_e | Θ | L_e M | Expansión % |
|-----------|-------|-------|----------|------------|----------------|
| 0.009 | 0.48 | 1.73 | 39.91 | 0.92 | 15.20 |

Tabla V.7 Cálculo de la expansión mínima del lecho filtrante

El gasto correspondiente a $V_b = 0.009$ m/s, es:

$$Q_{\min} = V_b A = (0.009) (5.40) = 0.049 \text{ m}^3/\text{s} = 49 \text{ l/s}$$

Se concluye que es necesario que durante el lavado de uno de los filtros, se encuentren en operación los otros cuatro de la batería, y se debe garantizar que se presente el gasto mínimo calculado de 49 l/s.

Pérdidas de carga en retrolavado

Pérdidas en el estrato expandido de arena.

Para llevar a cabo el lavado, el flujo ascendente debe ser capaz de suspender las partículas del lecho, lo que causa una pérdida de carga que se puede evaluar con la expresión:

$$H_L = L_E \frac{\rho_s - \rho}{\rho} (1 - P_e) = L \frac{\rho_s - \rho}{\rho} (1 - P_0)$$

donde:

H_L , pérdida de carga para producir una expansión determinada en el lecho, en m.

L_E , profundidad del lecho expandido, en m.

ρ_s , densidad de la arena.

ρ , densidad del agua.

P_e , porosidad del lecho expandido.

Sustituyendo valores:

$$H_L = 0.80 \frac{2.65 - 1}{1} (1 - 0.40) = 0.79 \text{ m}$$

Estrato de grava:

$$h_1 = \frac{VL}{3}$$

Para la velocidad máxima de retrolavado:

$$V_b = 0.011 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}, \quad h_1 = 0.07 \text{ m}$$

Bajo dren:

Con la misma expresión que en cálculo de pérdidas durante la operación del filtro:

Para el gasto máximo de lavado, $Q = 60$ l/s:

$$q_0 = \frac{0.060}{360} = 1.667 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_2 = \frac{(1.667 \times 10^{-4})^2}{(0.7)^2 (1.27 \times 10^{-4})^2 (2)(9.81)}$$

$$h_2 = 0.18 \text{ m}$$

PÉRDIDAS TOTALES DURANTE EL RETROLAVADO.

| V_b | H_L | h_1 | h_2 | TOTAL |
|--------|-------|-------|-------|-------|
| Máxima | 0.79 | 0.07 | 0.18 | 1.04 |

Tabla V.8

*Valores en metros

Carga sobre el vertedor de agua filtrada

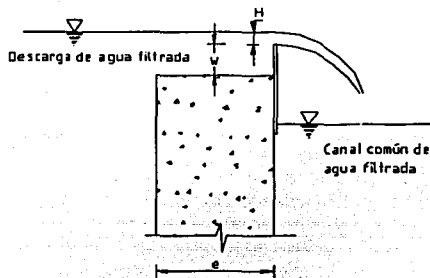


Fig. V.3 - Corte transversal del muro vertedor

donde:

Q, gasto en m^3/s

C, coeficiente de descarga de un vertedor de pared delgada sin contracciones.

b, ancho de la cresta vertedora, en m.

h, altura del agua sobre la cresta del vertedor, en m.

μ , coeficiente de gasto, según Rehbock:

Características del vertedor:

Cresta rectangular de pared delgada con descarga libre sin contracciones.

Altura del vertedor, $w = 0.05$ m.

Ancho del vertedor, $b = 1.80$ m.

La expresión que permite calcular el gasto sobre un vertedor de pared delgada es:

$$Q = C b h^{3/2}$$

$$C = 2/3 \sqrt{2g} \mu$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La expresión para calcular el coeficiente de gasto es:

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2}$$

Calculando para 12 y 15 l/s, se tiene:

| b | w | μ | C | Q | h |
|-----|------|-------|------|-------|-------|
| (m) | (m) | () | () | (l/s) | (m) |
| 1.8 | 0.05 | 0.69 | 2.03 | 15.0 | 0.026 |
| 1.8 | 0.05 | 0.69 | 2.04 | 12.0 | 0.022 |

Tabla V.9 - Cálculo de carga sobre el vertedor

El gasto de 12 l/s. se presenta durante la operación normal de los cinco filtros de cada batería, y el gasto de 15 l/s es el gasto medio de los 4 filtros en operación durante el lavado del filtro más sucio de la batería.

Canal de agua filtrada

Recibe el flujo de los vertedores de agua filtrada de cada filtro y lo conduce hacia uno de sus extremos para posteriormente entrar en una tubería de conexión hasta el tanque de contacto con cloro.

El nivel de la superficie libre del agua en este canal estará definido por las condiciones hidráulicas requeridas en el tanque de contacto con cloro y las pérdidas de carga entre las unidades de filtración y dicho tanque.

Este nivel resultó ser la elevación 1293.90 referida al nivel medio del mar.

Canaleta de lavado

Se propone una canaleta de concreto reforzado, la cual tendrá una doble función: distribuir el agua del canal común de alimentación hacia el lecho de arena al inicio de la operación del filtro, y recoger el agua producida por el retrolavado hacia el canal de agua de lavado.

El nivel de la canaleta sobre el lecho de arena está en función de la expansión máxima del mismo durante el retrolavado, la cual resultó de 22.6% , y la profundidad del lecho expandido fue de 0.98 cm, por lo que la base de la canaleta quedará a 18 cm por encima del lecho de arena (0.98 - 0.80 = 0.18).

Suponiendo una descarga libre, se presentará el tirante crítico (y_c) en el extremo de la canaleta.

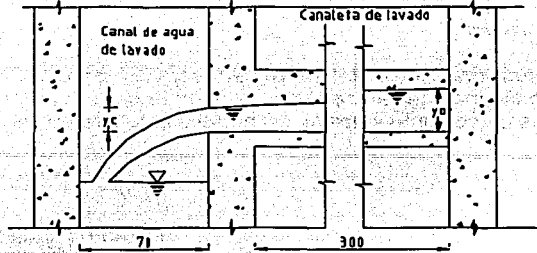


Fig. V.4 - Canaleta de lavado

Para sección rectangular, dicho tirante resulta:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

donde:

Q, gasto durante el lavado.
 B, ancho de la canaleta .
 g, constante gravitacional.

Para un gasto de lavado $Q = 0.060 \text{ m}^3/\text{s}$ y un ancho $b = 0.30 \text{ m}$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{0.060^2}{(9.81)(0.30)^2}} = 0.16 \text{ m}$$

El tirante en el extremo de la canaleta será:

$$y_0 = y_c \sqrt{3} = 0.28 \text{ m}$$

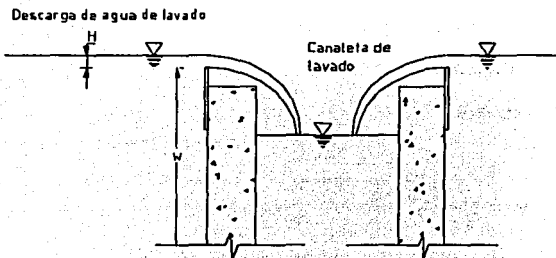
Considerando un bordo libre de 12 cm, la altura total de la canaleta será de 40 cm.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Carga sobre el vertedor para gastos de diseño.

Características del vertedor:

Para lograr el mejor funcionamiento del canal vertedor para agua de lavado de los filtros rápidos, se colocarán láminas galvanizadas que puedan ser ajustadas en caso de que la estructura de los filtros en conjunto sufra algún hundimiento diferencial.



Tipo:

Pared delgada con descarga libre, sin contracciones.

Altura del vertedor, $w = 0.40 \text{ m}$

Ancho del vertedor, $b = 3.0 \text{ m}$

Fig. V.5 - Vertedores en la canaleta de lavado

$$Q = C b h^{3/2} ; \quad C = 2/3 \sqrt{2g} \mu$$

donde:

Q, gasto en m^3/s

C, coeficiente de descarga de un vertedor de pared delgada sin contracciones.

B, ancho de la cresta vertedora, en m.

h, altura del agua sobre la cresta del vertedor, en m.

μ , coeficiente de gasto, según Rehbock:

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2}$$

Calculando para el gasto máximo de 60 l/s:

| b | w | μ | C | Q | h |
|-----|-----|-------|------|-------|-------|
| (m) | (m) | | | (l/s) | (m) |
| 3 | 0.4 | 0.64 | 1.90 | 30.0 | 0.030 |

Tabla V.10 - Cálculo de carga sobre el vertedor

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Para el sistema de retrolavado con aire como auxiliar, el gasto requerido disminuye considerablemente, y será necesario controlarlo mediante la apertura de la compuerta de salida de la batería de filtración, con el objeto de disminuir la velocidad y evitar expansiones excesivas y con esto la pérdida de arena.

Canal de agua de lavado

Su función es la de captar el agua que fluye a través de la canaleta de lavado hacia afuera de la batería de filtración por medio de una tubería hasta un cárcamo de bombeo, donde se separarán los sólidos sedimentables y se enviará el agua clara al inicio del proceso (Canal Parshall).

Lavado con aire auxiliar

En el proceso de retrolavado de los filtros, se empleará aire como auxiliar, con el objetivo de garantizar su buen funcionamiento, así como de disminuir el gasto que se emplea para ello.

El procedimiento recomendado es el siguiente:

Introducir agua hasta obtener una expansión del lecho entre 10 y 15%. Posteriormente, se introduce aire con una velocidad próxima a los 36 m/h, por 3 minutos. Se aumenta el gasto de agua hasta alcanzar un máximo de 46 m/h.

Es posible modificar el procedimiento para adecuarlo a las condiciones reales de funcionamiento de cada unidad.

Volumen de aire requerido:

Por una hora: $36 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

Durante el lavado de un filtro, $t = 3$ minutos: $3(36)/60 = 1.8 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Para el área de 5.4 m^2 de un filtro, $1.8(5.4) = 9.72 \text{ m}^3$

La presión requerida debe ser como mínimo de 3.20 m.c.a. (tirante del agua en el tanque al momento del lavado).

REQUERIMIENTOS DE AIRE PARA LAVADO DE FILTROS

Tiempo de lavado con aire: 3 minutos.

Presión requerida: $0.32 \text{ kg}/\text{cm}^2$ (mínima)

Volumen total: 10 m^3 ($3.3 \text{ m}^3/\text{min.}$)

Niveles del agua en el filtro

Para la determinación de los distintos niveles dentro de cada filtro perteneciente a una batería de filtración, se empleó el método gráfico propuesto por Gomes Da Nave M. (1996), que parte de los siguientes elementos:

- a) Pérdida de carga en el material filtrante limpio (H_1 , en metros), obtenida con la ecuación de Carman - Kozeny, y que es función de las características de los materiales filtrantes y la tasa o velocidad de filtración.
- b) Pérdida de carga en la compuerta de salida de agua filtrada, sistema de drenaje de fondo y vertedor de salida del agua filtrada, denominada pérdida de carga turbulenta (H_2 , en metros), también expresada en función de la tasa de filtración.
- c) Número de filtros en la batería o módulo.
- d) Tasa media de filtración de proyecto (T_m , en $m^3/m^2/día$).

Descripción del método

Se trazan las gráficas de H_1 vs T , H_2 vs T y $(H_1 + H_2)$ vs T , como se muestra en la figura, para una tasa máxima de filtración de 1.5 veces la tasa de filtración media (T_m), y se obtiene el nivel mínimo operacional (N_1) que ocurrirá en el filtro recién lavado de la batería y una vez que se haya obtenido el equilibrio hidráulico entre los niveles del influente y efluente de los filtros.

Se propone arbitrariamente un valor para el incremento en el nivel de la superficie del agua de N_1 a N_2 , nivel en el que se deberá retirar el filtro más sucio de la batería para su operación de retrolavado.

Se traza una nueva gráfica de pérdidas de carga correspondiente al nuevo nivel N_2 , esto es, una línea recta desde el origen hasta la intersección de T_1 con N_2 .

Se obtiene una nueva tasa de filtración T_2 trazando una línea vertical desde la intersección de la nueva gráfica de pérdidas con el nivel N_1 , y se prolonga hasta cortar con el nivel N_2 , repitiendo el proceso hasta llegar a una tasa T_5 (número total de filtros en la batería).

Se obtiene el promedio aritmético de las 5 tasas calculadas, debiendo ser igual a la tasa media propuesta. De no ser así se propondrá un nuevo nivel N_2 y así sucesivamente hasta cumplir con la condición anterior.

Se propone arbitrariamente un nivel N_3 , el cual se presentará cuando salga de operación uno de los filtros para su lavado.

Se prolongan las gráficas de pérdidas de 4 de los 5 filtros hasta intersectar con N_3 y en estos puntos corresponden a las nuevas tasas de filtración, cuya suma dividida entre 5 (número de filtros de la batería) debe resultar igual a la tasa media propuesta. En caso contrario se procede a realizar otra iteración.

Los resultados para el este caso particular se muestran en la gráfica:

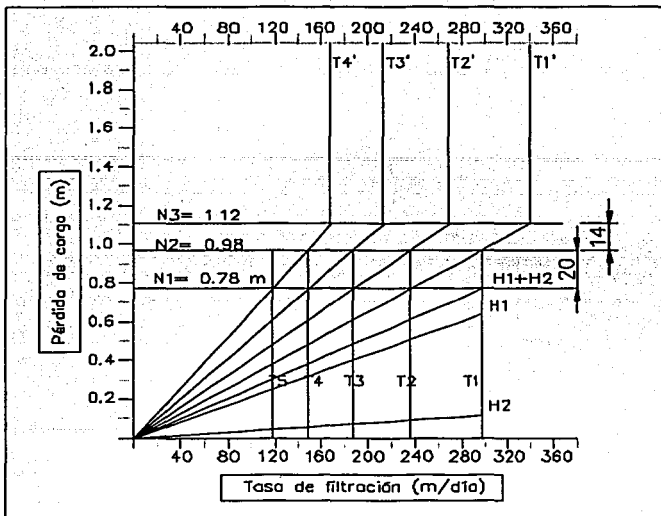


Fig. V.6 - Método gráfico de Gomes Da Nave para el cálculo de niveles en el filtro

Niveles referidos al nivel medio del mar

Previamente se definió el nivel en el canal de agua filtrada, basándose en los requerimientos de carga hidráulica en el tanque de contacto con cloro. Este nivel se identificará como N4 y tiene como cota la elevación 1293.90.

A partir de N4 se propone dejar un espacio de 15 cm hacia arriba para garantizar la descarga libre del vertedor de agua filtrada, definiendo este nivel como N5 con elevación 1294.05.

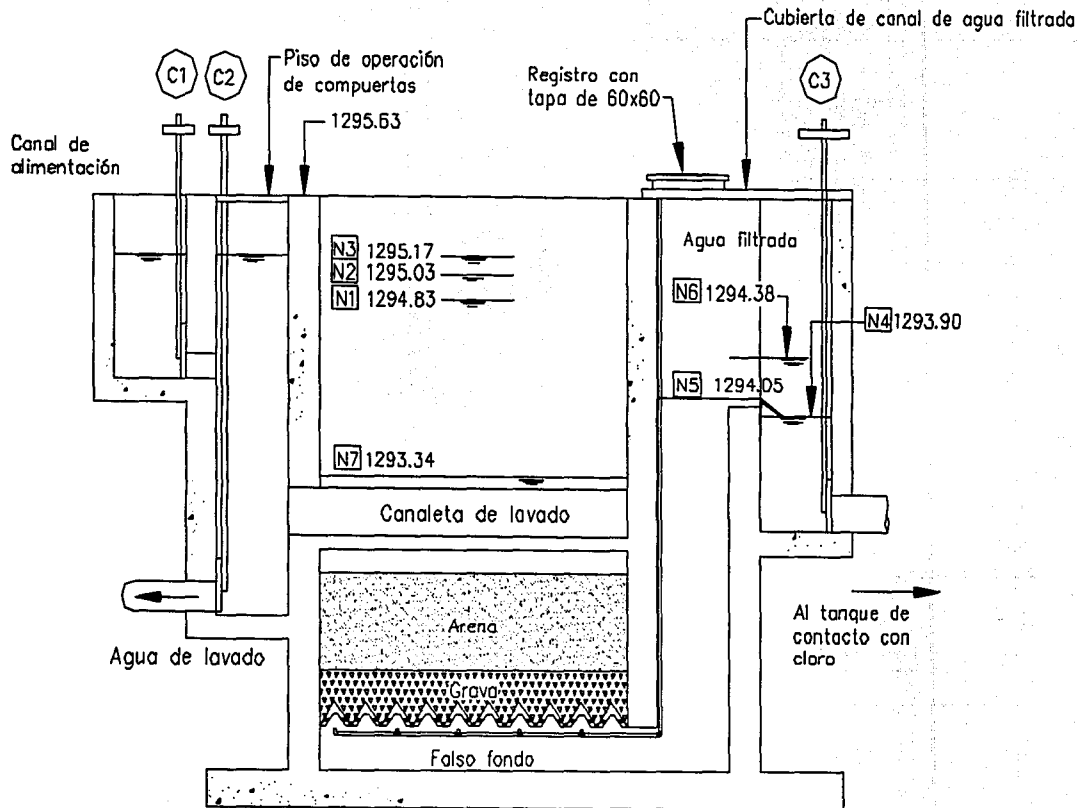
A partir de este nivel N5 y sumando los valores obtenidos de la aplicación del método descrito para determinar los niveles en el interior del filtro, obtenemos las elevaciones para N1 = 1294.83, N2 = 1295.03 y N3 = 1295.17.

Restando las pérdidas del filtro más limpio de la batería al nivel N3 se obtiene el nivel N6 que corresponde al nivel requerido en el canal común de agua filtrada durante el lavado del filtro más sucio. Entonces: $N6 = N3 - 0.79 = 1294.38$.

El nivel dentro del filtro durante el retrolavado resulta entonces de la diferencia entre N6 y las pérdidas de carga del flujo de agua ascendente, esto es: $N7 = N6 - 1.04 = 1293.34$.

Finalmente, se calcula el nivel de la corona de los filtros, sumando un bordo libre propuesto de 46 cm al nivel máximo N3. Esto es: $N8 = N3 + 0.46 = 1295.63$.

Fig. V. 7 - Niveles referidos al nivel medio del mar



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

RESUMEN DE NIVELES

| NIVEL | DESCRIPCIÓN | ELEVACION |
|-------|--|-----------|
| N1 | Nivel mínimo de operación (filtro limpio). | 1294.83 |
| N2 | Nivel de paro para lavado del filtro más sucio. | 1295.03 |
| N3 | Nivel en los demás filtros durante el lavado del más sucio. | 1295.17 |
| N4 | Nivel requerido a la salida de la batería de filtración | 1293.90 |
| N5 | Nivel de descarga del vertedor de agua filtrada | 1294.05 |
| N6 | Nivel requerido en el canal de agua filtrada para lavado del filtro más sucio. | 1294.38 |
| N7 | Nivel de descarga del vertedor en la canaleta de lavado. | 1293.34 |
| N8 | Nivel de la corona de la unidad filtrante. | 1295.63 |

Tabla V.11 - Resumen de niveles de agua en el filtro

Cálculo de la altura total del filtro

De acuerdo con los criterios de diseño y las características hidráulicas de funcionamiento calculadas, la altura total del filtro se calcula en la siguiente tabla:

| Elemento del filtro | Altura en cm |
|--|--------------|
| Bajo dren | 35 |
| Soporte de grava | 45 |
| Arena | 80 |
| Espacio libre para expansión del lecho | 18 |
| Altura de la canaleta de lavado | 50 |
| Carga sobre el vertedor de la canaleta | 3 |
| Pérdidas durante el retrolavado | 104 |
| Pérdida máxima en el filtro más limpio | 79 |
| Bordo libre | 46 |
| Altura efectiva | 460 |

Tabla V.12 - Cálculo de la altura efectiva del filtro

V.5 CÁLCULO ESTRUCTURAL

Criterios generales

Para el análisis y diseño estructural de las unidades filtrantes se tomaron en cuenta los lineamientos establecidos en los reglamentos de construcción del Distrito Federal y los del Comité ACI (American Concrete Institute), en especial los criterios para las estructuras de concreto para el mejoramiento del medio ambiente, donde los aspectos importantes van más allá de la resistencia y la estabilidad, incluyendo criterios de serviciabilidad, en términos de agrietamientos y deflexiones limitadas, y también la durabilidad y la baja permeabilidad.

Se presenta en este trabajo la memoria de cálculo básica de los elementos principales de la estructura de una unidad filtrante, que se resume al análisis y diseño de losas y muros de gran rigidez.

Características de los materiales.

Pesos volumétricos:

Concreto reforzado, $\gamma_r = 2.4 \text{ t/m}^3$
Material de relleno, $\gamma_m = 1.3 \text{ t/m}^3$ (producto de la excavación)
Arena para filtros, $\gamma_a = 1.6 \text{ t/m}^3$
Grava, $\gamma_g = 1.6 \text{ t/m}^3$

Resistencia de materiales.

Concreto estructural:

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo:

$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

12. El concreto que estará en contacto con el agua deberá cumplir con las siguientes características:
- Ser extremadamente denso e impermeable para minimizar la contaminación del agua filtrada.
 - Proporcionar la máxima resistencia al ataque de sustancias químicas.
 - Proporcionar superficies lisas con el objeto de minimizar la resistencia al flujo.

Factores de carga y de resistencia (ACI).

| | |
|---|-----|
| Carga muerta (D), | 1.4 |
| Empuje de tierra, empuje hidrostático y carga viva (L), | 1.7 |
| Factor de resistencia, | 0.9 |
| Factor de durabilidad sanitaria, | 1.3 |

El factor de durabilidad sanitaria se introduce para el diseño por resistencia en las estructuras sanitarias. Este coeficiente proporciona esfuerzos conservadores de carga de servicio con acero grado 42, y adicionalmente proporciona un control del agrietamiento similar al que se obtiene con el diseño de esfuerzos de trabajo (ACI).

Refuerzo mínimo

Por cambios volumétricos:

Espesores de 30 cm

$$a_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} = \frac{660(30)}{4200(30 + 100)} = 0.0363 \text{ cm}^2/\text{cm} = 3.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espesores de 20 cm

$$a_s = 2.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por flexión:

Para muros o losas de espesor $h = 30$ cm, recubrimiento $r = 5$ cm

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{(0.7)\sqrt{250}}{4200} (25)(100) = 6.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El momento resistente correspondiente al área mínima de acero por flexión, resulta:

$$MR = FR A_s f_y d (1 - 0.5 q)$$

$$q = \frac{p f_y}{f'_c}$$

$$MR_{30} = 6.0 \text{ t-m}$$

Para muros o losas de espesor $h = 20$ cm, recubrimiento $r = 5$ cm

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} b d = \frac{(0.7) \sqrt{250}}{4200} (100)(15) = 3.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$MR_{20} = 2.17 \text{ t - m}$$

Refuerzo máximo

Por ubicarse la estructura en zona sísmica, el área máxima de acero corresponde al 75% de la condición balanceada, esto es:

$$A_{s \text{ máx}} = 0.75 \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b d = \frac{170}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} (100)(25) = 35.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El momento resistente correspondiente al área máxima de acero por flexión, resulta:

$$MR = 27.8 \text{ t - m}$$

Resistencia al esfuerzo cortante

$$V_{\text{permisible}} = 0.5 \text{ F.R. } b d \sqrt{f'c}$$

Análisis de cargas

Se analizan a continuación tanto carga muerta vertical y cargas horizontales (empujes), que actúan en la estructura de una batería de filtración (5 filtros).

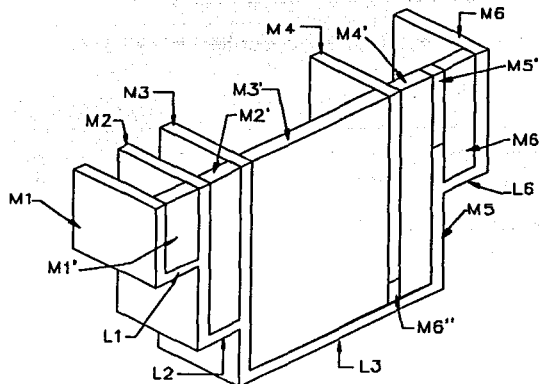


Fig. V.8 - Nomenclatura para análisis y diseño de muros y losas principales.

Cargas verticales

Peso de muros (M1, M2, M3, M4, M5, M6, M1', M2', M3', M4', M5', M6', M6'') :

$$W_m = \text{Volumen} \times \text{peso de concreto reforzado}$$

$$W_m = 101.46 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = \mathbf{243.5 \text{ toneladas.}}$$

Peso de losa de fondo (L3, L3' y L3''):

$$W_L = 21.16 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = \mathbf{50.8 \text{ toneladas.}}$$

Peso de losa tapa de canal de agua filtrada (P1):

$$W_T = 1.77 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = \mathbf{4.2 \text{ toneladas.}}$$

Peso de losas de fondo de canal de alimentación, agua de lavado y canal de agua filtrada (L1, L2 y L6):

$$W_F = 4.49 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = \mathbf{10.8 \text{ toneladas.}}$$

Peso del medio filtrante:

Arena:

$$W_a = \text{Volumen} \times \text{peso de la arena}$$

$$W_a = 21.6 \text{ m}^3 \times 1.6 \text{ t/m}^3 = \mathbf{34.6 \text{ toneladas.}}$$

Grava:

$$W_g = \text{Volumen} \times \text{peso de la grava}$$

$$W_g = 8.1 \text{ m}^3 \times 1.6 \text{ t/m}^3 = \mathbf{13.0 \text{ toneladas.}}$$

Peso de bajo dren:

$$W_D = 14.7 \text{ m}^3 \times 2.2 \text{ t/m}^3 = \mathbf{32.4 \text{ toneladas.}}$$

Peso de compuertas:

$$W_C = \mathbf{0.806 \text{ toneladas.}}$$

Peso de plataforma de operación de compuertas (rejillas tipo Irving):

$$W_R = 9.54 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{0.24 \text{ toneladas.}}$$

Peso del agua:

$$W_w = \text{Volumen} \times \text{peso del agua}$$

$$W_w = 213.45 \text{ m}^3 \times 1 \text{ t/m}^3 = \mathbf{213.5 \text{ toneladas.}}$$

TOTALES

Peso total con agua: 603.8 toneladas.

Peso sin agua: 390.3 toneladas.

Revisión de esfuerzos sobre el nivel de desplante

Peso del material excavado:

$$4.6 \times 10.8 \times 4.5 \times 1.3 = 290.6 \text{ toneladas}$$

Area de apoyo:

$$12.4 \times 6.2 = 76.88 \text{ m}^2$$

El área de apoyo considera una ampliación de 80 cm en cada borde de la losa de cimentación (ver L3 en la figura anterior).

Esfuerzo efectivo con tanque lleno:

$$\frac{603.04 - 290.6}{76.88} = \frac{312.44}{76.88} = 4.1 \text{ t/m}^2$$

El esfuerzo sobre el nivel de desplante resulta adecuado, para la capacidad del terreno de 7.55 t/m^2

Cargas horizontales

Empuje de tierras

Parámetros del suelo tomados del estudio de mecánica de suelos para este proyecto.

Capacidad de carga: 7.55 t/m^2

Material de relleno: arcilla o limo producto de la excavación y/o de bancos cercanos.

Ángulo de fricción interna, $\phi = 10^\circ$

Cohesión, $c = 0.35 \text{ kg/cm}^2$ (se despreciará con fines de cálculo).

Peso volumétrico, $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$

Teoría de Rankine:

$$p_h = K_a \gamma z$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin(10^\circ)}{1 + \sin(10^\circ)} = 0.70$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Presión horizontal de tierra a nivel de desplante, Nivel 1290.58 msnm, $H_{\text{máx}} = 3.92$ m:

$$p_v = 1.6 (3.92) = 6.3 \text{ t/m}^2$$

$$p_h = 0.7 (1.6) (3.92) = 4.4 \text{ t/m}^2$$

$$E_a = \frac{1}{2} (0.7)(1.6)(3.92)^2 = 8.6 \text{ toneladas.}$$

En todos los casos, se considera una sobrecarga de 1 t/m^2 sobre el terreno. El incremento de presión correspondiente resulta:

$$\Delta p_h = K_a q = 0.7 (1) = 0.7 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta E = \Delta p_h L = 0.7 (3.92) = 2.7 \text{ t}$$

El empuje total de tierras es entonces:

$$E_a + \Delta E = 8.6 + 2.7 = 11.3 \text{ t}$$

Empuje hidrostático

Presión hidrostática suponiendo tanque completamente lleno, $H = 4.75$ m (tirante máximo).

En el nivel de desplante, elevación 1290.58 msnm,

$$p_w = 1 (4.75) = 4.75 \text{ t/m}^2$$

$$E_w = \frac{\gamma H^2}{2} = \frac{1}{2} (1)(4.75)^2 = 11.3 \text{ t}$$

De los resultados obtenidos se puede afirmar que la condición de diseño más desfavorable será en la que actúa únicamente el empuje hidrostático, o bien, únicamente la presión lateral de tierras.

Análisis y diseño de losas

Losa de cimentación.

Para dos módulos de filtración (10 filtros en la primera etapa de operación), se construirá una losa de 22.90 metros de longitud x 6.20 metros de ancho, la cual se analizará como una placa de ancho unitario trabajando en la dirección corta.

Se considera que trabaja en una dirección y se analiza con el método de coeficientes aproximados del Reglamento ACI 318-89.

Se propone un peralte total $h = 30$ cm, cumpliendo que $h > l_n / 28$ considerando los extremos de cada tablero continuos. Entonces:

$$l_n = 2.10 \text{ m (claro de un tablero entre ejes de los apoyos)}$$
$$l_n / 28 = 0.075 \text{ m} < h \text{ propuesto.}$$

Dejando un recubrimiento de 5 cm en ambas caras (superficies en contacto con agua), el peralte efectivo es $d = 25$ cm.

El área de acero se calcula para un ancho unitario de losa $b = 100$ cm.

Área de acero mínima:

$$A_{s_{\min}} = 0.003 b d = 0.003 (100) (25) = 7.5 \text{ cm}^2 \text{ (losa expuesta a la intemperie).}$$

Momento resistente correspondiente al área de acero mínima:

$$MR = FR A_s f_y d (1 - 0.5 q) \quad q = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$

$$MR = 6.82 \text{ t-m}$$

Carga última (W_u)

$$\text{Carga muerta: } C.M. = 4.1 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga Total, } W = 4.1 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga última, } W_u = 1.3 (1.4) W = 7.46 \text{ t/m}^2$$

Fórmulas y constantes para cálculo:

$$W_u l_n^2 = 7.46 (2.10)^2 = 32.9$$

$$\text{Momento último, } M_u = C_l W_u l_n^2 \text{ t-m}$$

El momento negativo máximo se presenta en el paño exterior del primer apoyo interior, cuyo coeficiente de momento según el método empleado es 1/10, entonces resulta:

$M_u = (1/10) 32.9 = 3.3 \text{ t-m} < MR$, por tanto se requiere de acero mínimo por flexión en toda la losa y en ambos lechos.

Se proponen varillas del No. 4, con una separación de :

$$s = 100 \frac{A_b}{A_s} = \frac{127}{7.5} = 0.17 \text{ m}$$

En la otra dirección se propone colocar varillas del No.4 a cada 20 cm.

Losas de alimentación, desagüe y agua filtrada

Se considera que no se colocará el relleno de la excavación hasta que se construya en su totalidad la estructura de los filtros. En este caso la losas de piso bajo los canales de alimentación (L1), desagüe (L2) y agua filtrada (L6) soportarán su propio peso sin apoyo del terreno.

Se analizará el caso más desfavorable para la losa L6:

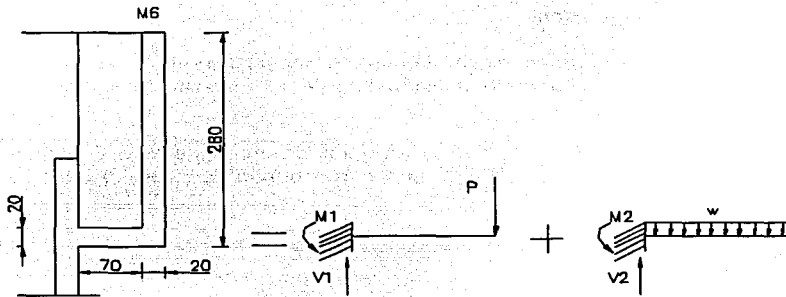


Fig. V.9 - Análisis estructural de la losa L6

Peso del muro M6 (por metro de longitud): Momento flexionante:

$$P = 2.8 \times 0.20 \times 2.4 = 1.34 \text{ T/m}$$

$$M_1 = P \times L = 1.34 \times 0.70 = 0.94 \text{ T-m}$$

Peso del agua:

$$M_2 = \frac{WL^2}{2} = \frac{2.6(0.70)^2}{2} = 0.64 \text{ T-m}$$

$$W = 2.6 \times 1.0 = 2.6 \text{ T/m}$$

$$M_u = 1.4 \times 1.3 \times (M_1 + M_2) = 2.9 \text{ T-m}$$

Área de acero requerida:

$$A_s = 5.4 \text{ cm}^2$$

Colocando varillas del No. 4, la separación resulta:

$$s = 100 (1.27)/(5.4) = 24 \text{ cm}$$

Se propone una separación de 20 cm, y en la dirección larga se colocarán varillas del No.3 a cada 18 cm.

Fuerza Cortante:

$$V_1 = P = 1.34 \text{ T}$$

$$V_2 = W \times L = 1.82 \text{ T}$$

$$V_u = 1.4 \times 1.3 \times (V_1 + V_2) = 5.8 \text{ T}$$

$V_{CR} = 0.5 (0.9) (100) (15) \sqrt{170} = 8.8 \text{ T} > V_u$, el concreto soporta en su totalidad a la fuerza cortante.

Piso de operación de compuertas

Se colocará una rejilla tipo Irving o similar, la cual se apoyará en marcos compuestos por ángulos de lados iguales, cubriendo individualmente el espacio para cada canal de desagüe de 1.8 x 0.8 m.

Se propone la marca IS -02 3.2 x 19.1 mm, la cual tiene una capacidad de carga de 800 kg/ m² uniformemente distribuidos o bien una carga puntual de 400 kg para claros de hasta 1.5 m.

Análisis y diseño de muros

Se considerará la recomendación del COMITÉ ACI 350, donde para muros con altura mínima de 3.0 m y que estén en contacto con líquidos, el espesor mínimo será de 30 cm, y un mínimo de 20 cm cuando se requiera un recubrimiento de 5 cm.

Esfuerzo cortante que toma el concreto

$$V_{CR} = 0.5 (0.9) \sqrt{200} = 6.4 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante máximo actuante

La fuerza cortante máxima se presenta en la base de los muros y corresponde al valor del empuje hidrostático calculado anteriormente:

$$V = E_w = 11.3 \text{ t}$$

El esfuerzo cortante por unidad de longitud de muro resulta:

$$v = \frac{F.C. V}{b d} = \frac{14(11300)}{(100)(25)} = 6.3 \text{ .kg/cm}^2$$

Momentos flexionantes

Para el cálculo de los momentos flexionantes en distintas secciones de cada muro, se utilizaron tablas auxiliares basadas en el análisis de placas según la teoría de la elasticidad (Richard Bares. Tablas para el cálculo de placas y vigas pared. Editorial Gustavo Gili. 2ª edición. 1981).

Se consideraron las siguientes condiciones de apoyo en los muros:

Empotrados tanto en su base como lateralmente y con el borde superior totalmente libre.

El módulo de Poisson para el concreto reforzado se aproxima a $\nu = 0.15$

Se emplea la tabla 1.92 de la referencia citada.

Para relaciones de longitud / ancho de muro distintos a los que aparecen en dicha tabla se interpola o extrapola en su caso.

Los factores de carga empleados son los mencionados en el apartado correspondiente a criterios generales de diseño de esta memoria.

El momento se calcula multiplicando el factor obtenido de la tabla por el cuadrado de la altura del muro en el caso de flexión vertical y por el cuadrado de la longitud del muro en caso de flexión horizontal.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Nomenclatura empleada:

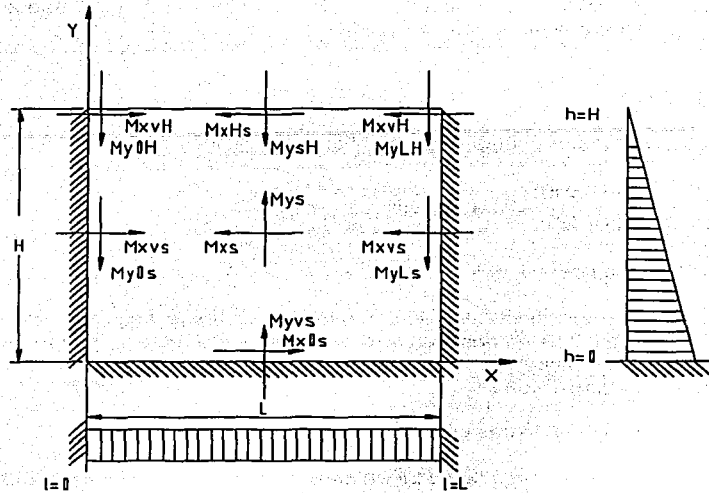


Fig. V.10 - Muro empotrado en su base y laterales, libre en el borde superior ⁽¹⁵⁾

MURO M1, CANAL DE ALIMENTACIÓN

| Muro | H m | L m | Espesor m | H/L | q t/m ² |
|--------------|----------------|----------------------|--------------|-----------------------------|-----------------------|
| M1 | 1.60 | 10.2 | 0.2 | 0.16 | 1.60 |
| Coefficiente | Momento t-m | Momento de diseño | Símbolo | Descripción | |
| -0.0122 | -0.05 | -0.11 | Mys | Vertical, centro mitad | |
| -0.1591 | -0.65 | -1.44 | Myvs | Vertical, centro inferior | |
| 0.0007 | 0.117 | 0.26 | Mxs | Horizontal, centro mitad | |
| 0.0024 | 0.400 | 0.88 | MxHs | Horizontal, centro superior | |
| -0.0048 | -0.799 | -1.77 | Mxvs | Horizontal, borde mitad | |
| -0.0083 | -1.382 | -3.05* | MxvH | Horizontal, borde superior | |

*Momento mayor al resistente con refuerzo mínimo.

Refuerzo requerido:

Corresponde al mínimo por flexión, $A_s = 3.95 \text{ cm}^2$, $MR_{20} = 2.17 \text{ t-m}$

Empleando varillas del No. 4 , la separación en ambos sentidos resulta:

$$s = 100 (1.27)/(3.95) = 32 \text{ cm}$$

Para la zona cercana al borde superior en los apoyos del muro (MxvH), el área requerida será:

$$A_s = 5.7 \text{ cm}^2$$

empleando varillas del No. 4 , la separación de las barras horizontales es:

$$s = 100 (1.27)/(5.7) = 22 \text{ cm}$$

MURO M2, CANAL DE ALIMENTACIÓN - CANAL DE AGUA DE LAVADO

| Muro | H m | L m | e m | H/L | q t/m ² |
|--------------|----------------|----------------------|---------|-----------------------------|-----------------------|
| M2 | 3.45 | 1.8 | 0.3 | 1.92 | 3.45 |
| Coefficiente | Momento t-m | Momento de diseño | Símbolo | Descripción | |
| 0.0015 | 0.062 | 0.14 | Mys | Vertical, centro mitad | |
| -0.012 | -0.49 | -1.09 | Myys | Vertical, centro inferior | |
| 0.0191 | 0.213 | 0.47 | Mxs | Horizontal, centro mitad | |
| 0.005 | 0.056 | 0.12 | MxHs | Horizontal, centro superior | |
| -0.0412 | -0.461 | -1.02 | Mxvs | Horizontal, borde mitad | |
| -0.006 | -0.067 | -0.15 | MxvH | Horizontal, borde superior | |

Refuerzo requerido:

Corresponde al mínimo por flexión, $A_s = 6.6 \text{ cm}^2$, $MR = 6.0 \text{ T-m}$

empleando varillas del No. 4 , la separación en ambos sentidos resulta:

$$s = 100 (1.27)/(6.0) = 21 \text{ cm}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MURO M3, CANAL DE AGUA DE LAVADO - FILTRO

| Muro | H m | L m | e m | H/L | q t/m ² |
|--------------|----------------|----------------------|---------|-----------------------------|-----------------------|
| M3 | 4.75 | 1.8 | 0.3 | 2.64 | 4.75 |
| Coefficiente | Momento t-m | Momento de diseño | Símbolo | Descripción | |
| 0.0012 | 0.129 | 0.28 | Mys | Vertical, centro mitad | |
| -0.0112 | -1.20 | -2.65 | Myvs | Vertical, centro inferior | |
| 0.021 | 0.323 | 0.71 | Mxs | Horizontal, centro mitad | |
| 0.0041 | 0.063 | 0.14 | MxHs | Horizontal, centro superior | |
| -0.045 | -0.693 | -1.53 | Mxvs | Horizontal, borde mitad | |
| -0.0046 | -0.071 | -0.16 | MxvH | Horizontal, borde superior | |

Refuerzo requerido:

Corresponde al mínimo por flexión, $A_s = 6.6 \text{ cm}^2$, $MR = 6.0 \text{ T-m}$

empleando varillas del No. 4 , la separación en ambos sentidos resulta:

$$s = 100 (1.27)/(6.0) = 21 \text{ cm}$$

MURO M5, VERTEDOR DE AGUA FILTRADA

| Muro | H m | L m | e m | H/L | q t/m ² |
|--------------|----------------|----------------------|---------|-----------------------------|-----------------------|
| M5 | 3.1 | 1.8 | 0.3 | 1.72 | 3.10 |
| Coefficiente | Momento t-m | Momento de diseño | Símbolo | Descripción | |
| 0.002 | 0.060 | 0.13 | Mys | Vertical, centro mitad | |
| -0.015 | -0.45 | -0.99 | Myvs | Vertical, centro inferior | |
| 0.0191 | 0.192 | 0.42 | Mxs | Horizontal, centro mitad | |
| 0.005 | 0.050 | 0.11 | MxHs | Horizontal, centro superior | |
| -0.0412 | -0.414 | -0.91 | Mxvs | Horizontal, borde mitad | |
| -0.006 | -0.060 | -0.13 | MxvH | Horizontal, borde superior | |

Refuerzo requerido:

Corresponde al mínimo por flexión, $A_s = 6.6 \text{ cm}^2$, $MR = 6.0 \text{ T-m}$

empleando varillas del No. 4 , la separación en ambos sentidos resulta:

$$s = 100 (1.27)/(6.0) = 21 \text{ cm}$$

MURO M6, VERTEDEDOR - CANAL DE AGUA FILTRADA

| Muro | H m | L m | e m | H/L | q t/m ² |
|--------------|----------------|----------------------|---------|-----------------------------|-----------------------|
| M6 | 2.55 | 10.2 | 0.2 | 0.25 | 2.55 |
| Coefficiente | Momento t-m | Momento de diseño | Símbolo | Descripción | |
| -0.01 | -0.166 | -0.37 | Mys | Vertical, centro mitad | |
| -0.0145 | -0.24 | -0.53 | Myvs | Vertical, centro inferior | |
| 0.0007 | 0.186 | 0.41 | Mxs | Horizontal, centro mitad | |
| 0.0024 | 0.637 | 1.41 | MxHs | Horizontal, centro superior | |
| -0.0048 | -1.273 | -2.81* | Mxvs | Horizontal, borde mitad | |
| -0.0083 | -2.202 | -4.87* | MxvH | Horizontal, borde superior | |

*Momentos mayores al resistente con refuerzo mínimo.

Refuerzo requerido:

Corresponde al mínimo por flexión, $A_s = 3.95 \text{ cm}^2$, $MR_{20} = 2.17 \text{ t-m}$

empleando varillas del No. 4 , la separación en ambos sentidos resulta:

$$s = 100 (1.27)/(3.95) = 32 \text{ cm}$$

Para la zona cercana al borde superior en los bordes del muro (MxvH), el área requerida será:

$$A_s = 9.3 \text{ cm}^2$$

empleando varillas del No. 4 , la separación de las barras horizontales es:

$$s = 100 (1.27)/(9.3) = 14 \text{ cm}$$

MURO M3', MUROS TRANSVERSALES

| Muro | H m | L m | e m | H/L | q t/m ² |
|--------------|----------------|----------------------|---------|-----------------------------|-----------------------|
| M3' | 4.75 | 3 | 0.2 | 1.58 | 4.75 |
| Coefficiente | Momento t-m | Momento de diseño | Símbolo | Descripción | |
| 0.002 | 0.214 | 0.47 | Mys | Vertical, centro mitad | |
| -0.015 | -1.61 | -3.55 | Myvs | Vertical, centro inferior | |
| 0.0191 | 0.817 | 1.80 | Mxs | Horizontal, centro mitad | |
| 0.005 | 0.214 | 0.47 | MxHs | Horizontal, centro superior | |
| -0.0412 | -1.761 | -3.89 | Mxvs | Horizontal, borde mitad | |
| -0.006 | -0.257 | -0.57 | MxvH | Horizontal, borde superior | |

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Reforzo requerido:

Corresponde al mínimo por flexión, $A_s = 6.6 \text{ cm}^2$, $M_R = 6.0 \text{ T-m}$

empleando varillas del No. 4 , la separación en ambos sentidos resulta:

$$s = 100 (1.27)/(6.0) = 21 \text{ cm}$$

VI.- OPERACIÓN DE LOS FILTROS RÁPIDOS

La eficiencia del proceso de separación de sólidos en los filtros rápidos tiene una estrecha relación con los procesos previos dentro de un tren de tratamiento convencional. Es importante la correcta selección del tipo de coagulantes y su dosificación para producir flóculos estables y sin cargas eléctricas que interfieran en el trabajo de los mecanismos de remoción que tienen lugar en el medio filtrante. La selección del sedimentador y su correcto funcionamiento influirán también en la calidad del agua filtrada y en la economía de operación de los filtros.

El ciclo de operación o carrera de un filtro rápido comienza con la puesta en servicio del filtro limpio, y termina con la disminución de calidad del agua y la pérdida de capacidad hidráulica por el incremento del depósito específico de partículas del influente dentro de los poros y/o adherido a los granos del medio filtrante. Llegado a este punto se presenta la necesidad de lavar el filtro para completar el ciclo y comenzar de nuevo con el proceso.

Existen varias técnicas de operar un filtro o una batería de filtros rápidos, ya sea durante la carrera de filtración o durante la etapa de retrolavado. Durante estas etapas, las tasas de filtración pueden incrementarse o disminuir, y pueden presentarse variaciones importantes en la calidad del efluente. De ahí la importancia de la forma en que se operan los filtros, y también la obligada interacción entre el diseñador y el operador para garantizar una eficiencia acorde con la demanda del usuario final.

La filtración es el último lugar en el proceso de potabilización donde se puede remover material suspendido y disminuir la turbiedad del agua, acción esencial para lograr una efectiva desinfección, mejor calidad del agua del efluente y una reducción de sedimentos en los sistemas de distribución.

VI.1 OPERACIÓN NORMAL

Operación con tasa constante

La tasa de operación de un filtro está en función de las pérdidas de carga hidráulica a través del filtro (debidas al medio filtrante y accesorios, así como a la acumulación de partículas dentro de los granos) y de la carga hidráulica disponible sobre el filtro.

Un filtro operado con una tasa constante filtra la misma cantidad de agua por unidad de tiempo, con muy poca variación. Para que esto sea posible, el flujo debe estar controlado en el influente o en el efluente. Si la entrada de agua al filtro es constante, la pérdida de carga por atascamiento se incrementará, causando la elevación del nivel del agua para mantener el mismo gasto. Cuando el nivel de agua llegue a un límite establecido, se deberá lavar el filtro, para comenzar así un nuevo ciclo o carrera de filtración.

Si el control se hace en el efluente, el nivel del agua sobre el lecho filtrante se mantiene constante, mediante la apertura gradual de una válvula en la tubería del efluente a medida que las pérdidas por atascamiento se incrementan. Esta válvula en el efluente proporciona resistencia al flujo durante el inicio de la carrera de filtración evitando así la operación con tasas muy altas. Una vez que la válvula se ha abierto totalmente, el ciclo del filtro termina y estará listo para el retrolavado, pues de continuar operando, el nivel del agua sobre el medio filtrante se incrementaría para compensar el incremento en la resistencia por atascamiento.

Ambas alternativas pueden utilizarse solas o en combinación para mantener el modo de operación con una tasa constante de filtración.

Entre las desventajas de la filtración de tasa constante y con efluente controlado se incluyen las siguientes:

- El costo inicial y de mantenimiento del sistema de control resulta elevado.
- La calidad del agua filtrada no resulta tan buena como en los filtros de tasa declinante.
- Son frecuentes los defectos y mal funcionamiento de los sistemas de control de tasa de filtración o de niveles del agua, lo que provoca cambios repentinos en las tasas de filtración, con el decremento de la calidad del agua filtrada.

Una forma de mantener la tasa de filtración constante sin necesidad de controlar el efluente es distribuyendo el influente por igual a todos los filtros de la batería mediante vertedores u orificios de entrada sobre cada filtro, con la única desventaja del incremento de la altura del filtro debido a los requerimientos de carga sobre la arena y la necesidad de elevar el vertedor del efluente sobre la superficie del medio filtrante. Este tipo de filtración se denomina como filtración de "influente igualmente distribuido" como se mencionó en el capítulo III.5.

Operación con tasa declinante

La permeabilidad del filtro tiende a disminuir a medida que se prolonga su tiempo de servicio y por lo tanto también su capacidad en términos de gasto o caudal. Esta tendencia es alterada al introducir controladores de flujo en el efluente, que obligan al filtro a trabajar con la misma carga superficial. Este método no ha dado los mejores resultados en la calidad del efluente. Por el contrario, si se permite que la tasa de filtración disminuya a medida que el lecho filtrante se va obstruyendo, se consigue por lo general un mejor efluente.

El funcionamiento de los filtros de tasa declinante es similar a los de influente igualmente distribuido y desde hace varias décadas es considerado como el mejor método para operar filtros de gravedad. Tiene las mismas ventajas de los filtros con influente igualmente distribuido, pero sin sus desventajas. Las diferencias están en el arreglo en la entrada del agua a la caja del filtro y en la carga disponible para vencer las pérdidas.

Para poder operar con tasa declinante se debe colocar una batería o grupo de filtros a manera de vasos comunicantes. De esta forma el filtro más limpio tendrá la tasa máxima de flujo, mientras que el más sucio tendrá la mínima. El gasto total de la batería es constante.

El influente del filtro entra por debajo del nivel de la canaleta de lavado. Cuando el nivel del agua en los filtros está por debajo del nivel de la canaleta de lavado, la batería opera como un filtro con influente igualmente distribuido. Cuando el nivel del agua en los filtros está por encima de la canaleta de lavado, la batería opera con tasa declinante. En general, el único instante en que el nivel del filtro estaría por debajo de la canaleta de lavado sería cuando todos los filtros requieran un retrolavado en secuencia rápida o después de que la planta en conjunto haya estado fuera de servicio y se hayan vaciado los filtros. En la mayoría de los casos las pérdidas de carga totales del filtro limpio (compuertas y válvulas, tuberías, medio filtrante y drenes) tienen valores entre 0.9 m y 1.2 m y esto mantiene el nivel del agua por encima de la canaleta de lavado.

El nivel del agua es el mismo en todos los filtros de la batería en cualquier instante durante la operación normal. Esto se logra mediante un canal o tubería común de alimentación a todos los filtros, y una entrada amplia con una válvula o compuerta para cada filtro, de modo que las pérdidas de carga resulten mínimas y no sean un obstáculo para que cada filtro sea capaz de tomar el gasto que requiera en función de su grado de taponamiento.

Cada filtro aceptará, en un momento determinado, la proporción del gasto total que el nivel común de agua sobre los filtros permita. A medida que la filtración continúa, el gasto que pasa por el filtro más sucio disminuirá, mientras que los filtros más limpios tomarán mayor gasto para mantener la producción total constante de agua filtrada. En esta redistribución del gasto entre cada filtro, el nivel del agua debe aumentar para proveer la carga requerida por los filtros más limpios para compensar la capacidad perdida de los filtros más sucios. Por otro lado, el mismo incremento del nivel del agua en los filtros también aumentará el gasto en los filtros más sucios y, como resultado, la tasa de filtración no disminuye tan rápidamente.

Este método permite que la tasa de filtración decline gradualmente hasta el final de la carrera del filtro. Los cambios bruscos en las tasas de filtración causarían un decremento importante en la calidad del efluente, lo que no sucede en este caso.

Ventajas y desventajas

Las ventajas de este sistema de operación se resumen a continuación:

- No se presentan cambios bruscos en las tasas de filtración, por lo tanto la calidad del agua producida es mayor que en filtros que operan con tasa constante o nivel constante de filtración.
- Se requiere menor carga disponible debido a que la tasa de filtración va disminuyendo a medida que progresa la operación de los filtros, lo que causa que las pérdidas de carga disminuyan también tanto en el lecho filtrante como en el sistema de bajo dren. Consecuentemente la carrera del filtro es más larga.
- No requiere sistemas de control sofisticados, ni de personal calificado para operarlos.
- Las variaciones en el nivel de agua en los filtros son, en la práctica, menores que las calculadas (45 a 60 cm), por lo que la altura total de la unidad de filtración es menor que los filtros con influente igualmente distribuido.

Debe tomarse en cuenta que si la tasa de filtración de diseño es la que corresponde al gasto pico de temporada, y éste está muy por encima de los gastos máximos de operación normal, podrían presentarse tasas de filtración muy elevadas. En este caso se puede restringir el flujo mediante un orificio o válvula en la sección de control del efluente, o bien, modular la planta potabilizadora de tal forma que la variación del gasto en la batería no sea importante.

Debido a sus ventajas sobre otros sistemas de operación, los filtros de tasa declinante son los más utilizados como filtros de gravedad, a menos que se requieran cargas totales mayores a 3 metros. En este último caso, se recomienda el diseño de filtros con nivel de agua constante o filtros a presión.

El principal defecto de este sistema se presenta cuando se lava el filtro más sucio de la batería, pues se incrementa notablemente la tasa de filtración en el filtro debido a que el equilibrio hidráulico o redistribución de los gastos en los demás filtros no es instantáneo. Sin embargo este incremento solo se prolonga unos cuantos minutos después de que entra en operación el filtro recién lavado (15 a 25 minutos).

Hidráulica de los filtros de tasa declinante

La experiencia en este tipo de filtros sugiere que deben operarse con tasas de filtración que varíen entre el 50% y el 150% de la tasa que corresponda al gasto de diseño. La carga total disponible, que no es más que la altura del agua sobre el vertedor de control del efluente, va de 1.8 a 2.5 metros, mientras que la diferencia de niveles dentro del filtro fluctúa entre 0.30 y 0.60 metros, dependiendo del número de filtros de la batería (de 4 a 6) y de las características del canal común de alimentación. Si el número de filtros es grande y/o el flujo de entrada es uniforme y laminar, las variaciones serán menores.

Funcionamiento del orificio de control en el efluente

En ocasiones resulta importante el colocar un orificio de control en el efluente para evitar que se presenten tasas de filtración mayores a las que puede soportar un filtro para garantizar la calidad del efluente.

Consideremos un filtro de tasa declinante con orificio de control en el efluente, donde:

h , es la carga disponible (desnivel entre la superficie libre del agua en el filtro y la cresta en el vertedor de salida).

h_f , pérdidas de carga por taponamiento.

h_c , pérdidas en el filtro limpio, soporte de grava y drenes.

h_o , pérdida a través del orificio de control.

Todos estos parámetros son función del gasto de operación. Para el gasto de diseño, Q_D , tenemos:

$$h_D = (h_f + h_c + h_o)_D$$

Si la carga disponible, h_D , es mayor que las pérdidas consideradas para el gasto de diseño, el gasto real será mayor que Q_D . En el caso contrario, si la carga disponible es menor, entonces el gasto resulta menor que el de diseño. Así es como funciona un filtro de tasa declinante. En general, la carga disponible oscilará en un rango de gastos predeterminado, permitiendo tener un gasto máximo y un mínimo de operación, a los que corresponderán una carga máxima $h_{m\acute{a}x}$ y una carga mínima $h_{m\acute{i}n}$, las cuales son seleccionadas desde el diseño del filtro. Para controlar la carga máxima se diseña el orificio de control del efluente apoyado en una gráfica como la mostrada en la figura No. VI.1.

Se calcula primero la línea para h_c vs Q . Se propone el nivel mínimo de agua sobre el filtro, $h_{m\acute{i}n}$ y el gasto máximo permitido (se recomienda 1.5 del gasto de diseño), definiéndose así el punto A y la resistencia adicional que debe proveer el orificio, h_o , para el gasto máximo. Con éste último valor se diseñan las dimensiones del orificio.

El final del ciclo de operación o carrera del filtro podrá definirse por dos de las siguientes variables: el gasto mínimo, el nivel máximo o la pérdida por taponamiento máxima permitida.

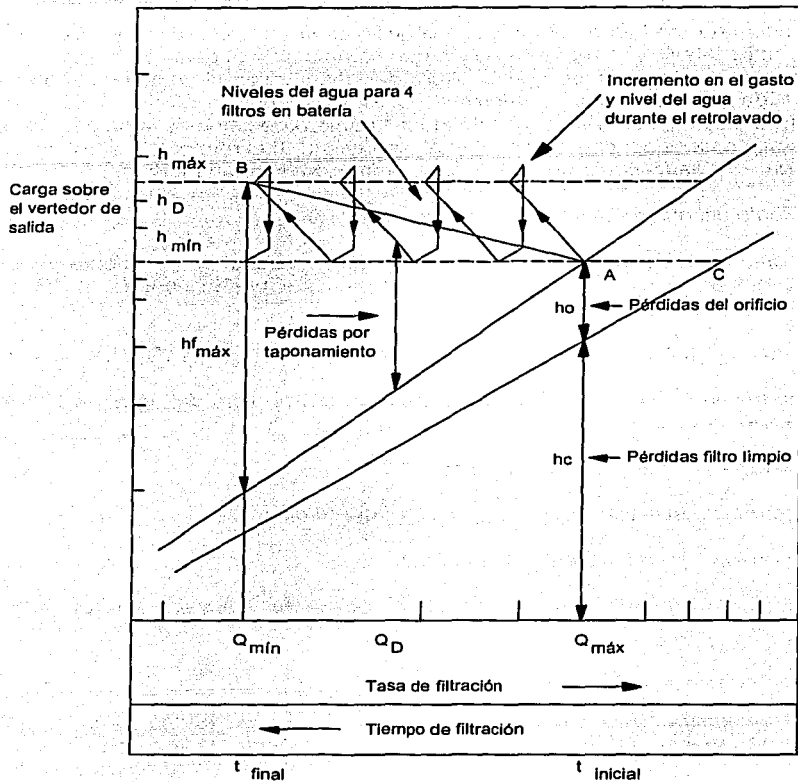


Fig. VI.1 - Hidráulica de filtros de tasa declinante ⁽⁹⁾

La curva AB representa el intervalo de niveles del agua durante la carrera de filtración y la ordenada entre la línea AB y la línea ($h_c + h_o$) representa la magnitud de las pérdidas por taponamiento. La variación del gasto es gradual a lo largo de toda la carrera de filtración y las condiciones límite de la curva AB son aplicables a todos los filtros de la batería.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

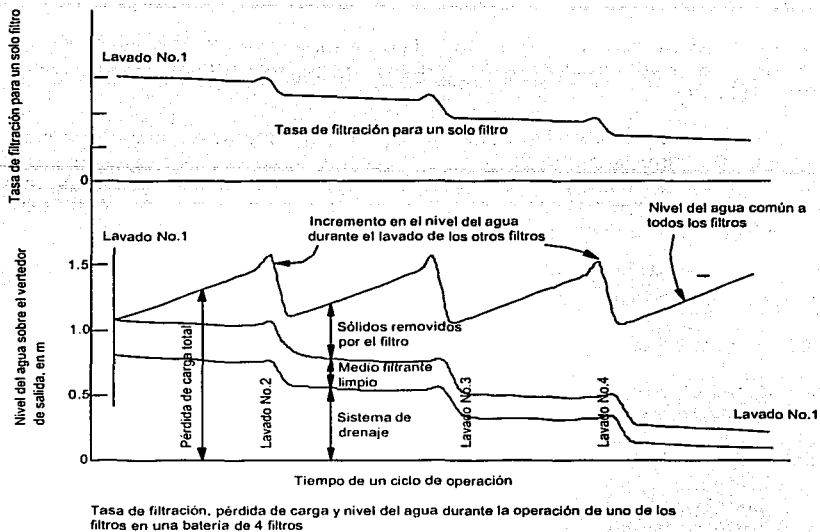


Fig. VI.2 - Tasa de filtración, pérdidas de carga y niveles del agua en un filtro en batería ⁽⁹⁾

Una diferencia importante de los filtros de tasa declinante en comparación con los de afluente igualmente distribuido y los de tasa constante radica en que en los primeros el gasto máximo ocurre para el nivel mínimo de agua para el filtro más limpio.

En una gráfica de pérdidas de carga contra gasto aparecen varios picos, que corresponden a cada filtro de la batería. El punto C indica la tasa de filtración mayor que se presentaría si no se coloca el orificio de control. Sin embargo, es posible diseñar un canal efluente con vertedor de control en donde las pérdidas se incrementen y no sea necesario el orificio. Este es el caso de los filtros diseñados para la potabilizadora de Coatepec.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

VI.1 RETROLAVADO

Para evitar el taponamiento completo que obligue a mantener altas tasas de filtración y la disminución de la calidad del efluente de un filtro se requiere terminar su ciclo de operación normal para su lavado.

El lavado de un filtro es la operación por la cual se suspende el proceso de filtración y se inyecta agua por la parte de abajo del filtro (sistema de drenaje) con presión adecuada que proporcione la velocidad suficiente del agua para que el lecho filtrante se expanda, los granos se froten y se desprenda todo el material que ha quedado retenido entre ellos en la operación de filtrado.

La terminación de la operación de un filtro para su retrolavado estará regida por cualquiera de las siguientes tres condiciones:

- El nivel del agua en el filtro alcanzó su nivel preestablecido.
- La calidad del efluente no es adecuada para consumo humano, de acuerdo con los criterios normativos vigentes.
- El ciclo de operación ha llegado a 36 horas.

La mayor eficiencia de un filtro se lograría si las dos primeras condiciones se cumplieran simultáneamente, sin embargo no sería una forma segura de operación para garantizar una calidad aceptable de carácter permanente, por lo que es preferible que el criterio de carga hidráulica (nivel del agua máximo) predomine. Como se ha explicado en este capítulo, el incremento en el nivel del agua en el filtro se debe al taponamiento progresivo de los espacios vacíos del medio filtrante, los cuales comienzan a llenarse primero en los estratos superiores y después en los inferiores hasta perforar al filtro en caso de continuar la operación del filtro. El origen de la tercera condición radica precisamente en prevenir que el filtro se tapone hasta la perforación de todo el lecho, además de permitir que las condiciones para el retrolavado sean las adecuadas, ya que, un exceso de partículas por remover requerirían una mayor energía para ser desprendidas y conducidas hacia la canaleta de lavado.

El lavado consta de dos etapas:

- Separación de los sólidos del medio filtrante, de otros flóculos o de ambos.

La limpieza de un medio granular es el resultado del esfuerzo de corte producido por el agua de lavado y, principalmente, de la abrasión o frote resultante de los contactos entre las partículas del lecho fluidizado.

- Transporte de los sólidos hacia la canaleta de lavado.

Una vez que las partículas sólidas han sido desprendidas de los granos del medio filtrante, requieren ser transportadas hacia arriba hasta la canaleta de lavado. Sin embargo debe evitarse que los granos del medio filtrante también sean arrastrados hacia fuera del filtro.

Métodos de lavado

Existen dos tipos básicos de lavado: con agua y con agua y aire y, para este último existen a su vez dos opciones: lavado con agua y aire simultáneos o lavado previo con aire.

Cualquier método de lavado debe contemplar las dos etapas mencionadas anteriormente. Los principales parámetros a tomar en cuenta en el retrolavado son: la velocidad del agua y/o del aire, según el método empleado; y por otro lado, la expansión del lecho filtrante, que está relacionada directamente con la velocidad.

A medida que aumenta la velocidad del agua en flujo ascendente, el lecho comienza a expandirse, y su porosidad aumenta. Cuando la velocidad alcanza un valor crítico en que el lecho se ha expandido completamente, las partículas del medio filtrante son arrastradas por el flujo ascendente.

En Estados Unidos se emplean altas velocidades de retrolavado para lograr expansiones de 50% o mayores. La velocidad se calcula para iniciar la fluidificación de los granos más gruesos. En Europa se emplean velocidades menores y expansiones menores que 30% del lecho filtrante. Las capas más pesadas no se expanden. En cambio, se utiliza la limpieza auxiliar con aire, ya sea antes del retrolavado con agua (Gran Bretaña) o simultáneamente (resto de Europa). También se utilizan como medios auxiliares de limpieza: rastrillos mecánicos y lavado superficial por aspersión.

Una expansión exagerada impide el roce o frotamiento de unos granos con otros, necesario para desprender los flóculos adheridos. Por otro lado, si la expansión no es suficiente, los flóculos no serán transportados hacia la canaleta de lavado para su completa eliminación.

En realidad, la técnica usada en el lavado está condicionada a las características del medio filtrante. Lechos uniformes gruesos (diámetros de 0.8 a 1.0 mm y $Cu = 1.1$) como los que emplean los fabricantes europeos, se pueden lavar adecuadamente con aire y agua con velocidades que no produzcan fluidificación. Lechos de arena finos (diámetro de 0.45 a 0.55) y estratificados ($Cu = 1.65$) necesitan expandirse y complementarse la limpieza con lavado superficial. Lechos mixtos de antracita y arena deben fluidificarse siempre, con expansiones mayores al 20%, para reestratificar las capas de acuerdo con su densidad, y nunca deben lavarse con aire y agua simultáneamente, pues las capas se entremezclarían por completo. Si se usa aire y agua, hay que lavar primero con aire para desprender la película adherida, y luego independientemente con agua para expandir el medio.

La temperatura del agua juega un papel muy importante en el cálculo de las expansiones del medio filtrante, por lo que siempre debe considerarse en el diseño. A mayor temperatura, se requerirá una mayor velocidad de lavado para mantener una misma expansión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Lavado con agua

Se basa en que la velocidad de lavado empleada produce tanto la fluidificación del lecho como el arrastre de las partículas retenidas. El roce de las partículas del medio filtrante resulta deficiente y, de acuerdo con la práctica e investigaciones recientes, se prefiere el lavado con agua y aire.

El procedimiento consiste en proporcionar una velocidad de retrolavado que produzca una expansión entre 20 y 50%. Una expansión mayor podría incrementar la remoción de las partículas, pero a costa de la pérdida del medio filtrante y el exceso de agua utilizada, además del riesgo de que se desacomode el soporte de grava.

El intervalo de velocidades para lograr las expansiones anteriores oscila entre 19 y 60 m/h. Para medios entre 0.5 y 0.6 mm de diámetro, la velocidad es de 33 a 55 m/h.

Lavado con agua en medios mixtos

El lavado con agua se recomienda para medios múltiples, pues el lavado con agua a altas velocidades hace que se logre mantener la estratificación. Sin embargo, los medios empleados deben ser tales que la capa superior del medio inicie su fluidificación a una velocidad igual o ligeramente superior que la de las capas más bajas del medio.

Lavado con agua y aire

El aire inyectado por el sistema de drenes produce el rozamiento entre los granos y el desprendimiento de los flóculos adheridos, mientras que el agua sólo servirá como vehículo de transporte de las partículas hacia la canaleta de lavado. El aire provocará la fricción entre los granos siempre y cuando el lecho no se encuentre expandido, por lo que la velocidad del agua debe ser menor que si se lavara con solo agua. El ahorro en la cantidad de agua resulta muy importante.

Lavado previo con aire

El procedimiento consiste en bajar el nivel del agua en el filtro unos centímetros por debajo del medio y hacer circular aire a presión, a una velocidad entre 15 y 90 m/h por un período de 3 a 10 minutos para aflojar los sólidos adheridos. Después se introduce agua a una velocidad entre 12 y 55 m/h para expandir ligeramente el lecho y conducir los sólidos desprendidos hacia la canaleta de lavado. Los intervalos más comunes para el aire son de 15 a 30 m/h y, para el agua entre 12 y 18 m/h. El uso de aire solo causa la compactación del medio y dificulta la salida de los sólidos desprendidos, por que se ha implementado otra variación de este procedimiento que consiste en introducir agua hasta obtener una expansión del 10 al 15% e inyectar, posteriormente, aire con una velocidad de 15 a 36 m/h por un lapso de 2 a 3 minutos. Después se suspende el flujo de aire y se aumenta la velocidad del agua entre 36 y 46 m/h.

Lavado con aire y agua simultáneos

Este método es de uso común en Europa y ha sido adoptado en otros países debido a su buen rendimiento. Consiste en introducir aire y agua al mismo tiempo. La velocidad del agua oscila entre 10 y 40 m/h y la del aire entre 20 y 146 m/h. La duración es variable entre 2 y 10 minutos, siendo lo más usual de 3 a 5 minutos. En una segunda etapa, se introduce solo agua con el objeto de transportar los sólidos desprendidos, así como las burbujas de aire atrapadas en el medio. El aire y el agua deben introducirse en forma progresiva hasta alcanzar las tasas óptimas, las cuales dependen del tipo de medio filtrante y pueden calcularse a escala real o en prototipos o modelos.

Lavado superficial

Aunque el aire se considera el mejor método auxiliar de lavado de los filtros rápidos, el lavado superficial, inyectando agua a presión sobre el lecho filtrante es una práctica común en filtros con medios filtrantes simples y granulometría fina. El agua a presión ayuda a desprender bolas de barro que se forman en la superficie del filtro. Se utilizan brazos giratorios o con rociadores fijos. En el primer caso, equipo consiste en dos brazos que giran sujetos a un tubo central y que se desplazan por reacción de los chorros de agua que proyectan. Se colocan a de 5 a 7 cm encima de la arena y giran con una velocidad de 7 a 10 r.p.m.

El lavado consiste en introducir el agua del retrolavado (flujo ascendente) hasta obtener expansiones del lecho filtrante entre 20 a 40%. Después se inyecta el agua por las boquillas de los brazos giratorios, manteniéndolos en movimiento por un mínimo de 3 minutos, con una tasa de 5 a 17 m/h y con presión superior a 6 metros de columna de agua. Algunos autores recomiendan mantener este lavado auxiliar durante todo el ciclo.

El lavado superficial con chorros a presión también permite disminuir la cantidad de agua requerida.

Métodos de aplicación del agua de lavado

El agua de lavado para un filtro rápido puede aplicarse mediante un tanque elevado, un sistema de bombeo directo o el flujo proveniente de otros filtros operando dentro de una batería.

Tanque elevado

El agua de lavado puede aplicarse mediante un tanque elevado con volumen suficiente para lavar una unidad por un período de 8 a 10 minutos a la tasa máxima especificada en el diseño. Este volumen depende del número de filtros de la planta y del consumo de agua para esta operación. El agua del tanque elevado se repone bombeando agua filtrada del tanque de agua filtrada.

Se requiere entonces de construir el tanque sobre una estructura elevada, sobre el edificio de la planta potabilizadora, o sobre una loma cercana. El equipo de bombeo se seleccionará de acuerdo con la posición del tanque y con los requerimientos de carga hidráulica según el medio filtrante y las pérdidas de carga en las tuberías. Para garantizar que las tasas de lavado proporcionadas por el tanque sean las adecuadas, se requiere

también de un controlador de flujo, que pueda regular las velocidades del agua.

Sistema de bombeo directo

Las bombas utilizadas para este sistema son generalmente de gran capacidad y baja presión y deben especificarse al menos dos unidades.

La carga hidráulica total de las bombas se calcula en la misma forma en que se calcula la altura del tanque elevado, tomando en cuenta tanto las pérdidas de carga inherentes al sistema en sí, así como los requerimientos de carga de acuerdo con el tipo de lecho filtrante y el método de lavado.

Lavado con el flujo de otros filtros

El sistema de lavado con flujo proveniente de las otras unidades, el cual ha sido ampliamente utilizado en Australia, Estados Unidos, Canadá, México y Sudamérica, se basa en colocar la tubería o vertedor efluente a un nivel mayor que el de la canaleta de lavado y en interconectar los filtros por grupos de al menos 4 unidades. La diferencia en los niveles del agua debe ser igual o mayor que las pérdidas de carga durante el retrolavado. Esto garantiza que se presente la velocidad de lavado para la que fue diseñado el filtro, y puede controlarse para obtener velocidades menores.

La base del funcionamiento de este sistema está en el hecho de que si se deja la salida del efluente a un nivel mayor que la canaleta de lavado y se interconectan los filtros, al abrir la válvula de drenaje, el nivel en la caja del filtro que se quiere lavar desciende con lo que se establece una carga hidráulica que invierte el sentido de flujo a través del lecho filtrante y efectúa el lavado.

Cuando se llega al nivel de agua predeterminado para lavar al filtro más sucio de la batería, el nivel de agua se eleva aún más para compensar la salida de operación del filtro en cuestión y así proporcionar la carga hidráulica necesaria para vencer las pérdidas de la operación normal de los otros filtros, así como las pérdidas de carga en el retrolavado del filtro más sucio.

Para implementar este sistema se deben diseñar drenes que produzcan pocas pérdidas de carga. En la práctica se puede conseguir diseñar drenes que solo produzcan pérdidas de 20 a 30 cm. Los sistemas de drenaje patentado, como las boquillas microranuradas o los fondos prefabricados tipo Leopold o Wheeler, producen pérdidas mucho mayores y por ello no son adecuados para este sistema de lavado. Estos drenes están diseñados para compensar la alta velocidad de entrada a través del tubo del efluente, con la alta pérdida de carga en los orificios que distribuyen el flujo de manera uniforme en toda el área del filtro. Interconectando los drenes o proporcionando un área amplia para la entrada del flujo de retrolavado, la velocidad de entrada disminuye y la distribución uniforme se logra con el diseño de drenes con losas prefabricadas y boquillas de tubos de plástico, disminuyendo también las pérdidas de carga. Las pérdidas de carga totales en este sistema de lavado es de sólo 55 a 80 cm, lo que permite la construcción de estructuras sólo ligeramente más profundas que las convencionales.

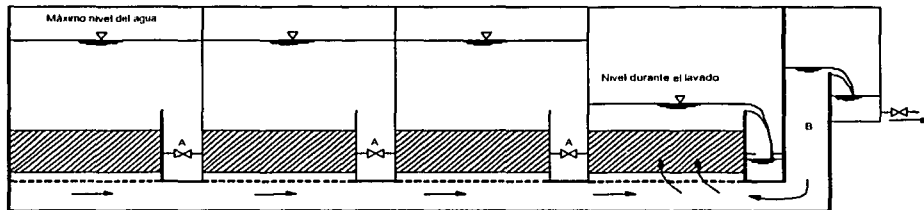


Fig. VI.3 - Lavado con el flujo de otros filtros⁽¹⁰⁾

Este último método, empleado para los filtros rápidos de la planta potabilizadora de Coatepec, hace que el diseño del filtro tenga un incremento en altura total igual a las pérdidas de carga durante el retrolavado, lo que no representa un incremento importante en el costo inicial, mientras que el uso de los otros sistemas requiere, en forma adicional, de tuberías y piezas especiales, tanque de almacenamiento y equipo electromecánico que representan altos costos de inversión inicial y costos de mantenimiento constante, así como el consiguiente desperdicio de energía debido a las grandes pérdidas de carga que se presentan.

En resumen, las principales ventajas de lavar un filtro con el flujo proveniente de las otras unidades son:

- La expansión del lecho se inicia lentamente. Al ir descendiendo el nivel de agua por debajo del vertedor de salida general, la velocidad del flujo ascendente va aumentando con el tiempo.
- No se requiere equipo electromecánico, ni tanque elevado, ni controlador de tasa de lavado.
- Se necesita un mínimo de válvulas y tuberías.

VI.3 PROBLEMAS DE OPERACIÓN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Cuando existe un notable aumento en la turbiedad del efluente o la reducción del gasto en un filtro, se puede deber a problemas causados por un lavado deficiente. No obstante, las causas pueden ser también debidas a las características químicas de los flóculos del influente, caso que se tratará más adelante.

La mayoría de los problemas del filtro se originan en un lavado deficiente incapaz de desprender la película que recubre los granos del lecho y romper las grietas o cavidades en donde se acumula el material suspendido en el agua del influente. Los problemas más comunes que se presentan en un filtro se describen a continuación.

Agrietamiento del lecho y acumulación de "bolas de barro"

Después de expandir el lecho filtrante durante la operación de lavado de un filtro, el material se sedimenta antes de iniciar nuevamente con el ciclo de filtrado. Si el lavado no tuvo la duración suficiente o la velocidad adecuada para remover el material retenido durante la filtración, éste queda atrapado entre los granos del medio y al progresar la carrera de filtración se compacta, con lo que la superficie del filtro desciende lentamente. Las áreas más obstruidas, generalmente alrededor de las paredes, se desprenden dejando una grieta entre ellas y la arena. Estas grietas pueden llegar hasta la grava y todo el medio granular llenarse de "bolas de barro" o aglomerados que disminuyen el área de paso del flujo. Este fenómeno se presenta paulatinamente, llenándose primero las cavidades dentro del lecho, al no ser removido este material se compacta y una cavidad se une con otra, hasta formar bolas relativamente grandes. En estas condiciones, el filtro deja de ser útil y debe ser reconstruido totalmente.

El tamaño de los aglomerados va de 1 a 10 cm de diámetro y su densidad es generalmente menor que la del medio filtrante, por lo que se acumulan en la superficie en principio.

Existen algunas medidas para prevenir o eliminar los aglomerados en un filtro y son las siguientes (Jiménez C., 1995):

- Mientras se mantiene agua de lavado a baja velocidad, se tamizan las capas superficiales del lecho filtrante con cribas de diámetro mayor que el de los granos de arena y se extraen los aglomerados de las capas superficiales. Sin embargo, este procedimiento no elimina los aglomerados pequeños.
- Se hace un fuerte lavado superficial con chorros a presión para producir una agitación violenta de la arena, raspando al mismo tiempo la superficie con rastrillos metálicos. Luego se lava el filtro con velocidades elevadas de agua y aire.
- Se efectúa un lavado químico. En este último caso, se emplea sosa (1 o 2%), cloro (200 a 300 mg/l) o cloruro de sodio (2%) y es necesario mantener la solución en contacto por lo menos dos horas antes de efectuar un buen enjuague.
- También se puede picar la superficie de la arena y lavar luego cuidadosamente el filtro.

Presencia de burbujas de aire dentro del lecho filtrante

Uno de los mayores problemas que puede presentarse durante la operación de un filtro es la formación de burbujas de aire entre los granos del lecho filtrante. La liberación del aire disuelto en el agua dentro del filtro puede provocar que los sólidos acumulados penetren a mayor profundidad con el riesgo de escapar por el sistema de drenaje hacia el efluente. Por otro lado, el aire atrapado puede llegar a obstruir parcial o totalmente al filtro, inhabilitándolo hidráulicamente o causando un rápido deterioro en la calidad del efluente y una reducción en la carrera de filtración.

La formación de burbujas de aire dentro de un filtro puede deberse a que en la operación se presenten presiones negativas (menores a la atmosférica), al incremento en la temperatura del agua o a la liberación de oxígeno por el crecimiento de algas dentro del filtro.

Para ilustrar el fenómeno de la presión o carga hidráulica negativa dentro del medio filtrante se muestra la figura VI.4 y la explicación se basa en la distribución de las pérdidas de carga a diferentes profundidades medidas mediante la instalación de piezómetros.

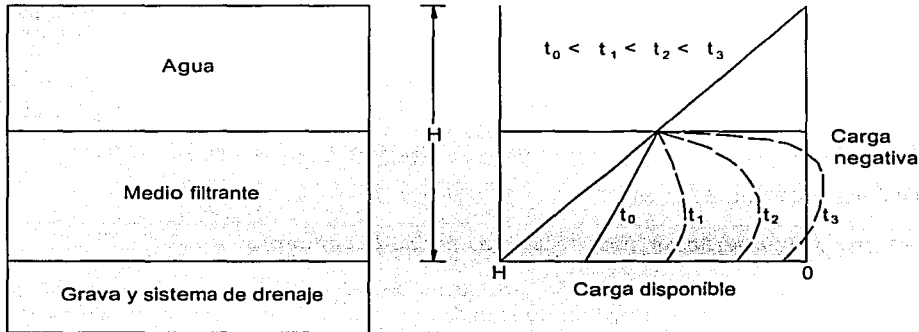


Fig. VI.4 - Evolución de las pérdidas de carga en un filtro⁽⁷⁾

El efluente del filtro de la figura descarga a un canal de recolección ubicado a la misma elevación en la que se encuentra la base del medio filtrante. Cuando el agua está en reposo y no ha iniciado el flujo a través del lecho, la distribución de presión corresponde a una línea recta a 45%. Una vez iniciado el flujo a través del filtro limpio, la distribución de pérdidas de carga sigue la ecuación de Carman - Kozeny, y éstas son una función lineal de la profundidad (t_0). Aún en filtros con medios filtrantes múltiples, la remoción de sólidos se concentra en las capas superiores y por lo tanto las pérdidas de carga también serán mayores en estas capas a medida que se ensucia el filtro. La distribución de las pérdidas de carga se asemeja entonces a una curva cóncava en la misma zona. A medida que el agua atraviesa las capas con mayor acumulación del depósito específico, la carga hidráulica se recupera, de acuerdo con la ley de Darcy.

La carga disponible en la base del medio filtrante siempre será igual a la suma de las pérdidas de carga a través de la grava, drenes y tuberías que se encuentren antes del vertedor del efluente.

Una larga carrera de filtración antes del retrolavado puede producir una situación en la cual la carga disponible tome un valor negativo en las capas superiores. Esto ocurre cuando el efluente es descargado a la misma elevación del fondo del lecho filtrante. Si se coloca el vertedor del efluente al nivel de la superficie del medio filtrante se evita cualquier posibilidad de presiones negativas, tal es el caso de los filtros autolavables para la potabilizadora de Coatepec. Sin embargo, en otro tipo de filtros, puede colocarse

el vertedor a un nivel intermedio con un adecuado factor de seguridad, logrando así una reducción en la altura total del filtro y el consiguiente ahorro económico (Monk, 1984).

Pérdida del medio filtrante

Este problema ya se trató en este mismo capítulo en referencia con las velocidades excesivas del agua durante el retrolavado de los filtros. Esta pérdida puede también estar relacionada con una posición muy baja de la canaleta de recolección, o con la modificación del peso específico del medio (por la adherencia de carbonatos a los granos de arena), así como al movimiento de la grava de soporte, lo que hace que la arena pueda escapar por el fondo.

Las soluciones de este problema serán función de la causa que lo provoque y están en revisa y modificar de ser posible las tasas de lavado, elevar la posición de la canaleta de recolección (ya que si se expande menos el lecho se corre el riesgo de no lavar adecuadamente), cambiar el medio filtrante, o reacomodar el soporte de grava.

VI.4 CALIDAD DEL EFLUENTE

Factores de la operación que afectan la calidad del efluente:

Entre los factores que influyen en el proceso de filtración se puede mencionar al tipo de medio filtrante, la tasa o velocidad de filtración, las características físicas y químicas del agua cruda o sedimentada, su temperatura y la dureza de los flóculos que pasan por el filtro. Estos factores se deben tomar en cuenta desde el diseño de una planta potabilizadora, sin embargo, algunos de estos factores pueden ser fácilmente modificados en la fase de operación de los filtros. Los factores más estrechamente relacionados con la operación de los filtros y que influyen en la calidad del efluente son la tasa de filtración y la dureza de los flóculos.

Tipo de medio filtrante

Cuando se utiliza un medio filtrante granular, cualquiera que sea el material de que esté constituido, la forma de los granos tiene importancia no sólo por el aspecto hidráulico sino por la relación superficie a volumen (factor de forma), ya que el proceso de la filtración tiene relación directa con el área superficial total de los granos. A mayor área superficial, mayor remoción de sólidos y mayor calidad del efluente. En otras palabras, la eficiencia de un filtro, en términos de calidad del efluente, es inversamente proporcional al diámetro de las partículas.

Tasa de filtración

Es uno de los aspectos más importantes de la operación de un filtro rápido, y es por ello que se ha tratado ampliamente en capítulos anteriores. Solo resta decir que la velocidad de filtración es inversamente proporcional a la eficiencia, esto es, a mayores tasas de filtración, menor calidad del efluente.

Características del agua cruda o sedimentada

En muchos casos, las características físicas y químicas del influente resultan más importantes para obtener la calidad del agua deseada que el tamaño y clase del medio filtrante usado.

El volumen, densidad o tamaño de los flóculos que entran en el filtro se relacionan directamente con la rapidez con que aumenta la pérdida de carga hidráulica y el riesgo de que el lecho sea perforado.

El pH, potencial zeta de los flóculos también influyen en la eficiencia del filtro. De acuerdo con algunos autores (Jorden y Stanley, 1963) a medida que el potencial zeta se hace más electronegativo y por lo tanto el pH del agua aumenta, la turbiedad del efluente va siendo menor hasta alcanzar un valor óptimo, a partir del cual la turbiedad del agua filtrada es definitivamente mayor a medida que el pH se hace mayor. Este valor del pH óptimo no es necesariamente igual al que se encuentra para desestabilizarla y sedimentarla (prueba de jarras).

Existen varias contradicciones al respecto, y por ello debe tenerse en cuenta que al aumentar el pH las fuerzas entre los granos y los flóculos de la suspensión, si bien siguen siendo atractivas en las capas superiores se hacen más repulsivas en las inferiores, lo que causaría el incremento en la turbiedad del efluente.

Anteriormente se acostumbraba agregar cal antes de filtrar el agua para reducir la corrosión en los conductos y accesorios posteriores al filtro, lo que involucraba la formación de incrustaciones en los granos del medio filtrante y una disminución en la calidad del efluente, aumentando la turbiedad, el color y el aluminio residual.

Temperatura

La temperatura del agua afecta tanto los mecanismos físicos como los químicos que intervienen en la filtración. Para una misma carrera de filtración, la pérdida de carga es generalmente menor a temperaturas bajas, debido a una remoción más lenta del flóculo a menor temperatura.

En la etapa de retrolavado, la temperatura afecta la viscosidad del agua y por lo tanto también la expansión del lecho filtrante para una velocidad determinada. Así, con agua fría es necesario disminuir el gasto, mientras que con agua caliente es mayor la cantidad de agua empleada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Dureza de los flóculos

Se entiende como "dureza" a la propiedad de los flóculos para resistir esfuerzos cortantes del agua, aunque no está generalizado el uso de estos términos.

Cuando la máxima turbiedad permisible es rebasada en el efluente de un filtro, antes de que se alcance la máxima pérdida de carga hidráulica, se dice que el flóculo es de consistencia blanda. Cuando, por el contrario, se produce la máxima pérdida de carga antes de que la turbiedad pase el límite establecido, la consistencia del flóculo será dura. Cuando la máxima pérdida de carga se produce al mismo tiempo que el límite de turbiedad en el efluente, entonces el flóculo se considera de consistencia adecuada.

La operación de un filtro siempre debe hacerse con flóculos duros, pues de esta manera se garantiza la calidad del efluente con un margen de seguridad. La consistencia o dureza de los flóculos es variable y depende del tipo y dosis de los coagulantes empleados, de la turbiedad del agua cruda y su temperatura, principalmente.

Para alterar la consistencia de los flóculos se agregan al flujo compuestos químicos que aumentan o disminuyen la capacidad de adherencia de las partículas al medio filtrante produciendo un flóculo más duro o más blando, según las necesidades de la planta.

Como ayudantes de filtración se utilizan polielectrolitos o coagulantes metálicos (sales de aluminio o hierro) inyectados después de la sedimentación y antes de que el agua llegue a los filtros. La selección y dosificación de los polielectrolitos debe hacerse experimentando en el laboratorio antes de aplicarlos al prototipo.

En general, los polímeros endurecen los flóculos permitiendo que se pueda filtrar durante más tiempo sin deterioro de la calidad del efluente, pero en cambio incrementan la pérdida de carga. Por lo tanto, la dosis óptima de polielectrolito dependerá de la calidad del efluente que se desee en relación a la mínima carrera de filtración que se considere económica (mayor de 15 horas).

Cuanto más grande sea el medio filtrante, se requiere mayor dosis de polielectrolitos para aumentar la adherencia de las partículas (por ejemplo en la filtración directa).

Como efecto adicional de los ayudantes de filtración, se tiene la disminución del efecto perjudicial de los cambios bruscos en las tasas de filtración en el efluente del filtro.

En algunos casos, sin embargo, es necesario hacer más blando el flóculo para que penetre a mayor profundidad dentro del lecho filtrante y así prolongar la carrera de filtración disminuyendo la tasa de pérdida de carga. Para hacer más blando al flóculo se utilizan sustancias llamadas polifosfatos, los que también son inhibidores de la corrosión. Las dosis empleadas son bajas para no desmejorar la calidad del efluente.

VII.- ASPECTOS COMPLEMENTARIOS Y COMENTARIOS FINALES

El desarrollo tecnológico y científico en las últimas décadas ha permitido obtener un mayor conocimiento de las operaciones y procesos de potabilización convencionales y ha dado pie a la creación de nuevos procesos para mejorar su eficiencia y por lo tanto la calidad del agua para consumo humano. Aunque los nuevos conocimientos están al alcance de todas las naciones, la tecnología aún resulta costosa para países en desarrollo como el nuestro. Sin embargo, algunos institutos de investigación incrementaron sus esfuerzos para tratar de adaptar los nuevos y más exigentes criterios de calidad a las condiciones sociales y económicas de países subdesarrollados y en desarrollo. Tal es el caso del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales, CEPIS. Este último capítulo tiene como objetivo incluir todos aquellos aspectos científicos y tecnológicos que se han venido desarrollando en el área de potabilización, y con ello fomentar el interés en el estudio de los mismos.

VII.1 DE LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA EN GENERAL

Aspectos importantes de la desinfección

Formación de subproductos tóxicos

La desinfección del agua para consumo humano utilizando un oxidante como el cloro permitió terminar con muchas enfermedades relacionadas con organismos patógenos presentes en las fuentes superficiales de abastecimiento. Sin embargo, descubrimientos de organismos patógenos resistentes al tratamiento con cloro, como la *Giardia Lambia* y el *Cryptosporidium*; además de la aparición de subproductos como los trihalometanos, hicieron que se investigaran otros métodos de desinfección.

La aplicación de fuertes sustancias oxidantes, como los compuestos del cloro, son utilizados comúnmente como desinfectantes, y para control de olores y sabores. Cuando el cloro reacciona con materia orgánica se forman los trihalometanos, los cuales son cancerígenos en dosis aún pequeñas. A los compuestos que reaccionan con el cloro para formar trihalometanos se les conoce como precursores, entre los cuales están los compuestos fenólicos, los ácidos húmicos y fúlvicos, así como las algas y los actinomicetos, que producen sustancias orgánicas que brindan al agua olor y sabor.

Existen sitios específicos donde se debe tener mayor cuidado para el cálculo de la dosificación de compuestos del cloro. Es el proceso de precloración cuando mayor formación de subproductos tiene lugar, debido a que aún no se ha removido la materia orgánica. Otros factores que influyen directamente en la cantidad de trihalometanos que se forman debido al uso del cloro son la temperatura y el pH. En los meses cálidos se incrementa la formación de algas y existe una mayor actividad biológica en el agua, y por consiguiente las demanda de cloro resulta mayor que en meses fríos. Al aumentar la carga de cloro aplicada se produce un aumento del cloro residual y un ligero aumento del pH en el efluente final. Al disminuir el pH disminuyen las oportunidades de que ocurran estas reacciones y se incrementa la producción de trihalometanos.

Otros métodos para control de olor, sabor y desinfección.

Para evitar la formación de subproductos en el pretratamiento se ha empleado otro oxidante: el ozono, pero desafortunadamente también se crean subproductos al utilizarlo, aunque no se han estudiado a profundidad los efectos que causan en la salud humana.

Métodos de desinfección como la luz ultravioleta son eficientes pero no tienen efectos residuales para evitar la recontaminación del agua en el transporte hacia los sitios de consumo, aunque podrían emplearse en lugar de la precloración, donde existe mayor concentración de sustancias orgánicas en el agua.

Un método adicional para remover olores y sabores debidos a la presencia de precursores (materia orgánica) es la utilización de carbón activado granular como pretratamiento. La desventaja de este método es su costo de implantación además de ser menos eficiente y producir mayores cantidades de lodos de desecho.

Nuevos criterios de calidad

Como se menciona en párrafos anteriores, se han detectado microorganismos patógenos que no son eliminados por medio de la aplicación de cloro como desinfectante. La aparición de *Giardia lamblia* y *Cryptosporidium* han hecho que los criterios cambien para determinar si el agua es segura para el consumo humano desde el punto de vista microbiológico.

Se ha demostrado que la desinfección con sustancias químicas como el cloro es más efectiva cuando la turbiedad del agua es menor a 1 UTN.

La ausencia de bacterias coliformes ya no es un indicador confiable de la efectividad del cloro como desinfectante. Debido a las dificultades técnicas y económicas para la determinación de microorganismos patógenos específicos como los virus y *Giardia Lamblia* y *Cryptosporidium*, se ha optado por tomar un método probabilístico de su existencia en función de la turbiedad. El desarrollo de turbidímetros más sensibles en rangos de valores pequeños de turbiedad (0 a 1 UTN) ha sido positivo para apoyar éste método.

Las normas oficiales mexicanas aún no han tomado en cuenta estos criterios de calidad del agua, quizá debido al costo económico que implica la implementación de nuevos sistemas de instrumentación y control en las plantas potabilizadoras, además de la adaptación de sus procesos de tratamiento a las nuevas tecnologías.

Tratamiento y disposición de lodos

En todo proceso industrial existen los siguientes elementos: materia prima, producto final y residuos. En la producción de agua potable a partir de agua cruda superficial o subterránea también existen residuos, que deben ser analizados antes de su disposición final, previendo efectos negativos en la calidad del agua o del suelo en donde van a ser depositados. Los residuos en una planta potabilizadora de tipo convencional son principalmente lodos que se generan en los sedimentadores y en los filtros. Dada la importancia que merece hoy en día el tema de la contaminación de suelos y cuerpos de agua debido a la poca disponibilidad de agua para consumo humano, aunada al crecimiento poblacional, es de carácter obligatorio el considerar al tratamiento y la disposición de los lodos de desecho provenientes de una planta potabilizadora como parte integrante del proceso.

Normatividad

Aunque está reglamentada la descarga de aguas residuales a suelos, cuerpos de agua y sistemas de alcantarillado, así como la disposición de residuos sólidos peligrosos derivados de procesos industriales, no existe aún en México una norma oficial que regule el aprovechamiento y la disposición final de lodos producidos en plantas potabilizadoras. Se encuentra en desarrollo como proyecto de norma la NOM-004-ECOL-200?, la cual lleva como título: PROTECCIÓN AMBIENTAL.- LODOS Y BIOSÓLIDOS.- ESPECIFICACIONES Y LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA SU APROVECHAMIENTO Y DISPOSICIÓN FINAL.

Esta nueva norma tendrá por objetivo "establecer las especificaciones y los límites máximos permisibles de contaminantes para los lodos provenientes del desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, de las plantas potabilizadoras y de las plantas de tratamiento de aguas residuales; con el fin de posibilitar su aprovechamiento o disposición final y proteger el medio ambiente y la salud humana".

Es muy importante destacar que el término "lodos" se refiere en esta norma a los desechos sólidos con contenido de humedad variable que pueden provenir de una planta potabilizadora. Esto hace de carácter obligatorio un tratamiento previo para los lodos de las plantas potabilizadoras, ya que éstos últimos se encuentran en estado líquido concentrado en las unidades de sedimentación y en el agua de lavado de los filtros y su descarga en dicho estado está regulada por las normas antes mencionadas.

En las especificaciones se establece que "para que los lodos se puedan aprovechar o disponer se debe demostrar que éstos no son corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos e inflamables de acuerdo con la normatividad vigente", mención que no aporta en sí misma una nueva regulación.

Establece también esta norma los límites máximos permisibles de metales pesados y de patógenos y parásitos para la disposición final de los lodos, así como la obligatoriedad de realizar muestreos y análisis de manera periódica que demuestren el cumplimiento de dichos límites.

Características según su origen

La fuente de los diferentes residuos de una planta potabilizadora, así como sus características y cantidades, dependen del tipo de tratamiento aplicado, de la composición del agua cruda y de la calidad del agua producida. En general provienen de procesos como la sedimentación simple, remoción de hierro y manganeso, coagulación química - sedimentación, ablandamiento por precipitación, adsorción con carbón activado, lavado de filtros e intercambio iónico. Como ejemplos de los procesos más comunes, se muestra a continuación la tabla VII.1 con las características más importantes de los lodos provenientes de los procesos de coagulación-floculación-sedimentación con sulfato de aluminio y los lodos del agua de lavado de filtros.

El lodo con sales de aluminio es viscoso y coloidal, difícil de manejar y de secar. El lodo está compuesto por los precipitados de aluminio provenientes del sulfato de aluminio utilizado para la coagulación, así como por el material orgánico e inorgánico removido: arena, limo, arcilla, polímeros o ayudas de coagulación usados, y por el agua del fondo de los sedimentadores, que es utilizada para su transporte. Generalmente, estos lodos son estables y no se descomponen rápido ni causan problemas de septicidad.

Por otro lado, la operación de lavado de los filtros produce un lodo o agua residual de concentración baja de sólidos, que son retenidos durante el ciclo o carrera de operación normal, además de parte del medio filtrante que es arrastrado junto con el depósito específico. La concentración de sólidos retenidos por un filtro depende del tipo de pretratamiento, del tipo de filtro y de las características del agua cruda. En plantas con aplicación de carbón activado en polvo, antes de los filtros, el agua de lavado de los filtros contiene, además, el carbón activado aplicado y el material adsorbido.

| Característica | Lodos de sales de aluminio | Agua de lavado de los filtros |
|------------------|--|--------------------------------------|
| pH | 6 - 8 | 6.9 - 7.8 |
| DBO | 30 - 300 mg/l | 2 - 10 mg/l |
| DQO | 30 - 5000 mg/l | 28 - 160 mg/l |
| Sólidos | 1 - 2% | 0.01 - 0.1% |
| Color | Grisáceo | Gris a negro |
| Olor | Inodoro | Inodoro |
| Volumen | 20 - 50 l/m ³ | 3 a 6% del gasto producido |
| Conteo bacterial | Alto | Alto |
| Sedimentabilidad | 50% en 8 horas | 80% en 2 a 24 horas |
| Secado | 2 días sobre lechos de arena para 10% de sólidos | Requiere coagulación y sedimentación |

Tabla VII.1- Caracterización de los lodos de desecho en plantas potabilizadoras⁽⁵⁾

Efectos ambientales

La práctica común de disposición de los lodos de las plantas potabilizadoras ha sido el vertido de los mismos sin tratamiento ni secado alguno a cuerpos de agua y alcantarillas, lo que produce impactos negativos como:

- Acumulación de depósitos o azolvamiento en zonas de baja velocidad de flujo en ríos y lagos, cubriendo a los organismos bénticos y alterando la cadena alimenticia de los peces.
- Aumento de la turbiedad de los cuerpos receptores y por consiguiente, la disminución de la actividad fotosintética de plantas acuáticas, así como pérdida del valor recreacional de los cuerpos de agua.
- Contaminación bacteriológica por la descarga de lodos con alto contenido de organismos patógenos.
- Efectos tóxicos en organismos acuáticos por el contenido de aluminio en exceso de los lodos provenientes de plantas que utilicen esta sustancia como coagulante.

Métodos de tratamiento

El objetivo de los métodos de tratamiento de los lodos de desecho de una planta potabilizadora, sea cual fuere su origen en en tren de tratamiento, es el obtener como producto un lodo sólido aún con alto contenido de humedad y, en algunos casos, cenizas secas. Las unidades de proceso que se emplean para lograr este objetivo consisten generalmente en unidades de espesamiento, desaguado y secado.

El espesamiento de los lodos elimina el exceso de agua por sedimentación simple. En este proceso se reduce el volumen de lodo hasta 10 veces, obteniéndose un lodo líquido concentrado con 5% de sólidos. El agua sobrenadante se recircula o puede disponerse en el sistema de alcantarillado. Las cargas hidráulicas típicas para el diseño de un espesador están entre 18 a 20 m³/m²/día dependiendo del tipo de unidad: sedimentador convencional de flujo horizontal, sedimentador de alta tasa o sedimentador centrífugo. Se pueden utilizar también polímeros para reducir aún más el volumen de los lodos y lograr un mayor espesamiento.

Después del espesamiento, se procede al desaguado y secado de los lodos, para obtener una torta sólida con un contenido de sólidos mayor al 15%. Existen muy diversos métodos de desaguado y secado basados en los principios físicos de gravedad, evaporación vacío, fuerza centrífuga, presión y acción capilar. Estos métodos pueden ser: lechos de secado de arena, lagunas de secado, filtros de vacío, centrifugadoras, filtros prensa o congelamiento.

Los lechos de secado (ver figura VII.1) consisten en depósitos en los que se coloca una base de arena con espesor típico de 15 a 25 cm y grava con espesor de 20 a 30 cm, con una tubería de drenaje perforada de 10 cm de diámetro. El drenaje descarga a un cárcamo de bombeo para recircular el agua drenada a la planta. La eficiencia de un lecho de secado de arena se puede mejorar mediante preacondicionamiento del lodo con coagulantes o polímeros. De acuerdo con la temperatura ambiente, el periodo de secado puede oscilar entre unos días y varias semanas. El lodo seco puede removerse fácilmente a mano o por medios mecánicos y ser transportado en forma sólida al sitio de disposición final. En un lecho de secado típico el lodo se aplica en capas de 15 a 30 cm.

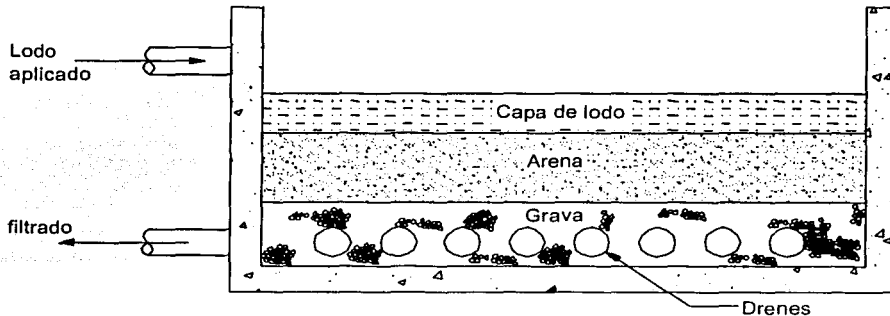


Fig. VII.1 - Corte transversal de un lecho de secado típico ⁽⁵⁾

Las lagunas de secado de lodos son tanques de sedimentación de grandes dimensiones y de poca profundidad (1 a 2 m), sin efluente. El lodo húmedo se bombea a la laguna y se deja sedimentar. Cuando la laguna se llena, se saca de servicio y se deja en reposo. Periódicamente se extrae el sobrenadante hasta obtener un lodo adecuado para disponer apropiadamente.



Lechos de secado de lodos

Los filtros de vacío consisten en una membrana permeable de tela de fibras naturales o plásticas o de alambre colocada sobre un soporte rígido como un barril o sobre rodillos. El lodo se aplica sobre dicha membrana y por debajo de ella se extrae aire con una bomba, produciendo así un diferencial de presión que obliga al agua a filtrarse. Cuando el lodo está seco se descarga sobre una banda transportadora.

Las centrifugadoras para el desaguado de lodos son muy eficientes para eliminar agua de los lodos, pero tienen la desventaja de un alto consumo de energía. Consisten simplemente en un tambor cilíndrico doble, donde se introduce el lodo y al girar el agua se concentra hacia el exterior del tambor y el lodo queda en el cilindro interno.

Un filtro prensa está constituido por una serie de placas verticales que soportan un medio filtrante de tela y retienen el lodo en su interior. Las placas se colocan sobre un marco metálico formando una serie de cámaras huecas. El lodo se dosifica dentro de la prensa a presiones que se incrementan gradualmente por cerca de media hora. Las placas son presionadas unas contra otras y el agua pasa a través de la tela mientras que los sólidos son retenidos. Se forma así una pasta que se remueve al despresurizar la prensa.

También existen filtros prensa de correa o filtros banda (ver figura VII.2), que consisten en un par de bandas de tela colocadas sobre rodillos. El lodo previamente acondicionado con un polímero se introduce entre las dos bandas, las cuales se juntan para pasar por los rodillos, exprimiendo así los lodos. La descarga de la torta o pasta sólida se realiza al final de la prensa, donde se vuelven a separar las bandas. El agua se recoge para su recirculación y las bandas son lavadas con agua por aspersión.

El proceso de congelamiento consiste en convertir al lodo en hielo cristalino y de esta forma sedimentarlo rápidamente, en menos de un minuto.

Los métodos de tratamiento de lodos más económicos son los que no requieren un acondicionamiento previo y tampoco requieren energía adicional para su espesamiento, desaguado y secado. Sin embargo, estos métodos requieren grandes extensiones de terreno, que no en todos los casos son fáciles de conseguir. Así pues, para la determinación del sistema de tratamiento más adecuado en un caso en particular, es necesario sopesar las ventajas y desventajas tanto técnicas como económicas inherentes a los métodos conocidos.

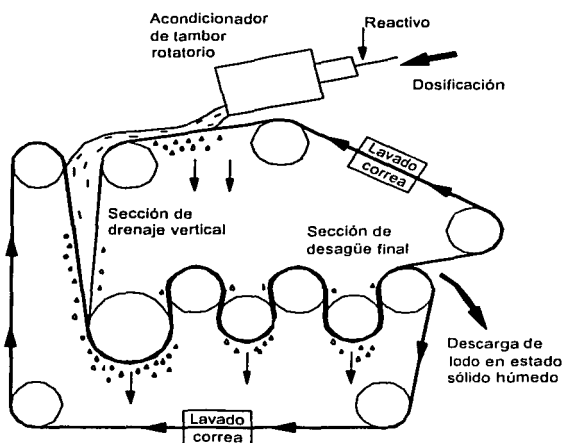


Fig. VII.2 - Filtro de correas para secado de lodos ⁽⁵⁾

Para reducir el volumen de lodos a un valor mínimo y esterilizar el residuo final, se usa el proceso de incineración. La incineración del lodo es un proceso de combustión controlada para reducir lodos secos a productos gaseosos y a un residuo final o ceniza. Es un método costoso que requiere espesamiento y desaguado previo y que puede aplicarse a lodos con humedad menor del 75%. El proceso de secado y combustión consta, generalmente de las siguientes etapas: calentamiento del lodo a 100° C, evaporación del agua del lodo, incremento de la temperatura del vapor de agua y del aire del gas e incremento de la temperatura del lodo seco al punto de ignición. Para una reacción completa y una operación adecuada, el proceso requiere combustible, aire, tiempo, temperatura y turbulencia adecuada.

Disposición final

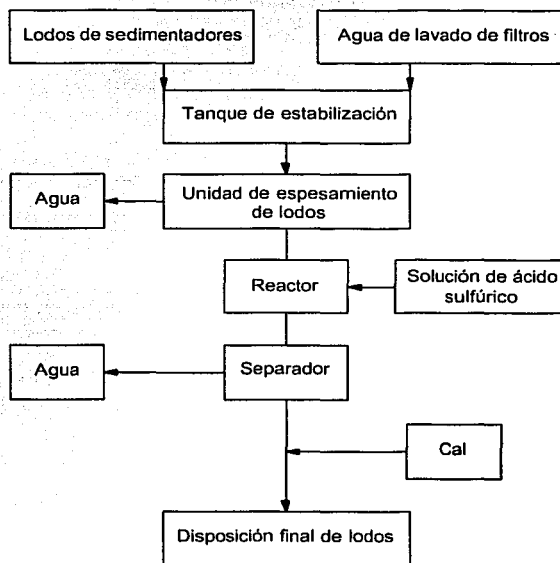
Por sus características, los lodos de plantas potabilizadoras tienen poco valor fertilizante, pero pueden modificar favorablemente el pH y la capacidad de retención de agua de los suelos. El lodo se ha aplicado a tierras de cultivo, áreas de minería abandonadas y como material de cobertura en rellenos sanitarios. Cuando no existen terrenos agrícolas cercanos o cuando los costos de disposición resultan altos, se puede disponer del lodo en rellenos sanitarios, o bien recurrir a la incineración.

Recuperación de sulfato de aluminio

La recuperación de sulfato de aluminio de lodos producidos en plantas potabilizadoras, especialmente de los sedimentadores ha sido estudiada por diversos autores y aplicada en plantas piloto con relativo éxito técnico y económico.

Los estudios previos para la implementación de un proceso de recuperación de lodos deben enfocarse a la investigación de las características de los lodos producidos, a la turbiedad del agua cruda, y a las dosis de coagulantes utilizados. Se deben determinar parámetros como sólidos totales, sólidos volátiles, aluminio residual y velocidad de sedimentación de los lodos.

El procedimiento normal de recuperación de sulfato de aluminio se realiza según el diagrama siguiente:



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. VII.3 - Esquema común de tratamiento de lodos para la recuperación del coagulante ⁽²⁾

Se han realizado en México (IMTA) estudios de factibilidad técnica para la reducción del volumen de lodos proveniente de la sedimentación en plantas potabilizadoras que emplean coagulantes para floculación, mediante el acondicionamiento con polímeros y acidificación de los lodos, logrando adicionalmente la recuperación de hasta el 89% del sulfato de aluminio (apto para ser reutilizado con la misma eficiencia que el coagulante de primer uso). Sin embargo no se ha enfatizado en el aspecto económico, pues las normas mexicanas no han sido muy exigentes en la disposición final de los lodos provenientes de las plantas potabilizadoras.

Instrumentación y control de plantas potabilizadoras

En respuesta a la creciente demanda de agua potable con mejor calidad y a la necesidad de cumplir con los reglamentos y normas cada vez más exigentes, se hace necesario implementar sistemas de instrumentación y control que permitan hacer más eficiente la operación de las plantas potabilizadoras para diferentes calidades de agua cruda y gastos variables.

La tendencia actual es el desarrollar instrumentos y controles muy precisos pero de fácil manejo e interpretación que tengan por objetivo automatizar en la mayor medida posible la operación de la planta, sin caer en una complejidad tal que dificulte operarla manualmente de ser necesario.

La eficiencia en la operación se traduce en la dosificación adecuada de productos químicos como los coagulantes y los desinfectantes. Para ello se emplean instrumentos que miden el gasto y sensores "inteligentes" que permiten conocer los principales parámetros de calidad del agua de manera instantánea. Estos sensores envían datos a una computadora que los almacena y procesa para tomar decisiones que son enviadas a su vez a los controladores de apertura y cierre de válvulas que regulan los gastos y dosis de sustancias químicas.

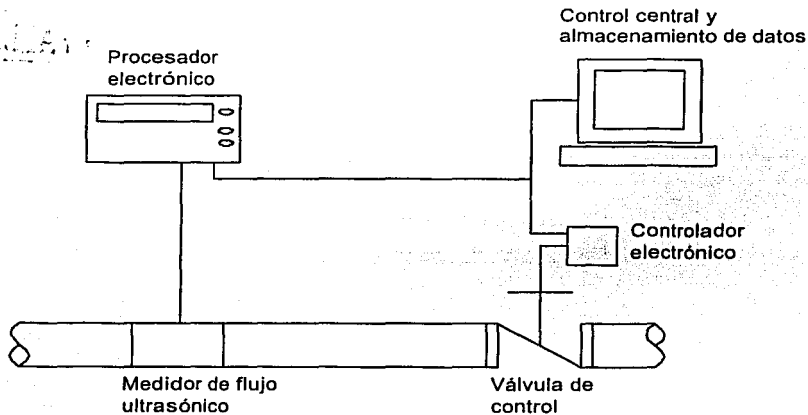


Fig. VII.4 - Medición y control automático de procesos ⁽²²⁾

En la tabla VII.2 y las figuras VII.4 y VII.5 se muestran los sitios más comunes en donde se miden y controlan los parámetros de operación más importantes.

| Posición | Referencia | Parámetro | Medición | Control |
|--------------------------|------------|---------------------|----------|---------|
| Agua cruda | 1 | PH | X | |
| | 2 | Turbiedad | X | |
| | 3 | Temperatura | X | |
| | 4 | Precloración | X | X |
| | 5 | Gasto | X | X |
| Mezcla rápida | 6 | Nivel del agua | X | X |
| | 7 | Coagulantes | X | X |
| | 1 | PH | X | X |
| Floculador | 6 | Nivel del agua | X | X |
| Sedimentador | 6 | Nivel del agua | X | X |
| | 8 | Densidad de lodos | X | |
| Filtración | 6 | Nivel del agua | X | X |
| | 9 | Pérdida de carga | X | X |
| | 10 | Expansión del lecho | X | |
| | 5 | Gasto | X | X |
| | 2 | Turbiedad | X | X |
| Tanque de agua de lavado | 6 | Nivel del agua | X | X |
| | 5 | Gasto | X | X |
| Efluente | 6 | Nivel del agua | X | X |
| | 2 | Turbiedad | X | |
| | 4 | Cloro residual | X | X |
| | 1 | PH | X | X |

Tabla VII.2 - Parámetros y puntos de medición y control de una potabilizadora ⁽²²⁾

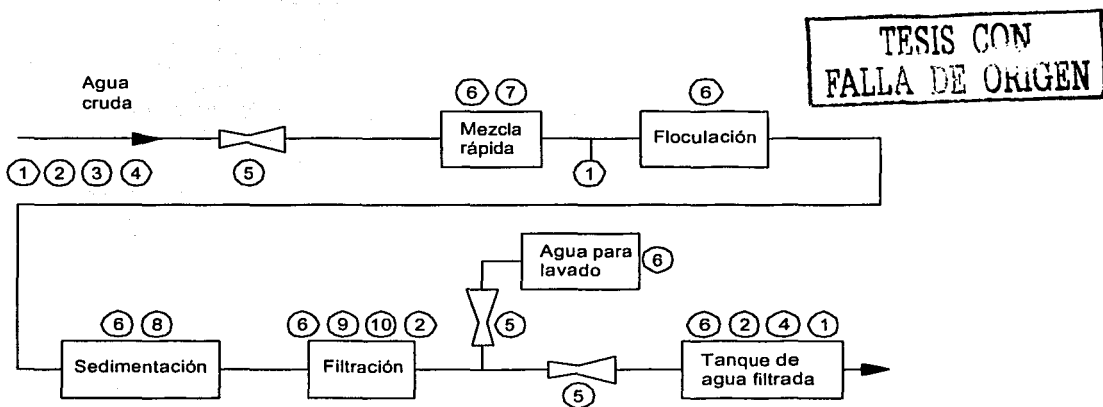


Fig. VII.5 - Sitios de control y mediciones en una potabilizadora convencional ⁽²²⁾

Medición del gasto

La determinación del gasto o caudal es y ha sido uno de los parámetros más importantes para evaluar el correcto funcionamiento de una planta potabilizadora. Desde la medición del gasto del influente para determinar las dosis exactas de productos químicos hasta la medición del efluente, se han empleado diferentes tecnologías. Originalmente se utilizaban medidores de orificio por su bajo costo y simplicidad. Sin embargo estaban limitados a medir un corto intervalo de gastos y causaban grandes pérdidas de energía al obstruir el flujo del agua a través del orificio. Después fueron sustituidos por medidores tipo Venturi. Se han desarrollado en la actualidad los aparatos que traducen en gasto la diferencia de presión entre dos puntos, como los tubos Pitot. También se emplean hoy medidores mecánicos de propela. Más recientemente se han introducido los medidores con tecnología ultrasónica, los cuales tienen la enorme ventaja de no obstruir el flujo del agua además de no requerir mantenimiento debido a los sólidos en suspensión u objetos que pueda transportar el agua, que en cambio sí causan el deterioro gradual de los otros tipos de medidores.

También se emplea esta misma tecnología ultrasónica en canales abiertos (canales Parshall por ejemplo), para medir la velocidad del agua y traducirla en gasto para una sección dada.

Medición de parámetros de calidad

Diferentes tecnologías permiten fabricar sensores que determinan el pH, turbiedad, temperatura, sólidos disueltos, sólidos suspendidos, entre otros, cuyos datos son almacenados, traducidos y procesados para la activación de controles de válvulas y mecanismos en los diferentes procesos de potabilización.

El poder realizar mediciones instantáneas de los principales parámetros que determinan la forma de operación de los distintos elementos de un tren de tratamiento por medio de instrumentos modernos, no implica que deban eliminarse el muestreo y análisis de los mismos y otros parámetros en el laboratorio.

VII.2 DE LA FILTRACIÓN RÁPIDA

Medios filtrantes múltiples

En un medio filtrante simple como la arena, la mayor porción de partículas retenidas por el lecho se concentra en la capa superior. Cuando esta capa se satura, las pérdidas de carga aumentan y se hace necesario lavar al filtro para evitar que, con un incremento en el nivel del agua para compensar dichas pérdidas, se eleve la tasa de filtración, causando la perforación del filtro, debido a la mayor porosidad del filtro en sus capas inferiores (los granos son de mayor tamaño). Si se reemplaza la capa superior de un medio simple por una capa de un material más liviano y con granos más gruesos, se logra un mayor aprovechamiento de la profundidad del filtro y por lo tanto una mayor duración de la carrera de filtración, sin decremento alguno en la calidad del agua producida. Este es el principio básico de funcionamiento de un filtro de medio múltiple.

La principal ventaja de los medios filtrantes múltiples sobre los medios simples radica en que los primeros se pueden operar con tasas de filtración mucho mayores (hasta 600

$m^3/m^2/día$), lo que significa una mayor producción y menor empleo de agua para retrolavado.

Arena - antracita

Dentro de los medios múltiples, el más utilizado es el medio dual de arena y antracita. La antracita se coloca sobre la capa de arena y debe ocupar hasta el 60% de la profundidad total del filtro. A medida que se incrementa la proporción de antracita y se disminuye la de arena, la pérdida de carga en el filtro decrece proporcionalmente para la misma duración de carrera. Esto se debe a que la antracita tiene una mayor porosidad que la arena, lo que permite filtrar con menor pérdida de carga inicial, y retener una mayor cantidad de sólidos en los poros.

Medios de dos o más materiales

Se puede colocar también un medio triple que agrega una capa de granate o ilmenita, más fina y densa que la arena, como capa del fondo del filtro. Como resultado de colocar una capa más fina y por consiguiente con menor porosidad, las pérdidas de carga iniciales son mayores que las que se esperan en un filtro simple de arena o un filtro doble de arena y antracita, pero los filtros triples alargan aún más la carrera de filtración, pues aprovechan mayor profundidad del filtro en la retención de partículas. Aún no existen estudios detallados que comparen el funcionamiento de los medios dobles con medios filtrantes que utilicen más de dos materiales, pero se cree que no existen diferencias significativas en su operación (Barnett et al, 1992).

La ventaja de emplear un lecho múltiple con más de tres materiales, en la práctica no es tan evidente, pues la eficiencia de un filtro depende más de las características de los flóculos que va a retener que de la estratigrafía del filtro. Además resulta costoso por las complicaciones en su colocación y su limpieza por retrolavado.

El carbón activado granular se llega a emplear como capa superior de filtros múltiples, donde cumple también la función del control de olores y sabores, así como la absorción de compuestos orgánicos. El carbón activado tiene una menor densidad que la antracita, por lo que se debe tener cuidado en la elección de la tasa de retrolavado para evitar la pérdida de material filtrante.

Características del flóculo

Los filtros con medios múltiples son más sensibles a los cambios en las características de los flóculos que los de arena convencionales.

La distribución del material retenido dentro del lecho filtrante es función del grado de dureza del flóculo. Cuando éste es grande y resiste bien los esfuerzos cortantes, se concentra en las capas superiores y la carrera de filtración es más corta. Cuando el flóculo es pequeño, se distribuye en las zonas de menor porosidad (de granos más finos) y se aprovecha una mayor profundidad del filtro, pero si es blando, la posibilidad de perforar el filtro y aparecer en el efluente aumenta, cualquiera que sea el tamaño de capa filtrante inferior que se coloque. De ahí la necesidad de acondicionar el flóculo por medio de ayudas tales como los polímeros, que incrementan las fuerzas de adhesión entre las partículas.

Lavado de medios filtrantes de diferentes densidades

Durante el retrolavado de un filtro con un lecho estratificado y constituido por materiales de diferente densidad, las expansiones de cada material son distintas, de acuerdo con su tamaño y peso específico. Una expansión mayor en los granos que ocupan la capa superior de un material que subyace a otro hará que se entremezclen estos granos con los granos de la parte inferior del material sobreyacente, perdiéndose así el plano de contacto entre los dos materiales. El grado de mezcla depende de la velocidad ascendente que se use, y este fenómeno se acentúa en cada lavado hasta mezclar por completo los dos materiales.

Los efectos de un entremezclado en un lecho de arena y antracita son variables; por un lado la arena efectúa una remoción más grande de sólidos suspendidos, si sus granos más finos no se mezclan con los granos más gruesos de la antracita; pero la mezcla en el punto de unión de la arena y la antracita también ejerce una favorable influencia en la pérdida de carga, pues al mezclarse los granos más finos de la arena con los más gruesos de la antracita, la permeabilidad del lecho mezclado resulta mayor que la de la arena fina. El efecto positivo se mantendrá siempre y cuando no se perfore el filtro, dejando pasar al efluente los sólidos suspendidos.

En el diseño teórico del medio filtrante se puede seleccionar la granulometría adecuada de cada material para evitar un entremezclado en los límites de cada capa para una misma velocidad de lavado. La relación de tamaño entre los granos próximos al límite entre dos capas de distintos materiales para alcanzar un mismo grado de expansión al ser lavados, es función de sus densidades y del régimen de flujo que se establezca, y puede obtenerse mediante la fórmula:

$$\frac{d_2}{d_1} = \left[\frac{\rho_1 - \rho}{\rho_2 - \rho} \right]^n$$

en donde:

d_1 y d_2 , diámetros de las partículas de las capas adyacentes de diferentes densidades.

ρ_1 y ρ_2 , densidades de los medios adyacentes.

ρ , densidad del agua.

n , coeficiente que para flujo laminar es 0.5, para flujo turbulento es 1.0 y para flujo de transición está entre 0.5 y 1.0.

En los medios filtrantes utilizados comunmente, el flujo es de transición y por lo tanto el coeficiente n variará entre 0.5 y 1.0. Para capas de arena y antracita puede tomarse 0.5 - 0.55 y para arena y granate o ilmenita 0.625 - 0.63.

Por ejemplo, para un lecho dual de arena y antracita con densidades relativas típicas de 2.65 y 1.5, respectivamente, la relación entre diámetros resulta:

$$\frac{d_2}{d_1} = \left[\frac{1.5 - 1}{2.65 - 1} \right]^{0.55} = 0.52$$

Se puede decir en términos prácticos que el tamaño de los granos de arena (d_1) debe ser la mitad del tamaño de los granos de antracita para evitar que se entremezclen.

Desde el punto de vista operativo, la velocidad del lavado que se aplique a un lecho filtrante múltiple debe ser capaz de fluidizar las capas más pesadas del fondo.

Si el grano más grueso de antracita es aproximadamente el doble en tamaño que el grano más grueso de la arena, la velocidad que fluidiza al primero es capaz de fluidizar al segundo. Conservando la misma proporción en los granos más finos, también se lograría una expansión uniforme de todo el lecho para cualquier velocidad de lavado. Las expansiones deben alcanzar al menos un 10% en cualquier capa y a cualquier profundidad.

Cuando alguna parte del lecho no se fluidiza, la mezcla entre los materiales de distintas densidades se acentúa con el tiempo, hasta llegar a perderse la interfaz.

Se deduce de los términos planteados en este inciso la influencia que el coeficiente de uniformidad tiene en la permeabilidad de la interfaz entre dos materiales de diferente densidad y, por lo tanto, de su grado de mezcla durante el retrolavado de un filtro.

El principal problema en el lavado de este tipo de medios es la penetración de los flóculos dentro del filtro, la cual es muy profunda hacia el final de la carrera de operación. Por tal motivo, el lavado superficial no es efectivo, y se recomienda el lavado con aire seguido de un lavado con agua con expansión de todas las capas, para reestratificar el medio filtrante.

Filtración directa

En aguas superficiales de baja concentración de sólidos suspendidos y poca turbiedad, se utilizan grandes cantidades de coagulantes para lograr formar flóculos grandes y pesados que puedan ser removidos por un sedimentador en un sistema convencional de potabilización. En este caso puede modificarse el proceso pasando de la unidad de mezcla rápida directamente a los filtros. Este proceso se denomina coagulación - filtración por contacto, o bien filtración directa. Algunos criterios para la selección de este proceso se presentaron en el capítulo III.

El proceso de formación de los flóculos se lleva a cabo dentro del filtro. Las dosis de coagulantes se calculan para producir un microflóculo compacto y resistente, que pueda filtrarse directamente antes de que haya tenido tiempo de crecer por hidratación.

Los medios filtrantes múltiples de granos gruesos (mayores a 0.8 mm de tamaño efectivo) son los más adecuados para este tipo de filtración. Es recomendable también el estudio a nivel piloto previo a la operación definitiva, para definir con la mayor exactitud las dosis de coagulantes y ayudas necesarios para una filtración eficiente desde el punto de vista de calidad del agua y duración de la carrera del filtro. Una mala selección del medio filtrante o de las dosis de coagulantes puede causar que se empleen carreras muy cortas.

En el proyecto ejecutivo para la planta potabilizadora de Coatepec se consideró la opción de operar la planta por filtración directa cuando las condiciones de turbiedad lo permitan. Esta flexibilidad en el proceso debe ser estudiada para ratificar que la granulometría del material filtrante sea adecuada tanto para agua previamente sedimentada y para filtración directa.

VII.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El deterioro en la calidad del agua disponible ha conducido al desarrollo permanente de los procesos de potabilización existentes e incluso a la creación de nuevos y más complejos procesos de tratamiento como los métodos de desinfección con luz ultravioleta y ozono, y la filtración por medio de membranas (microfiltración y nanofiltración). Con estos procesos se han podido alcanzar eficiencias muy altas en la remoción de microorganismos y sales minerales, lo que permite potabilizar prácticamente al agua de cualquier fuente. Sin embargo, los costos aún son altos y no están al alcance de la mayor parte de la población.

En los países en vías de desarrollo como el nuestro, debemos ser capaces de desarrollar tecnologías de potabilización económicas que garanticen una calidad adecuada del agua. El proceso de filtración rápida con medios granulares ha sido objeto de estudios recientes con resultados positivos tanto técnica como económicamente en comparación con tecnologías nuevas de filtración con membranas. Estos estudios han llevado al uso de medios filtrantes múltiples, en su mayoría de arena y antracita, y al empleo de sustancias químicas que ayudan a que las características de los flóculos que entran al proceso de filtración sean las más adecuadas para su remoción eficiente. Los métodos de lavado también han mejorado, permitiendo el menor empleo de agua y por consiguiente ahorros importantes de energía y garantizando una operación continua de las plantas potabilizadoras.

El tipo de filtros que se diseñaron para la potabilizadora de Coatepec no representa un concepto nuevo, sino una adaptación a las condiciones particulares del sitio, como la calidad del agua cruda, el clima, el número de habitantes que disfrutarán del servicio y su nivel socioeconómico. Los filtros rápidos de este proyecto permiten variar el modo de operación para adaptarse a los cambios estacionales en los valores de turbiedad del río Huehueyapan, fuente principal de abastecimiento de la ciudad. Funcionarán dentro de un tren completo de potabilización convencional durante la época de lluvias y podrán ser operados también en un sistema de filtración directa durante el resto del año, permitiendo un importante ahorro de energía y productos químicos.

Una vez seleccionado el sitio de donde se tomará el medio filtrante, se deberá caracterizar en cuanto a sus propiedades físicas, mecánicas y de granulometría, y una vez obtenidos los resultados, realizar nuevamente el cálculo hidráulico para corroborar las dimensiones de proyecto.

No debe olvidarse que la máxima eficiencia de la planta potabilizadora depende en gran medida de la operación de cada uno de los procesos. La forma de operarlos será función de un estudio y diagnóstico continuo de la calidad del agua y no solo de los estudios realizados para obtener los parámetros del diseño y operación iniciales. De ahí la importancia de mantener un laboratorio bien equipado y personal técnico capacitado en el mismo sitio de la planta potabilizadora.

Es recomendable tener una comunicación continua entre los organismos operadores responsables del diseño, construcción y operación de las plantas potabilizadoras para lograr un intercambio de experiencias enriquecedor, que elimine la posibilidad de repetir acciones que hayan resultado en el detrimento de la calidad del agua producida o pérdidas económicas de consideración.

REFERENCIAS

Documentos y páginas en la world wide web (internet)

www.cepis.ops-oms.org

1. Vargas de Cánepa, Lidia. Planta de Tratamiento de Filtros Rápidos. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS/OPS), 2000.
2. Pérez Carrión, José. Extracción de Sulfato de Aluminio de Lodos de Plantas de Tratamiento de Agua. Hojas de divulgación técnica HDT23, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS/OPS), 2000.
3. American Water Works Association. Back to Basics Guide To Disinfection with Chlorine. Textos completos. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS/OPS), 1998.
4. Pérez Carrión, José. Uso de Datos de Laboratorio para Diseño de Floculadores. Hojas de divulgación técnica HDT13, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS/OPS), 1997.

Memorias de congresos

XXV Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, México, D.F., 1996.

5. Sidney Seckler Ferreira Filho. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil. Análise da Eficiência de Diferentes Metodologias de Lavagem de Meios Filtrantes no Processo de Tratamento de Água.
6. Arantes do Nascimento Teixeira, Bernardo. Universidade Federal de São Carlos, Brasil. Determinação do Coeficiente de Variação da Perda de Carga com o Tempo na Filtração Rápida.
7. Fernando Garcés Arancibia et al. Santiago, Chile. Acondicionamiento de Lodos Producidos en el Tratamiento de Agua Potable.
8. Carlos Gomes Da Nave Mendes, UNICAMP, Brasil. Solução Gráfica Alternativa para a Determinação de Taxas de Filtração e Níveis de Água em Sistemas de Filtração com Taxa Declinante.

IX Congreso Nacional de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, A.C. México, D.F. Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C. 1993.

9. Kyser, Michael D. Badger Meter, Inc. Recent Advances in Flow Instrumentation for Potable Water Plants.
10. Leyva Ramos, R. y Serrato Villegas, L.E. Universidad Autónoma de San Luis Potosí. Un Nuevo Método para Calcular el Tiempo de Retención de un Clarificador Primario.

Revistas y publicaciones periódicas

11. Inclán Urgellés, Gloria. INHEM. Cuba. Evaluación de las sustancias orgánicas tóxicas en aguas de consumo superficiales tratadas. Ingeniería Ambiental, SMISA, A.C., Año 8, Número especial 27/28, 1995.
12. Franklyn Smith, E & Emelko, Monica E. Benefiting From Biological Growth in Filters. Opflow, American Water Works Association, Vol. 24 No. 11, noviembre 1998.
13. Pizzi, Nick. Optimizing Your Plant's Filter Performance. Opflow, American Water Works Association, Vol. 22 No. 5, mayo 1996.
14. Tillman, Glenn M. How to Diagnose a Sick Rapid Sand Filter. Opflow, American Water Works Association, Vol. 20 No. 9, septiembre 1994.
15. Letterman, Raymond. Regs Change Use of Turbidity Measurements. Opflow, American Water Works Association, Vol. 20 No. 8, agosto 1994.
16. J. Karlin, Richard. Fare Not Cheap on High - Tech Treatment Train. Opflow, American Water Works Association, Vol. 19 No. 9, septiembre 1993.

Libros

17. Romero Rojas, Jairo A. Potabilización del Agua, 3ª edición. Alfaomega, 2001.
18. Romero Rojas, Jairo A. Calidad del Agua, 2ª edición. Alfaomega, 2000.
19. Droste, R. Theory and Practice of Water and Wastewater Treatment. Wiley, 1999.
20. Jiménez Cisneros, Blanca E. Filtración de agua. Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, No. 572. Octubre de 1995.
21. Sanks, Robert L. Water Treatment Plant Design. Ann Arbor Science, Michigan, U.S., 1980.
22. Arboleda Valencia, Jorge. Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua. Departamento de Ingeniería y Ciencias del Ambiente. Serie Técnica 13, CEPIS - OPS - OMS. Lima, Perú. 1973.
23. Fair G.M., Geyer J.C., Water Supply and Sewerage, McGraw Hill, 4ª edición, 1960.
24. Sotelo Avila, Gilberto. Hidráulica General. Volumen 1, Fundamentos. Limusa Noriega, 1998.
25. AWWA. Water Quality and Treatment, McGraw Hill, 4ª edición, 1990.
26. Metcalf & Eddy. Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse. 3ª edición. McGraw Hill, 1991.
27. Bares, Richard. Tablas para el cálculo de placas y vigas pared. 2ª edición. Editorial Gustavo Gill. 1981.
28. González Cuevas, O. y Robles Fernández-Villegas, F. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. 3ª edición. Editorial LIMUSA, 1997.
29. Comité ACI 350, Estructuras de concreto para el mejoramiento del medio ambiente. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., IMCYC 1984

Apuntes

30. Vázquez González, Alba. Contaminación del Agua. Facultad de Ingeniería, UNAM, 1997.

VII-19