



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE QUÍMICA

**MANEJO Y TRATAMIENTO DE AGUA CRUDA,
POTABILIZACIÓN Y DISTRIBUCIÓN**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERA QUÍMICA

P R E S E N T A:

ANDREA VELÁZQUEZ CORREA



MÉXICO, D.F.

2007



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Prof. GENOVEVO SILVA PICHARDO

Vocal : Prof. VICTOR MANUEL LUNA PABELLO

Secretario: Prof. BALDOMERO PÉREZ GABRIEL

1er. Suplente: Prof. ALFONSO DURAN MORENO

2do. Suplente: Prof. FULVIO MENDOZA ROSAS

Sitio donde se desarrollo el tema:

Sistemas de Aguas de la Ciudad de México

Comisión Nacional del Agua

Biblioteca de la Facultad de Química

Biblioteca Central

ASESOR DEL TEMA

SUSTENTANTE

I.M.E. BALDOMERO PÉREZ GABRIEL

VÉLAZQUEZ CORREA ANDREA

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN

OBJETIVO

1

CAPÍTULO 1. FUENTES NATURALES DE EXTRACCIÓN DE AGUA CRUDA

1.1 Generalidades	2
1.2 Fuentes de abastecimiento	2
1.3 Aguas superficiales	4
1.4 Aguas subterráneas	5
1.5 Obras de captación para agua subterránea	8
1.5.1 Manantiales	9
1.5.2 Pozos	10
1.6 Métodos de perforación de pozos	12
1.6.1 Clasificación	12
1.6.2 Sistema de perforación a percusión	13
1.6.3 Ventajas de la perforación a percusión	13
1.6.4 Limitaciones de la perforación a percusión	13
1.7 Sistemas de perforación a rotación	14
1.7.1 Perforación a rotación con circulación directa y circulación inversa	14
1.8 Captación de aguas por medio de galerías de infiltración	15

CAPÍTULO 2. EQUIPO DE BOMBEO

2.1 Generalidades	16
2.2 Altura de succión o aspiración	16
2.3 Bombas de desplazamiento constante	19
2.3.1 Bombas de émbolo de movimiento alterno	19
2.3.2 Bombas rotatorias	23
2.3.3 Bombas de rotor helicoidal	23
2.4 Bombas de desplazamiento variable	24
2.4.1 Bombas centrífugas	24
2.4.2 Bombas de chorro	26
2.5 Bombas de pozo profundo	28
2.5.1 Bombas de eje maestro	28
2.5.2 Bombas sumergibles	30
2.6 Cebado de la bomba	31
2.7 Selección de la bomba	31
2.8 Selección de la fuente de energía	32
2.9 Cálculo de la potencia de la bomba	34
2.10 Costo por consumo eléctrico	35
2.11 Disminución del costo por consumo eléctrico	35

CAPÍTULO 3. PARÁMETROS DE LA CALIDAD

3.1 Parámetros físicos	37
3.2 Parámetros químicos	38
3.3 Parámetros indicativos de contaminación orgánica y biológica	42
3.4 Parámetros bacteriológicos	43
3.5 Parámetros radiológicos	43
3.6 Los estándares de agua potable	44

CAPÍTULO 4. PURIFICACIÓN DEL AGUA

4.1 Definiciones	45
4.2 Tipos de plantas de purificación	45
4.3 Consideraciones generales de diseño	46

CAPÍTULO 5. AIREACIÓN

5.1 Generalidades	51
5.2 Fundamentos	51
5.3 Aireadores de caída de agua (agua-aire)	54
5.3.1 Aireadores de fuente o surtidores	54
5.3.2 Aireadores de bandejas múltiples	56
5.3.3 Aireadores de cascada y vertederos (agua en aire)	58

CAPÍTULO 6. MEZCLA RÁPIDA

6.1 Descripción	63
6.2 Mezcladores rápidos mecánicos	66
6.3 Mezcladores rápidos hidráulicos	67
6.4 Consideraciones de diseño	67
6.5 Ecuaciones para diseño	68
6.6 Criterios para diseño	71

CAPÍTULO 7. FLOCULACIÓN

7.1 Introducción	73
7.2 Tipos de floculadores	73
7.3 Consideraciones de diseño	74
7.4 Ecuaciones para diseño	79
7.5 Criterios para diseño de floculadores hidráulicos	83
7.6 Criterios para diseño de floculadores mecánicos	85

CAPÍTULO 8. SEDIMENTACIÓN

8.1 Introducción	88
8.2 Tipos de sedimentación	88
8.3 Sedimentación tipo 1	89

8.4 Tanques de sedimentación ideas. Sedimentación tipo 1	92
8.5 Sedimentación tipo 2	98
8.6 Tanques de sedimentación ideas. Sedimentación tipo 2	99
8.7 Sedimentación de tasa alta	100
8.8 Tipos de tanques de sedimentación	106
8.9 Criterios de diseño	113

CAPÍTULO 9. FILTRACIÓN

9.1 Mecanismos de remoción	122
9.2 Descripción de la filtración	124
9.3 Sistemas de filtración	125
9.3.1 Dirección de flujo	125
9.3.2 Tipo de lecho filtrante	126
9.3.3 Fuerza impulsora	127
9.3.4 Tasa de filtración	127
9.3.5 Método de control	128
9.4 Hidráulica de la filtración	135
9.5 Flujo a través de lechos expandidos	138
9.6 Lavado de filtros	142
9.7 Pérdida de carga máxima en los filtros	144
9.8 Número y tamaño de los filtros	145
9.9 Selección del medio filtrante	146
9.9.1 Arena	146
9.9.2 Antracita	147
9.9.3 Arena-antracita	147
9.10 Lecho de grava	149
9.11 Drenaje para filtros	149
9.12 Tuberías de los filtros	150
9.13 Hidráulica del sistema de lavado	151
9.14 Canaletas de lavado	154

CAPÍTULO 10. ÓSMOSIS INVERSA

10.1 Descripción del proceso	156
10.2 Diferencia entre ósmosis y otros procesos de membrana	156
10.3 Teorías de la ósmosis	157
10.4 Ecuaciones fundamentales	158
10.4.1 Ecuaciones de flujo de agua	158
10.4.2 Ecuaciones de transporte de sales	159
10.4.3 Rechazo de sales	160
10.4.4 Paso de sales	160
10.4.5 Recuperación	160

10.4.6	Concentración del producto	161
10.4.7	Concentración de rechazo	161
10.4.8	Proporción de reducción	161
10.5	Configuraciones	161
10.5.1	Membrana de tipo plano	161
10.5.2	Membranas tubulares	162
10.5.3	Membranas de fibra hueca	163
10.5.4	Membranas de arrollamiento en espiral	164
10.6	Modulación de las membranas	165
10.7	Colocación de las membranas	167
10.7.1	Etapa	167
10.7.2	Paso	167
10.7.3	Etapa salmuera	167
10.8	Parámetros técnicos	168
10.8.1	Rechazo	169
10.8.2	Presión	169
10.8.3	Temperatura	169
10.8.4	Conversión o recobro	169
10.8.5	Factor de ensuciamiento	170

CAPÍTULO 11. CLORACIÓN

11.1	Purificación del agua por ozono	171
11.2	Purificación del agua por rayos ultravioleta	171
11.3	Purificación del agua por cloración	171
11.3.1	Dosificación del cloro gaseoso	171
11.3.2	Flujo de cloro líquido en tuberías	174
11.3.3	Flujo de cloro gaseoso	176
11.3.4	Flujo de cloro gas en vacío	177
11.4	Sistema de inyección	177
11.5	Difusores	179

CAPÍTULO 12. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

12.1	Principios de operación	182
12.2	Principios de mantenimiento	182
12.3	Objetivo de la operación	183
12.4	Parámetros de control de operación	183
12.5	Consideraciones básicas de los procesos de tratamiento	184
12.5.1	Cribado	184
12.5.2	Aforo	184
12.5.3	Cuagulación-floculación	185
12.5.4	Sedimentación	186

12.5.5 Filtración	187
12.5.6 Desinfección	191
12.6 Registro e informes de operación	193

CAPÍTULO 13. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

13.1 Datos previos	194
13.2 Trazado de la red	195
13.3 Caudales de cálculo	195
13.3.1 Dotación según el tamaño de la población	195
13.3.2 Previsión de crecimiento	196
13.3.3 Demanda punta	196
13.4 Presiones de servicio	198
13.5 Diámetros mínimos	199
13.6 Velocidades recomendadas en tuberías	199
13.7 Redes de distribución	200
13.7.1 Clases de redes	201
13.8 Cálculo de redes ramificadas	204
13.9 Calculo de una red en malla: Método de Hardy- Cross	206

CAPÍTULO 14. FUGAS DE AGUA

14.1 Fugas de agua	211
14.2 Evaluación de las fugas de agua potable	216
14.3 Evaluación de las pérdidas en la red	216
14.4 Evaluación de fugas en la red	216
14.5 Estadísticas de fugas de agua	218
14.5.1 Control de usuarios	219
14.5.2 Padrón de usuarios	219
14.6 Micromedición	220
14.6.1 Evaluación de submedición y sobremedición	221
14.6.2 Tipo de medidores	222
14.6.3 Características de los micromedidores	223
14.7 Determinación de consumo	223
14.8 Clasificación de fugas de agua	224
14.9 Métodos de detección de fugas	225
14.9.1 Detección de fugas por presión diferencial	227
14.9.2 Detección de fugas por sonido	228
14.10 Equipo de detección de fugas	230
14.11 Prevención de fugas	234

CONCLUSIONES	235
---------------------	------------

ANEXOS

A. Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud Ambiental, agua para uso y consumo humano límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.	237
B. Propiedades físicas del agua a 1 atmósfera	244
C. Propiedades físicas del agua	244
D. Viscosidad del cloro líquido y gaseoso	245
E. Presión de vapor del cloro líquido	245
F. Densidad del cloro líquido	246
G. Porcentaje de cloro líquido en el cilindro cargado hasta su límite autorizado	246
H. Solubilidad del cloro en el agua	246
I. Proceso de la desinfección	247
J. Diagrama de Moody	248
BIBLIOGRAFÍA	249

INTRODUCCIÓN

Dentro de los cientos de sustancias líquidas conocidas destaca una, tanto por su abundancia en la naturaleza como por su comportamiento extraño y muy particular, el agua.

El agua es un compuesto que químicamente se clasifica como un material inerte e inorgánico, categoría por demás paradójica debido al estrecho vínculo que guarda con la vida. El agua es el principal componente de los organismos vivos y uno de los factores ambientales más importantes que los afectan. Así, el agua constituye las dos terceras partes del cuerpo humano y hasta 95% de expresiones de vida tan delicadas, como las medusas y los embriones.

De hecho, este compuesto es el medio donde ocurren todas las reacciones químicas inherentes a los procesos vitales indispensables para el mantenimiento de la homeostasis con el medio circundante, por lo que la carencia de agua conduce irremediablemente a la muerte.

Puede afirmarse que las propiedades físicas y químicas del agua han permitido a los seres vivos aparecer, sobrevivir y evolucionar en la Tierra, sin olvidar que constituye el hábitat de gran número de especies de microorganismos, plantas y animales.

El agua potable es uno de los recursos naturales de mayor importancia para la vida del hombre y la realización de sus actividades productivas. Los primeros asentamientos humanos se localizaron en aquellos sitios en los cuales se disponía de suficiente agua. Las grandes civilizaciones de la antigüedad florecieron en los márgenes de ríos caudalosos. En las civilizaciones modernas se han desarrollado técnicas muy complejas para transportar agua a enormes distancias y lograr administrarlas de tal manera que se pueden usar y reutilizar de forma adecuada. Sin embargo, la explotación demográfica, la exorbitante población en las ciudades y el elevado desarrollo científico y tecnológico han generado graves problemas relativos al abastecimiento y contaminación del agua.

No obstante que tres cuartas partes de la corteza terrestre (hidrosfera) son agua, sólo el 2.5% es agua dulce, por tanto que el resto, o sea, 97.5% es agua salada de mares y océanos, por lo tanto resulta evidente que aún con los adelantos científicos y tecnológicos disponibles, el abastecimiento de agua es insuficiente. De hecho, existen poblaciones con carencias casi absolutas de este líquido vital. Las noticias cotidianas informan acerca de terribles sequías y hambrunas, enfermedades y muerte que provoca la falta de agua. En realidad, resulta inaudito que existan, en este siglo, personas que no beben agua durante periodos de tres y hasta de siete días.

Cabe destacar que el agua, como parte de la naturaleza, guarda relación con todos los sistemas de la biosfera. Las alteraciones producidas por el hombre en la hidrosfera, contaminándola y desperdiciándola, repercuten en todos los ámbitos de la Tierra. Tales deterioros son provocados por descuido, ignorancia y egoísmo humano, y amenazan fatalmente con el exterminio total.

OBJETIVOS

1. Descripción de cada uno de los sistemas que conforman el abastecimiento de agua potable:
 - Fuente
 - Captación
 - Conducción
 - Tratamiento de potabilización
 - Regulación
 - Distribución
2. Clasificación de los parámetros físicos, químicos, biológicos y radiológicos que determinan la calidad del agua, así como la fuente de donde provienen, las enfermedades que causan y el proceso por el cual es posible su eliminación.
3. Desarrollar la serie de procesos que conforman el tratamiento de potabilización, incluyendo las consideraciones, los factores y las ecuaciones de diseño, la operación y el mantenimiento de los equipos:
 - Aireación
 - Mezcla rápida
 - Coagulación y floculación
 - Sedimentación
 - Filtración
 - Ósmosis inversa
 - Desinfección
4. Evaluación, clasificación, métodos de detección y prevención de fugas.

1.1 GENERALIDADES

Se considera agua potable o agua apta para consumo humano, toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud. Se considera que no causa efectos nocivos a la salud cuando se encuentra libre de gérmenes patógenos y de sustancias tóxicas, y cumpla además con los requisitos que se señalan en el Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios y en la Norma Oficial Mexicana correspondiente. Es muy importante tomar precauciones con el agua desde que se extrae del medio natural, hasta que se le descarga de nueva cuenta ya usada en el ambiente.

El sistema de abastecimiento de agua potable esta integrado por los siguientes elementos:

- Fuente
- Captación
- Conducción
- Tratamiento de potabilización
- Regularización
- Distribución

1.2 FUENTES DE ABASTECIMIENTO

El origen de las fuentes de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano es el Ciclo Hidrológico.

La energía del sol produce la evaporación del agua de la superficie de los océanos del mundo para formar grandes masas nubosas. Estas nubes se mueven alrededor del mundo por el sistema global del viento y, cuando las condiciones son adecuadas, el agua vuelve a caer sobre la superficie en forma de lluvia, nieve o granizo. Éste es un proceso natural de importancia fundamental para toda la vida en la tierra.

Una vez que cae sobre la tierra, se reúne formando arroyos y ríos, que con el tiempo fluyen hacia el mar y permiten que el proceso empiece de nuevo.

Precisamente son los cambios de fase los determinantes en la circulación del agua, y los responsables de estos cambios son esencialmente la energía solar y la fuerza gravitatoria. De esta forma el concepto de ciclo hidrológico se refiere a los movimientos o transferencias de agua, de un sitio a otro y de un estado a otro.

De las precipitaciones totales, una parte se reincorporaría a la fase gaseosa por los procesos de evaporación, otra discurriría por la red hidrológica superficial en forma de escorrentía y otra pasaría a infiltrarse en el terreno.

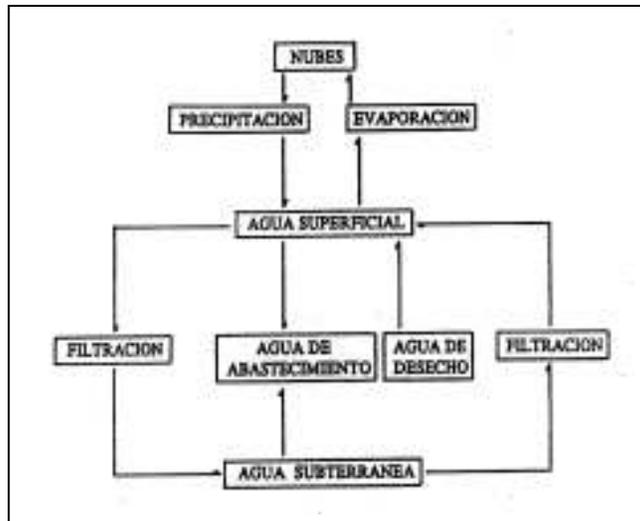


Figura 1.1 Ciclo hidrológico

El volumen total de agua en el mundo permanece constante. Lo que cambia es la calidad y la disponibilidad. En términos de volumen total, el 97.5% del agua del mundo es salina con un 99.99% de ella encontrándose en los océanos, el resto forman los lagos salinos. Esto significa que solamente el 2.5% del volumen de agua en el mundo es agua no salina. Sin embargo no toda esta agua dulce está disponible para el consumo humano. Alrededor del 75% de esta agua dulce está inmovilizada en los casquetes polares y en los glaciares, además, un 24% está localizada en el subsuelo como agua subterránea, lo que significa que menos de un 1% del total del agua dulce se encuentra en lagos, ríos y en el suelo. Por lo tanto, solamente se cuenta con el 0.01% del agua del mundo en lagos y ríos, con otro 0.01% presente como humedad en el suelo pero sin disponibilidad como abastecimiento para los humanos.

Así, gracias al ciclo hidrológico, se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento:

- Agua superficial
- Agua subterránea
- Agua atmosférica
- Agua salada

Se recurre a las aguas atmosféricas y a las saladas muy raras veces y solamente cuando no existe otra posibilidad ya sea por escasas o de muy mala calidad las aguas subterráneas y superficiales, o también en ocasiones por factores económicos. En el caso de las aguas atmosféricas, tiene el inconveniente de que se requiere de obras civiles importantes para recolectarla y almacenarla en las cantidades requeridas, por lo que sólo podrán emplearse en poblaciones muy pequeñas. Para el agua salada, la Ingeniería Sanitaria ha

desarrollado nuevas tecnologías que permiten desalarla para ser utilizada como fuente de abastecimiento de agua potable, pero por su alto costo de inversión, operación y mantenimiento, hace que solo se apliquen en casos excepcionales.

Por lo tanto, hay dos grandes fuentes de abastecimiento de agua potable; las aguas superficiales y las aguas subterráneas. Es importante destacar que el abastecimiento de agua potable no depende solamente de qué la fuente esté disponible, sino también de la cantidad y calidad del agua.

1.3 AGUAS SUPERFICIALES

Agua superficial es un término general que describe cualquier tipo de agua que se encuentra discurriendo o estancada en la superficie tales como arroyos, ríos, estanques, lagos y embalses. Las aguas superficiales se originan por una combinación de procedencias:

- Escorrentías superficiales: lluvia que ha caído sobre el terreno y que fluye directamente sobre la superficie hacia la masa de agua.
- Precipitación directa: lluvia que cae directamente en la masa de agua.
- Manto intermedio: exceso de humedad en el suelo que está continuamente drenando en la masa de agua.
- Descarga de la capa freática: donde hay un acuífero debajo de una masa de agua y la capa freática es lo suficientemente alta, el agua se descarga directamente desde el acuífero a la masa de agua.

La calidad y cantidad del agua superficial dependerá de una combinación entre el clima y factores geológicos. En la mayoría de los casos las aguas superficiales, ya sean de corrientes, lagos o embalses, no son seguras para el consumo humano y requieren de tratamiento.

Manantiales. De terrenos elevados, pueden proporcionar aguas insípidas, prácticamente claras, excepto durante la temporada de lluvias tempestuosas, en la que pueden tener una cantidad moderada de sólidos suspendidos, tales aguas están siempre expuestas a contaminación, accidental o incidental, de origen humano.

Grandes corrientes. Usualmente reciben agua de cuencas habitadas y reciben también contaminaciones más serias producidas por el escurrimiento superficial de las tierras erosionadas o aradas, por lo que las características físicas de esta agua son, por lo general, inferiores a las de grandes cañadas. Además, las aguas negras y los desperdicios industriales pueden ser descargados directamente a muchas corrientes sin tratamiento adecuado. Los lagos, represas y embalses proporcionan agua de mejor calidad que la mayoría de las corrientes, debido al efecto benéfico de la autopurificación por sedimentación y reposo.

Ríos. Los abastecimientos de agua de los ríos requieren por lo común de los mayores recursos para su tratamiento. La turbiedad o enturbiamiento, el contenido mineral y el grado de contaminación varían considerablemente de un día a otro. La variación de la temperatura del agua durante el año también puede hacerla indeseable, especialmente durante los meses calurosos. Aunque no siempre sucede así, a menudo el abastecimiento de ríos se prefiere solamente cuando no es posible obtener agua de otras fuentes seguras. Por otro lado, el abastecimiento de ríos tiene la ventaja, sobre el tipo de abastecimiento de embalses, de que la inversión

que debe hacerse en la planta de tratamiento es menor, porque no se requiere construir costosos muros de retención, ni canales, ni grandes extensiones de terreno, ni adquirir derechos sobre el agua.

Lagos naturales. Los lagos pueden proporcionar agua de calidad excepcionalmente buena, excepto cerca de sus márgenes y en la velocidad de descargas de drenajes o de corrientes fuertes. Además de necesitar un tratamiento mínimo, la disponibilidad de cantidades de agua prácticamente ilimitadas constituye una ventaja decisiva. Desgraciadamente, sin embargo, los medios más deseables para disponer de las aguas negras de una ciudad consisten frecuentemente en descargarlas al mismo lago del que se suministra el agua. Debe tenerse cuidado tanto en los puntos de toma de agua como en los de descarga de drenajes, para que a la planta de tratamiento llegue un agua con el mínimo de contaminación. Por lo general, las aguas de los lagos son razonablemente uniformes de un día a otro, y no varían tanto en su temperatura como los ríos o los pequeños embalses.

Embalses. Las cantidades de agua que lleva una corriente está sujeta a grandes variaciones de un día a otro, así como durante las diferentes épocas del año. Cuando el consumo de agua es mayor o incluso cercano al del caudal de la corriente, puede ser necesario construir una presa, creando así un embalse para almacenar el agua durante la temporada de lluvias, la cual será utilizada para la subsiguiente época de estiaje. Los embalses tienen además, la ventaja de eliminar la mayor parte del lodo o enturbiamiento del agua, por sedimentación, durante el almacenamiento. Puede haber ventajas adicionales, tales como la disminución de bacterias, también desventajas, como la producción de olores y sabores debido a las algas.

Algunas ventajas obvias de las aguas superficiales son su disponibilidad y que están visibles; son fácilmente alcanzadas para el abastecimiento y su contaminación puede ser removida con relativa facilidad. Generalmente las fuentes superficiales tienen aguas blandas; por estar abiertas a la atmósfera tienen un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el hierro y manganeso en las aguas crudas. Normalmente las aguas superficiales están libres de sulfuro de hidrógeno, el cual produce un ofensivo olor, similar al de los huevos podridos.

Las aguas superficiales pueden sanearse cuando son contaminadas.

Algunas de las desventajas de las aguas superficiales, son que debido a que son variables en cantidad se contaminan fácilmente por descargas de aguas residuales; su alta actividad biológica puede producir sabor y olor aún cuando el agua haya sido tratada. Las aguas superficiales pueden tener alta turbiedad y color, lo cual requiere un tratamiento adicional; generalmente tiene mucha materia orgánica que forma trihalometanos (compuestos cancerígenos) cuando se usa cloro para la desinfección.

1.4 AGUAS SUBTERRÁNEAS

Puede definirse como agua subterránea el agua subsuperficial que aparece justo bajo el nivel freático en suelos y formaciones geológicas completamente saturadas. El agua subterránea es más que una simple solución del problema de abastecimiento de agua, es un elemento vital en el balance del ciclo hidrológico y como tal debe tratarse con cuidado para no dañarlo o alterarlo de manera radical.

Del volumen de agua que cae sobre las áreas emergidas, una parte, la escorrentía, retornara a las masas de agua (océanos, lagos) a través de los causes superficiales (ríos), pudiendo incorporarse directamente a la atmósfera durante el trayecto una fracción por evaporación.

Otra parte se infiltrara en el subsuelo a través de los poros, grietas y fisuras. Del volumen de infiltración, una fracción será interceptada en la parte superficial del suelo, en la denominada zona no saturada, por las plantas, e incorporada a sus ciclos vitales, devolviendo parte a la atmósfera mediante los mecanismos de evapotranspiración. El resto del agua seguirá su trayecto a través de aquellas formaciones geológicas que, cuando tienen capacidad de almacenar o transferir agua, se denominan acuíferos. A partir de cierta profundidad, variable según las características de los terrenos y otras circunstancias, todos los huecos de las formaciones quedarán rellenos de agua, encontrándonos en la llamada zona saturada. Al volumen de agua que alcanza la zona saturada se le denomina de diversas formas: lluvia eficaz, infiltración eficaz, recarga natural o recarga profunda.

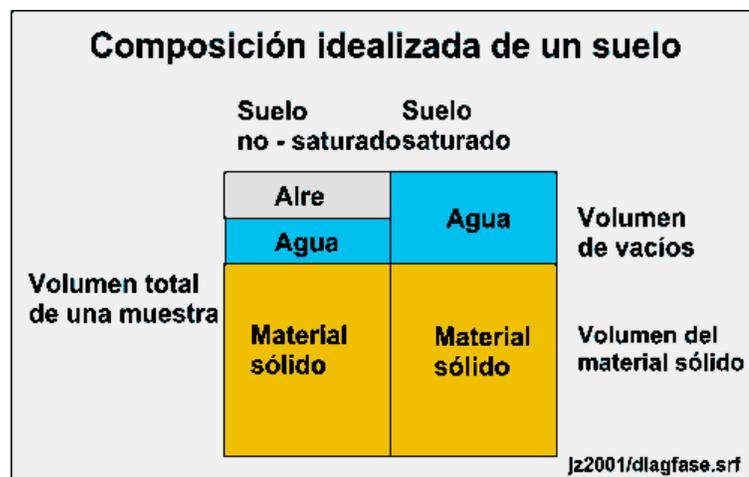


Figura 1.2 Zona no saturada

Si hasta llegar al dominio de la zona saturada, el agua se desplaza con una componente esencialmente vertical (fuerza gravitatoria), ahora el flujo a través de las formaciones acuíferas quedara definido por la aparición de gradientes naturales o artificiales, dominando la componente horizontal.

Estos desplazamientos podrán llevar a parte del volumen infiltrado a retornar a la fase superficial del ciclo hidrológico incorporarse a la escorrentía superficial, o directamente a las masas oceánicas en las zonas litorales. Estas salidas constituyen la descarga natural, y a la diferencia entre la recarga y la descarga natural se denomina variación de almacenamiento, de forma que queda cerrado el ciclo hidrológico.

Respecto a las formaciones geológicas acuíferas, su capacidad para almacenar y transmitir agua quedara definida por las dimensiones de sus poros y fracturas, y por la interconexión y continuidad entre ellos. Estas características estructurales y texturales definen dos parámetros esenciales: la porosidad eficaz y la permeabilidad de las formaciones.

La porosidad de un acuífero es aquella parte de su volumen que consiste en aberturas o poros, o sea, la proporción de su volumen no ocupada por material sólido. La porosidad es un índice que indica cuanta agua puede ser almacenada en el material saturado, pero no nos indica cuanta de aquella puede ceder. Cuando un material saturado drena agua mediante la fuerza de gravedad, únicamente cede una parte del volumen total almacenado en él; a esto se le denomina rendimiento específico. La cantidad de agua que un volumen unitario de material retiene cuando se somete a drenaje por gravedad, se denomina retención específica.

La propiedad de una formación acuífera en lo referente a su función transmisora o de conducto, se denomina permeabilidad. La permeabilidad se define como la capacidad de un medio poroso para transmitir agua. El movimiento del agua de un punto a otro del material tiene lugar cuando se establece una diferencia de presión o carga entre dos puntos. Esta diferencia de presión es el resultado de la resistencia por fricción que se desarrolla entre los poros del material cuando tiene lugar el flujo.

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de los contaminantes que las fuentes superficiales, por lo que su calidad es más uniforme. El color natural y la materia orgánica son más bajos en las aguas subterráneas que en las superficiales, de allí que el tratamiento para remoción de color no lo requieren; esto al mismo tiempo significa que los trihalometanos son bajos en las aguas tratadas producidas a través de aguas subterráneas. Es menos probable que las aguas subterráneas tengan sabor y olor, contaminación producida por actividad biológica. Las aguas subterráneas no son corrosivas por el bajo contenido de oxígeno disuelto en ellas.

Las desventajas del agua subterránea incluyen la comparativa inaccesibilidad de estas fuentes; las concentraciones de sulfuro de hidrógeno son producidas en un ambiente de bajo oxígeno y estas son las condiciones típicas en las aguas subterráneas. Las características reductoras de esta agua, solubilizan al hierro y manganeso, los cuales al entrar en contacto con el oxígeno durante el consumo de agua, forman precipitados que tienden a manchar la superficie de los muebles sanitarios.

Las aguas subterráneas presentan frecuentemente dureza tan alta que deben ser ablandadas para minimizar la formación de incrustaciones en las tuberías.

Las ventajas y desventajas de las fuentes de agua potable subterráneas y superficiales se resumen en el Cuadro 1.1.

Cuadro 1.1

Principales diferencias entre aguas superficiales y aguas subterráneas

CARACTERÍSTICA	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRÁNEA
Temperatura	Variable según las estaciones	Relativamente constante
Turbiedad, materia en suspensión	Variable, a veces elevadas	Bajas o nulas
Mineralización	Variable en función de los terrenos, precipitación, vertidos	Bajas o nulas
Hierro y manganeso	Generalmente ausente excepto en el fondo de los cuerpos de agua en estado de eutroficación	Generalmente presentes
Gas carbónico agresivo	Generalmente ausente	Normalmente ausente o muy bajo
Amoniaco	Presente sólo en aguas contaminadas	Presencia frecuente sin ser índice de contaminación
Sulfuro de hidrógeno	Ausente	Normalmente presente
Sílice	Contenido moderado	Contenido normalmente elevado
Nitratos	Muy bajos en general	Contenido a veces elevado
Elementos vivos	Bacterias, virus, plancton	Ferrobacterias
Oxígeno disuelto	Normalmente próximo a la saturación	Normalmente ausente o muy bajo

1.5 OBRAS DE CAPTACIÓN PARA AGUA SUBTERRÁNEA

Las aguas subterráneas constituyen importantes fuentes de abastecimiento de agua. En general, el agua no requiere un tratamiento complicado y las cantidades de agua disponibles son más seguras. Las posibles obras de captación para este tipo de agua son:

- Cajas de manantial
- Pozos
- Galerías filtrantes

1.5.1 Manantiales

Las aguas de manantial generalmente fluyen desde un estrato acuífero de arena y grava, y afloran a la superficie debido a la presencia de un estrato de material impermeable, tal como arcilla o roca, que les impide fluir e infiltrarse. Los mejores lugares para buscar manantiales son las laderas de montañas.

El agua de manantial es generalmente potable, pero puede contaminarse si aflora un estanque o al fluir sobre el terreno. Por esta razón el manantial debe protegerse con mampostería de tabique o piedra, de manera que el agua fluya directamente hacia una tubería, evitando así que pueda ser contaminada.

Para proteger el manantial debe excavarse la ladera donde el agua está aflorando y construirse un tanque o “caja de manantial” como se muestra en la figura 1.3. Debe tener cuidado de no excavar demasiado el estrato impermeable, ya que puede provocarse que el manantial desaparezca o aflore en otro sitio.

Antes de construir el muro de la caja de manantial adyacente a la ladera, es conveniente aplicar rocas sin juntear contra el “ojo del manantial”, esto es con el fin de construir una cimentación adecuada del muro posterior de la caja por una parte, y por otra evitar que al salir el agua deslave el material del acuífero hacia fuera.

La tubería de salida debe estar colocada a cuando menos 10 cm sobre el fondo de la caja del manantial, y bajo el nivel donde aflora el agua, si es posible. Si el nivel del agua en la caja del manantial fuera muy alto, los sedimentos podrían bloquear el afloramiento del agua. En el extremo de la tubería de salida localizado en el interior de la caja, debe instalarse un filtro para evitar que piedras, ranas u otros objetos obstruyan la tubería.



Figura 1.3 Caja de manantial.

Una manera de hacer este filtro es con un tramo corto de tubería de polietileno, taponado en un extremo y con pequeñas perforaciones a su alrededor. También debe instalarse una tubería con demasías de diámetro suficiente para desaguar el gasto máximo del manantial en época de lluvias. Esta tubería también debe estar bajo el nivel de afloramiento del agua. El extremo de la tubería de demasías localizado en el interior de la caja debe quedar cubierto con un filtro adecuado para mantener fuera a los mosquitos y a las ranas, que pueden bloquear las

tuberías. La losa de la caja debe quedar al menos 30 cm arriba del nivel del terreno para evitar que el agua de lluvia entre a la caja; también con esta finalidad el registro que se construya en el techo de la caja debe tener un reborde de 10 cm. La tapa del registro debe quedar asegurada con bisagras y candado. Una tercera tubería localizada en el fondo de la caja se instala con la finalidad de extraer los sedimentos. Esta tubería debe tener en su extremo un tapón que no pueda retirar cualquier persona sin herramientas.

Si el manantial tiene un rendimiento menor a 5 litros por minuto, la caja del manantial puede ser bastante pequeña, pero no obstante debe tener registro con tapa y tubería de demasías.

El agua de varios manantiales puede ser colectada en una misma trampa de sedimentos. Un aspecto importante que debe considerarse cuando se tienen tuberías de varios manantiales es el peligro de que la presión de una de ellas pueda detener el flujo de otra. Para evitarlo, las tuberías de varios manantiales separados deben tener diferente nivel de entrada sobre el nivel del agua en el depósito o caja de sedimentos.

Debe hacerse una cuneta a cuando menos 8 m hacia arriba de la ladera y alrededor de la caja del manantial para captar los escurrimientos superficiales y evitar la contaminación del agua del manantial.

En los manantiales con grandes gastos (mayores a 10L/s), resulta muy difícil construir la caja de manantial. En estos casos se recomienda la construcción de una galería filtrante.

1.5.2 Pozos

Un pozo es una perforación vertical, en general de forma cilíndrica y de diámetro mucho menor que la profundidad. El agua penetra a lo largo de las paredes creando un flujo de tipo radial. Se acostumbra clasificar a los pozos en “poco profundos o someros” y “profundos”. Los pozos someros “excavados” son aquellos que permiten la explotación del agua freática. Se construyen con picos y palas; tienen diámetros mínimos de 1.5 metros y no más de 15 metros de profundidad. Para permitir el paso del agua a través de las paredes del pozo se dejan perforaciones de 25 mm de diámetro con espaciamentos entre 15 y 25 cm centro a centro. Si las paredes del pozo son de mampostería de piedra o tabique, se dejan espacios sin juntear en el estrato permeable para permitir el paso del agua. Los pozos poco profundos pueden también construirse por perforación o entubación. En la figura 1.4 se ilustra un pozo entubado, que consiste en un tubo forrado, que tiene en su extremo un taladro de diámetro ligeramente superior al del revestimiento. Encima del taladro se disponen orificios, o una rejilla, a través de los cuales penetra el agua en el revestimiento. La hincas se efectúa por medio de un mazo o por la caída de un peso. Los pozos entubados tienen un diámetro de 25 a 75 mm y pueden emplearse sólo en terrenos que no estén muy consolidados.

Al uso de los pozos poco profundos para suministros públicos pueden hacerse las siguientes objeciones:

1. Dan un rendimiento incierto porque el nivel freático fluctúa con facilidad y considerablemente.
2. La calidad del agua es probable que sea deficiente.

Las personas que consumen agua subterránea disponen ordinariamente de pozos profundos.

Los pozos profundos tienen la ventaja de perforar capas acuíferas profundas y extensas, circunstancias que evitan rápidas fluctuaciones en el nivel de la superficie piezométrica y dan por resultado un rendimiento uniforme y considerable.

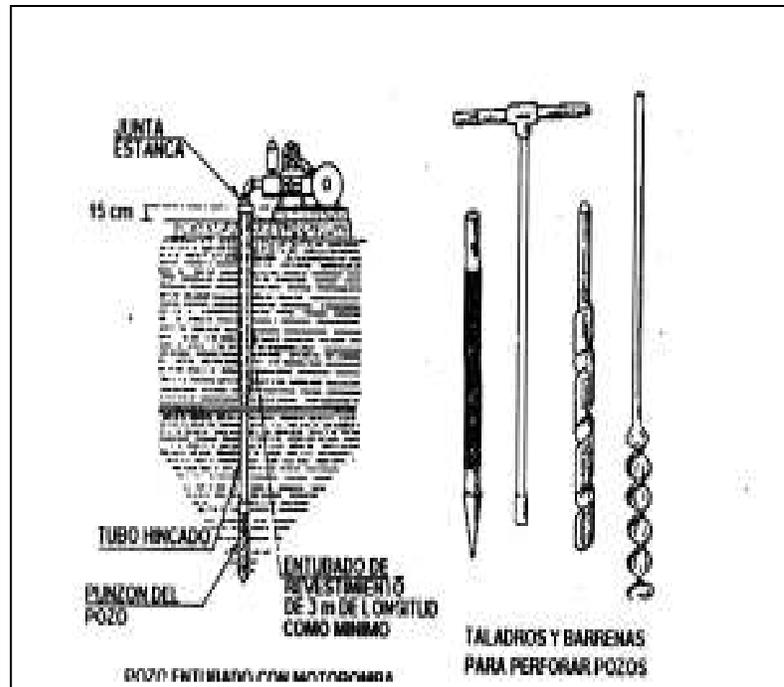


Figura 1.4 Pozo entubado

El agua profunda es adecuada para obtener una buena calidad, a menos que esté contaminada por infiltraciones en la capa acuífera, por cavernas o fisuras en las rocas que la recubren. Los inconvenientes son el gran costo de los pozos y el hecho de que el largo recorrido subterráneo del agua puede dar lugar a que se disuelvan materias minerales que pueden hacerla dura, corrosiva o inadecuada.

Los componentes de los pozos son:

A) Ademe del pozo. Es una tubería generalmente de acero, colocada con holgura dentro de la perforación. Este componente proporciona una conexión directa entre la superficie y el acuífero y sella el pozo de las aguas indeseables superficiales o poco profundas; además, soporta las paredes del agujero de perforación.

B) Cedazo, filtro o ademe ranurado. El cedazo es un tubo ranurado colocado a continuación del ademe, que tiene las siguientes funciones:

1. Estabilizar las paredes de la perforación
2. Mantener la arena fuera del pozo
3. Facilitar la entrada de agua al interior del pozo

Si las ranuras o perforaciones del cedazo no son de la dimensión precisa para el acuífero, los pozos bombearán arena. Los cedazos se fabrican en tubo de materiales diferentes con protección o sin ella, en aleaciones de plástico, concreto, asbesto-cemento o fibra de vidrio. Los más económicos y comúnmente usados son los fabricados en tubo de acero con bajo contenido de carbón.

El cedazo del pozo es particularmente susceptible al ataque corrosivo y a la incrustación por depósito de minerales, debido a la gran cantidad de área expuesta que presenta al medio poroso donde se localiza, además de que el agua que lo atraviesa constantemente, trae un suministro de sólidos disueltos que pueden reaccionar con el material del cedazo o entre sí.

C) Empaque de grava

Las funciones principales del empaque de grava son:

1. Estabiliza el acuífero y minimiza el bombeo de arena
2. Permitir el uso del cedazo con la mayor área abierta posible
3. Proporciona una zona anular de alta permeabilidad, aumentando el radio efectivo del pozo y su gasto de explotación

D) Cimentación de bombas

Las bombas montadas superficialmente se soportan mediante cimentaciones capaces de resistir todas las cargas que obren sobre ellas. No se deben apoyar las bombas directamente sobre el ademe del pozo.

1.6 METODOS DE PERFORACIÓN DE POZOS

Han transcurrido varios miles de años desde las primeras obras de captación de aguas, consistentes en grandes pozos excavados de forma manual por las primeras civilizaciones, hasta las modernas perforaciones que alcanzan varias decenas de miles de metros. Fueron la necesidad la mayor parte de los casos y la curiosidad científica en otros, los motores que han animado el ingenio humano para desarrollar las técnicas de perforación del subsuelo. Se atribuye a los primitivos habitantes de las regiones áridas de Asia la construcción de los primeros pozos y galerías de captación.

1.6.1 Clasificación

Se pueden hacer varios tipos de clasificación de los sistemas de perforación, en función de distintos criterios, siendo el más correcto el del mecanismo en sí utilizado en cada caso para romper y disgregar la formación geológica. En muchos de los casos se combinan los mecanismos, pero siempre dominando uno de ellos. Así, se pueden hablar de dos esenciales: la rotura por impacto y el corte por cizallamiento o desgaste.

En el primero se trata de superar el límite elástico de los materiales fracturando las rocas o disgregando los materiales menos sedimentados. En este grupo tenemos los sistemas denominados de percusión y rotopercusión, en todas sus variantes.

En el segundo, el corte por cizallamiento o el desgaste por abrasión son los mecanismos de avance. Aquí se incluyen esencialmente los sistemas de perforación o rotación, directa e inversa, perforación con hélice, con corona, etc.

Otra clasificación más evidente aún es la que está en función de los medios con que se perfora, que pueden ser manuales o con maquinaria.

1.6.2 Sistemas de perforación a percusión

En esencia, el sistema se basa en el golpeo repetido de la roca con una herramienta pesada hasta lograr la rotura en el caso de materiales rígidos (roca), o disgregación, en el caso de materiales de mayor sedimentación. Dentro de este sistema se han desarrollado dos variantes en función del dispositivo que transmite el movimiento a la herramienta de golpeo: en el denominado método canadiense el movimiento de vaivén se transmite por un “tren” de varillaje macizo, mientras que en el llamado pensilvaniense se realiza a través de un cable de acero. Este segundo sistema, es también denominado perforación a percusión por cable.

1.6.3 Ventajas de la perforación a percusión

Se trata de un sistema que precisa de una maquinaria con un coste de adquisición y mantenimiento relativamente bajo, al menos respecto a los otros sistemas convencionales de perforación.

Del mismo modo, la simplicidad de los equipos y herramientas derivan en un bajo coste operacional, tanto por el escaso consumo energético como por la larga duración de los elementos de desgaste.

La repercusión económica de la mano de obra también es relativamente baja. La mayor parte de los equipos pueden ser maniobrados, en teoría, por un único operario, aunque en general siempre es auxiliado por un ayudante por motivos de seguridad y eficacia.

El sondeo de investigación hidrogeológica, la perforación a percusión proporciona muestras bastante menos alteradas que los otros sistemas. Además, las propias características del sistema de perforación y extracción de detritus facilitan la identificación de los cambios litológicos, sobre todo de niveles de escasa potencia, que con otros sistemas de perforación pueden pasar inadvertidos.

Al no utilizarse lodos para estabilizar las paredes de la perforación, se evitan riesgos de colmatación de las formaciones acuíferas o de contaminación. Por el mismo motivo, tampoco es un sistema que precise de un punto de agua de abastecimiento, esencial para la elaboración de los lodos de perforación de los sistemas de rotación.

Por las características propias de las perforaciones de percusión y dado que éstas precisan de menor cantidad de elementos auxiliares, estos equipos pueden instalarse en áreas de accesibilidad compleja y trabajar en condiciones climáticas extremas.

Por último, hay que señalar que este sistema es muy apropiado para aquellas formaciones fuertemente fisuradas, donde los sistemas que dependen de fluidos (agua, lodos, espumas aireadas) se ven afectadas por pérdida de circulación de los mismos, con el consiguiente riesgo de desestabilización de la perforación.

1.6.4 Limitaciones de la perforación a percusión

La perforación a percusión es, por sus propias características, sensiblemente más lenta que los sistemas alternativos, con avances rara vez superiores a las dos docenas de metros por jornada.

En terrenos poco consolidados la necesidad de utilizar tuberías auxiliares de revestimiento limita las profundidades/diámetros de perforación, al tiempo que eleva los costes materiales (en el caso de resultar negativo el sondeo, muy frecuentemente es imposible recuperar la totalidad de las tuberías auxiliares)

La perforación a percusión por cable se trata, en definitiva, de un sistema de perforación muy limitado por su lentitud y que prácticamente sólo se utiliza en aquellos entornos geológicos en que las características de las formaciones dificultan en extremo la perforación por sistemas rotativos.

1.7 SISTEMAS DE PERFORACIÓN A ROTACIÓN

La mecánica de perforación a rotación se basa en el corte por cizallamiento o desgaste por abrasión. Este efecto se produce en esquema mediante una herramienta de corte combinado presión/peso sobre la formación, y un movimiento rotativo, al tiempo que un fluido limpia, transporta y extrae los detritus arrancados.

Los principales parámetros que definen la perforación a rotación son:

- Peso aplicado sobre la herramienta
- Velocidad de rotación
- Características de la herramienta de corte
- Naturaleza y sentido de la circulación del fluido de perforación.

Los equipos de perforación a rotación de sondeos de agua suelen ser de mayores dimensiones y más complejos que los de percusión por cable. Muchos de estos equipos son versiones derivadas de las grandes perforadoras utilizadas en la exploración de hidrocarburos.

Si se comparan con los equipos de percusión, ambos coinciden en el tipo de plataforma, trailer y semitrailer, normalmente con mayor número de ejes para mayor reparto del peso.

La mayor parte de los equipos y sobre todo los de gran capacidad, derivados de equipos del petróleo, transmiten el movimiento rotativo mediante mesas de rotación. Estas mesas suelen ser abatibles o incluso totalmente desmontables, para permitir la operación de entubación. Dicho elemento, denominado giratoria de inyección esta soportado por un cabrestante y debe tener capacidad para soportar grandes cargas o considerables revoluciones.

Comparativamente, las principales ventajas de las mesas de rotación son su elevado par de rotación, su capacidad para trabajar a mayor rango de velocidades y su sencillez mecánica.

1.7.1 Perforación a rotación con circulación directa y circulación inversa

Las dos principales variantes del sistema de rotación son: la rotación a circulación directa y la rotación a circulación inversa, la principal diferencia entre ellas radica en el sentido de circulación del fluido de perforación.

Así, en los equipos de rotación a circulación directa el fluido de perforaciones es inyectado a alta presión desde el cabezal a la herramienta de corte a través del interior del tren de varillaje. El mecanismo impulsor suele ser una bomba de pistones, comúnmente denominada bomba de lodos. El lodo inyectado en el tricono sale a alta presión a través de unos orificios, cumpliendo la doble función de refrigerar y limpiar las piñas del tricono y arrastrar los detritus. El lodo asciende impulsado por la propia presión de inyección, por el espacio anular entre varillaje y paredes de la perforación hasta el exterior, donde es canalizado hacia el sistema de balsas.

En el sistema de circulación inversa el efecto de “aspiración” puede lograrse por varios sistemas. De ellos el más usual consiste en utilizar un varillaje de doble pared o con conductos laterales, de forma que puede inyectarse aire a presión mediante un compresor. A determinada profundidad se introduce el aire mediante un sistema de válvulas, al interior del varillaje, que esta rellena de agua o lodo. La inyección de aire provoca un “aligeramiento” en

la columna de lodo del interior del varillaje respecto de la columna del anular, con el consiguiente diferencial de presión que induce un efecto de aspiración. El lodo asciende así por el interior del varillaje, arrastrando los detritus de perforación hasta el exterior. En sondeos de poca profundidad el efecto de circulación inversa puede provocarse por aspiración, generalmente mediante bombas centrífugas.

La diferencia física principal entre los equipos de rotación a circulación directa y los de circulación inversa es que, mientras que los primeros llevan bomba de lodos, los segundos precisan un compresor. Los equipos grandes de circulación directa suelen llevar dos motores.

1.8 CAPTACIÓN DE AGUAS POR MEDIO DE GALERÍAS DE INFILTRACIÓN

La galería de infiltración en principio consiste en un tubo perforado o ranurado de una capa de granzón o piedra picada graduada, instalada en el acuífero superficial, o en el caso de captación indirecta de aguas superficiales, en el estrato permeable que se comunica con dichas aguas.

En los extremos aguas arriba de la galería y a longitud aproximada de 50 m, normalmente se coloca un pozo de visita. En el extremo aguas abajo se construye un tanque o pozo recolector, de donde se conducen las aguas por gravedad o por bombeo hacia el sistema de distribución. (Figura 1.5)

El tubo de recolección es normalmente de concreto o de fibro-cemento. Su diámetro es función del gasto de captación, siendo el mínimo recomendable del orden de 200 ó 250 mm.

La galería de infiltración se orienta de acuerdo con la dirección predominante del flujo subterráneo.

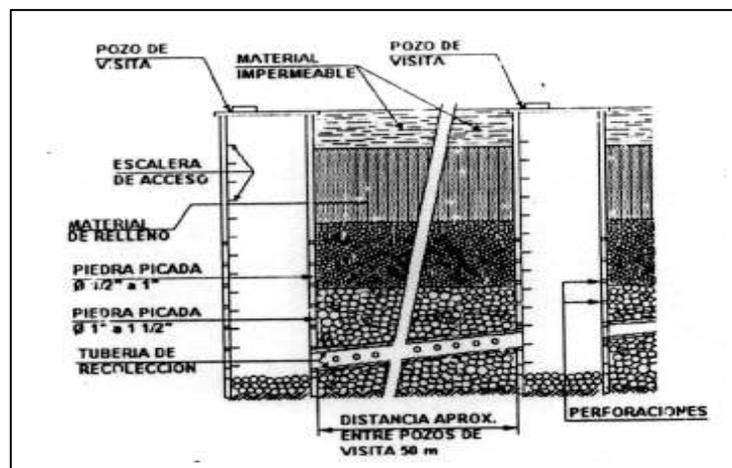


Figura 1.5 Galerías de infiltración .

2.1 GENERALIDADES

La perforación y la terminación de un pozo sólo constituyen una parte de la solución al problema de la obtención de agua en cantidad suficiente donde desea usarla. Generalmente, los pozos pequeños se utilizan para suministrar agua a una casa, un grupo de casas u otros consumidores de escasas necesidades, como una pequeña fábrica. Generalmente, se requiere el agua para usarla a alturas mayores que la del pozo y a menudo a distancias apreciables del mismo. Por lo tanto debe encontrarse algún medio de elevarla desde la fuente y forzarla a través de un tubo a velocidades adecuadas, hasta los puntos y alturas de empleo; por lo que se requiere de ayuda, y ésta se recibe bajo la forma de una bomba apropiada. Es importante que la bomba sea adecuada, seleccionada sobre la base de la demanda que debe satisfacer y la capacidad del pozo para producir agua. No puede ni debe ser cualquier bomba, ya que, en tal caso no es probable que se cubran las necesidades.

La acción de la mayoría de las bombas se puede dividir en dos partes. La primera es la elevación del agua desde cierto nivel bajo hasta la toma de la bomba o su lado de succión. La segunda se refiere a la presión aplicada al agua en la bomba para impulsarla hacia su destino.

2.2 ALTURA DE SUCCIÓN O ASPIRACIÓN

Considérese un tubo con sus extremos abiertos, que se encuentra suspendido verticalmente en un recipiente grande con agua (Figura 2.1). Como el agua, tanto dentro como fuera del tubo, se encuentra expuesta a la atmósfera, la única fuerza externa que actúa sobre ambas superficies es la debida a la presión atmosférica. Siendo la presión en la superficie igual dentro y fuera del tubo, no habrá diferencia en los niveles de agua.

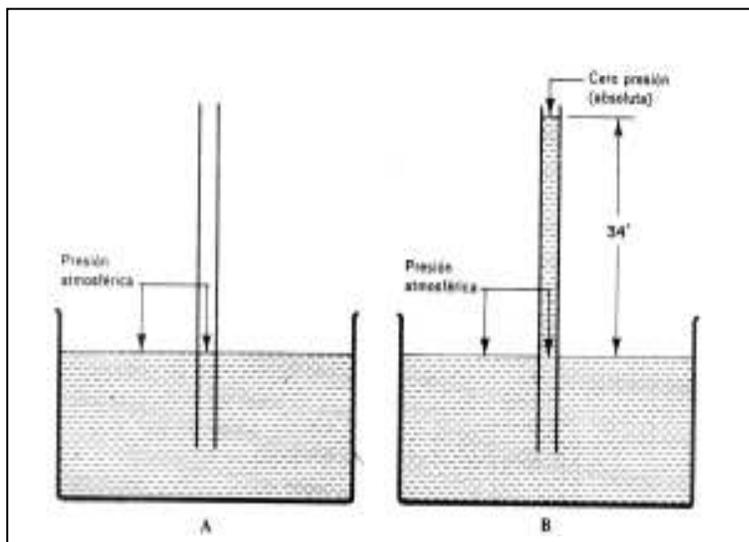


Figura 2.1 A) Presión atmosférica en todos los puntos no hay diferencia entre los niveles de agua. B) Presión en el tubo reducida a vacío total

Sin embargo, si la presión sobre la superficie del agua dentro del tubo se reduce por debajo de la presión atmosférica, mientras que en el exterior del tubo permanece a la presión atmosférica, el agua se elevará en el tubo hasta que el peso de la columna de agua dentro de éste ejerza una presión igual a la diferencia original de presión en las superficies del agua dentro y fuera del tubo. La altura máxima a la cual se elevará esta columna se presenta cuando la presión sobre la superficie del agua dentro del tubo se reduce a cero atmósferas (absolutas), entonces, la columna de agua ejercerá una presión descendente igual a la presión atmosférica. La presión atmosférica al nivel del mar es, aproximadamente equivalente a una columna de agua de 34 pies (10.33 m) y esta es la elevación a la cual subirá el agua dentro del tubo. La presión atmosférica disminuye al aumentar la altitud o altura sobre el nivel del mar. Asimismo, la altura máxima a la cual puede hacerse subir la columna de agua también disminuye cuando aumenta la altitud.

El término succión o aspiración se emplea para describir la cantidad a la cual se reduce la presión en el tubo por debajo de la atmosférica. Puede aplicarse succión al tubo accionando una bomba conectada en su extremo superior. El nivel al que se eleva el agua dentro del tubo por encima de la superficie en el recipiente grande se denomina altura de succión. Una bomba, a fin de bombear agua, debe ser capaz de crear suficiente succión para elevarla en el tubo hasta el nivel del extremo de succión de la bomba. En la figura 2.2, el entubado del pozo representa el recipiente más grande mientras que el conducto de succión de la bomba ocupa el lugar del tubo. La elevación del agua en la tubería de succión debe estar acompañada por una disminución del nivel del agua en el entubado del pozo. El nivel del agua dentro del entubado y el tubo de succión antes de que la bomba desarrolle la altura de succión se llama nivel estático del agua. El nivel en el entubado del pozo durante el bombeo es el nivel de bombeo del agua.

Entonces, en teoría una bomba al crear la presión cero (absoluta) o un vacío total dentro de su tubería de succión debe ser capaz de desarrollar una altura de succión de aproximadamente 34 pies (10.33 m) de agua al nivel del mar y algo menos en altitudes mayores. Sin embargo, en la práctica esto no se logra, ya que las bombas no son 100 por ciento eficaces y otros factores tales como la temperatura del agua y la fricción o resistencia al flujo en la tubería de succión reduce la altura de succión. Al nivel del mar, las bombas mejor diseñadas desarrollan una altura de succión de aproximadamente 25 pies (7.6 m) mientras que la altura de succión de una bomba promedio varía entre 15 y 18 pies (4.5 a 5.5 m) aproximadamente. Si es necesario elevar agua de un pozo desde un nivel situado a 25 pies (7.6 m) o más bajo la superficie del suelo, debe encontrarse algún medio para bajar la bomba dentro del pozo y, ya sea sumergiéndola completamente en el agua o llevándola bastante cerca de la superficie del líquido, permitir que desarrolle la altura de succión de ésta.

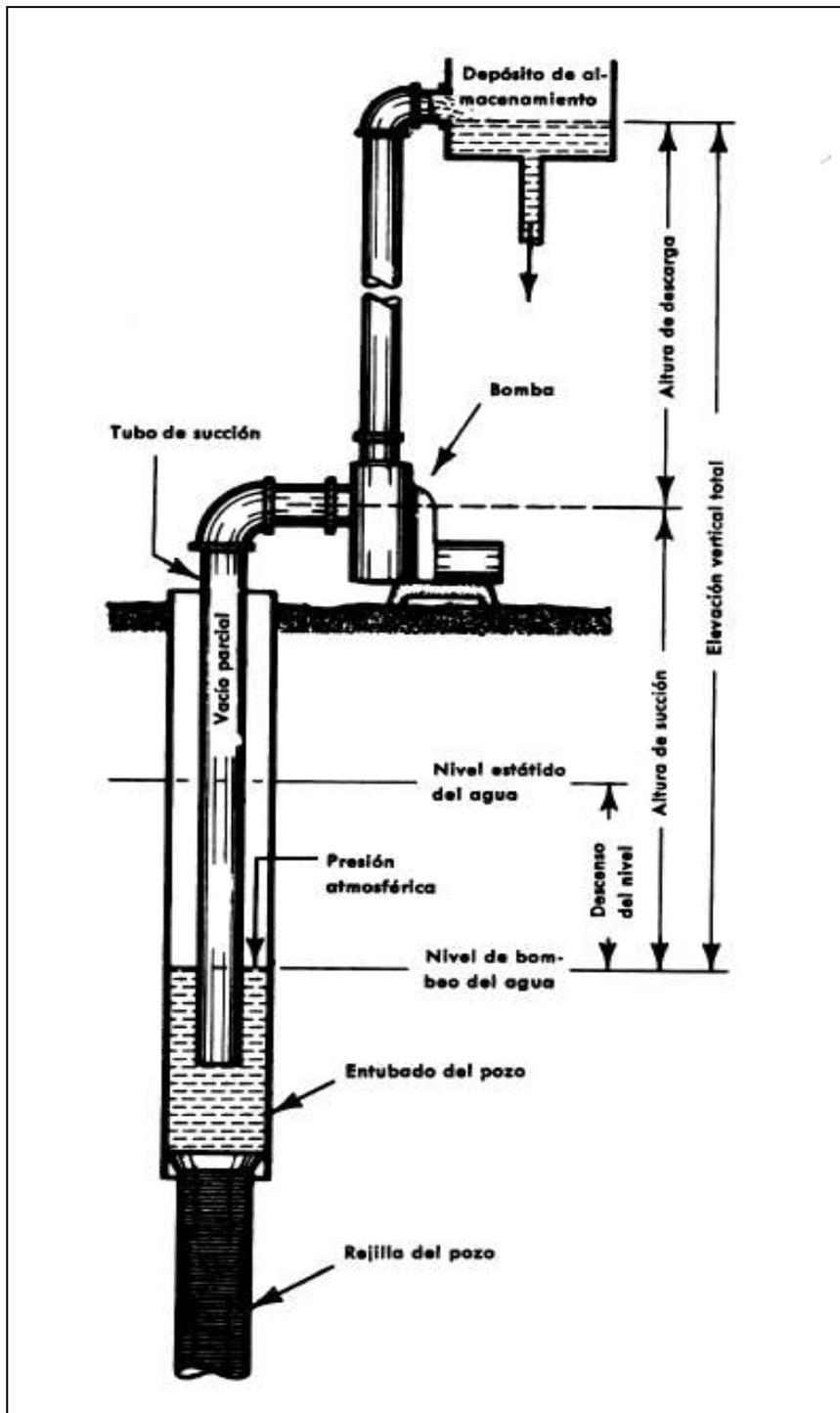


Figura 2.2 Principios de bombeo de un pozo

Esta altura límite de succión se emplea para clasificar las bombas en tipos para la superficie o bombas para pozos poco profundos y bombas para pozos profundos. Las bombas del tipo de superficie son aquellas que se instalan en la superficie del suelo o sobre él y están limitadas a elevar agua por succión desde una profundidad generalmente no mayores a 25 pies (7.6 m) aproximadamente, bajo la superficie del suelo. Las bombas de pozo profundo son las

que se instalan dentro del pozo y se emplean para extraer agua desde profundidades generalmente mayores de 25 pies (7.6 m) bajo la superficie del suelo.

Otra clasificación muy común de las bombas es basados en los principios mecánicos que implican. Estos dos tipos son de desplazamiento constante y de desplazamiento variable.

2.3 BOMBAS DE DESPLAZAMIENTO CONSTANTE

Las bombas de desplazamiento constante están diseñadas para descargar más o menos una cantidad constante de agua sin tomar en cuenta la carga de presión contra la que se encuentran operando. Es decir, la velocidad de descarga es esencialmente la misma a presiones bajas o altas. Sin embargo, la energía de entrada o fuerza impulsora varía directamente en proporción a la presión en el sistema y debe duplicarse si la presión se duplica. Existen tres diseños principales de este tipo de bombas que se emplean comúnmente en los pozos de agua, estos son: bombas de émbolo de movimiento alternativo, bombas rotatorias y bombas de rotor helicoidal.

2.3.1 Bombas de émbolo de movimiento alternativo

Las bombas de émbolo de movimiento alternativo, el tipo más común de desplazamiento constante, utilizan el movimiento ascendente y descendente o hacia delante y hacia atrás (alternativo) de un émbolo para desplazar el agua en un cilindro. El flujo dentro y fuera del cilindro se controla por medio de válvulas. Los principios y etapas fundamentales del funcionamiento de una bomba de émbolo de simple acción están ilustrados en la figura 2.3. El émbolo en la carrera hacia delante impulsa el agua desde el cilindro a través de la válvula de descarga abierta en el tubo de descarga mientras que al mismo tiempo se crea una succión debajo de ésta que abre la válvula de pie y permite que fluya el agua a través de la tubería de succión en el cilindro.

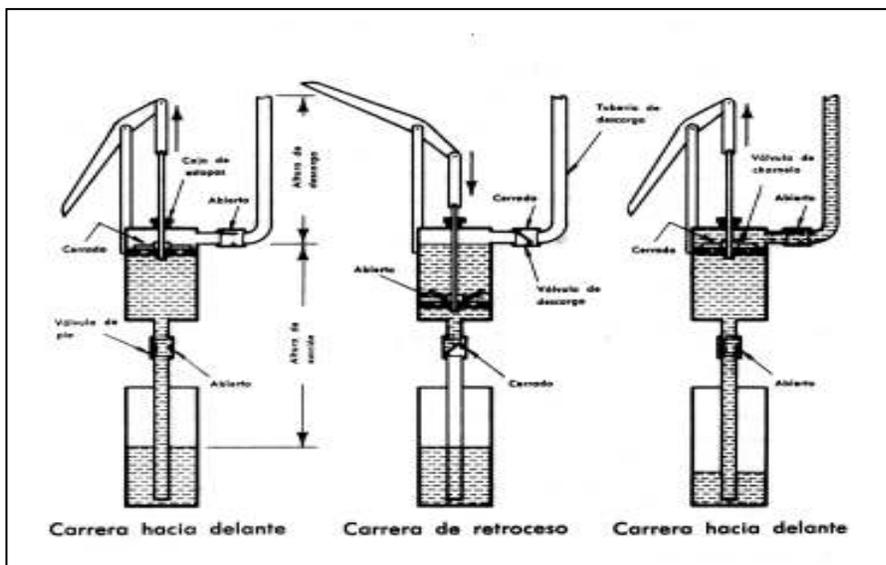


Figura 2.3 Principios de una bomba de émbolo de movimiento alternativo de simple acción.

La carrera de retroceso crea una presión detrás del émbolo en el cilindro, cerrando así la válvula de pie y abriendo las válvulas de charnela en el émbolo para permitir el paso del agua a través del lado de descarga del émbolo. La repetición continua de las carreras hacia delante y de retroceso del émbolo da por resultado un flujo permanente de agua hacia fuera de la tubería de descarga. La magnitud de la presión desarrollada por una bomba de este tipo depende de la energía aplicada al funcionamiento del émbolo. Estas bombas se fabrican en los tipos de superficie (Figura 2.4) y para pozo profundo (Figura 2.5) y pueden operarse manual o mecánicamente. Una bomba de émbolo del tipo de superficie, operando manualmente, se conoce comúnmente como bomba de jarro.

El principio básico de la bomba de émbolo de simple acción se puede modificar para que se bombee el agua en las carreras hacia delante y de retroceso. Las bombas así modificadas se conocen como bombas de émbolo de doble acción. Otras modificaciones implican el uso de dos o más émbolos, de manera que se bombea una corriente continua de agua con pulsación mínima contra altas presiones.

El ritmo o velocidad de descarga de las bombas de émbolo de movimiento alterno se determinan multiplicando el volumen del agua desplazada en el cilindro en cada carrera por el número de movimientos del émbolo en un tiempo determinado. De esta manera, la velocidad de descarga puede cambiarse dentro de amplios límites modificando la velocidad del émbolo. Solamente cuando interviene un deslizamiento (movimiento del agua hacia atrás entre el émbolo y las paredes del cilindro) por un movimiento demasiado rápido del émbolo se alcanza el límite de capacidad. Esto por supuesto, requiere un suministro adecuado de energía. Por lo tanto, puede haber gran flexibilidad en el uso de este tipo de bombas para satisfacer demandas variables de agua. Otras ventajas son su costo inicial bajo, construcción robusta y facilidad de mantenimiento, el que finalmente se concreta a la reposición de las arandelas del émbolo.

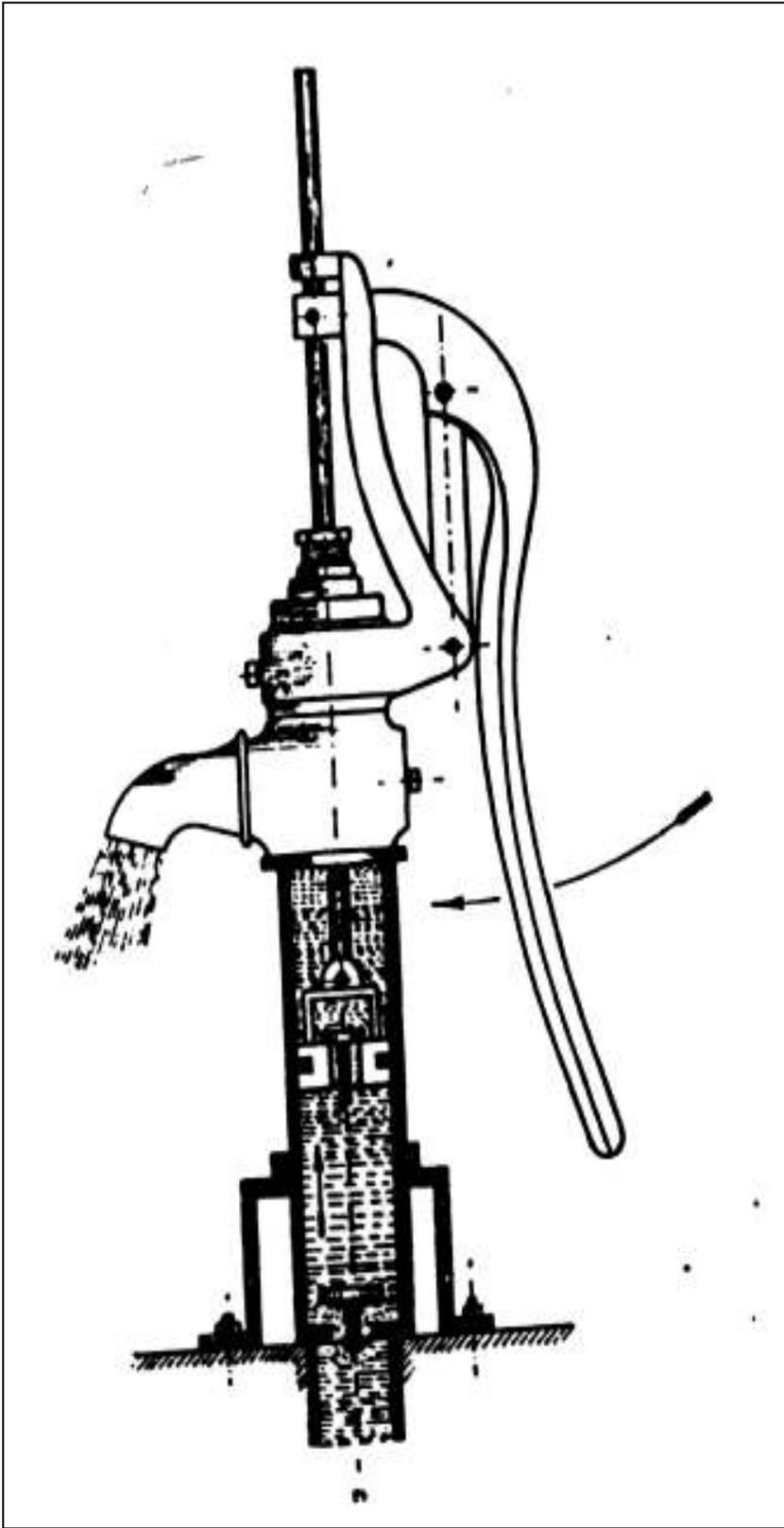


Figura 2.4 Bomba de embolo de tipo de superficie accionada manualmente.

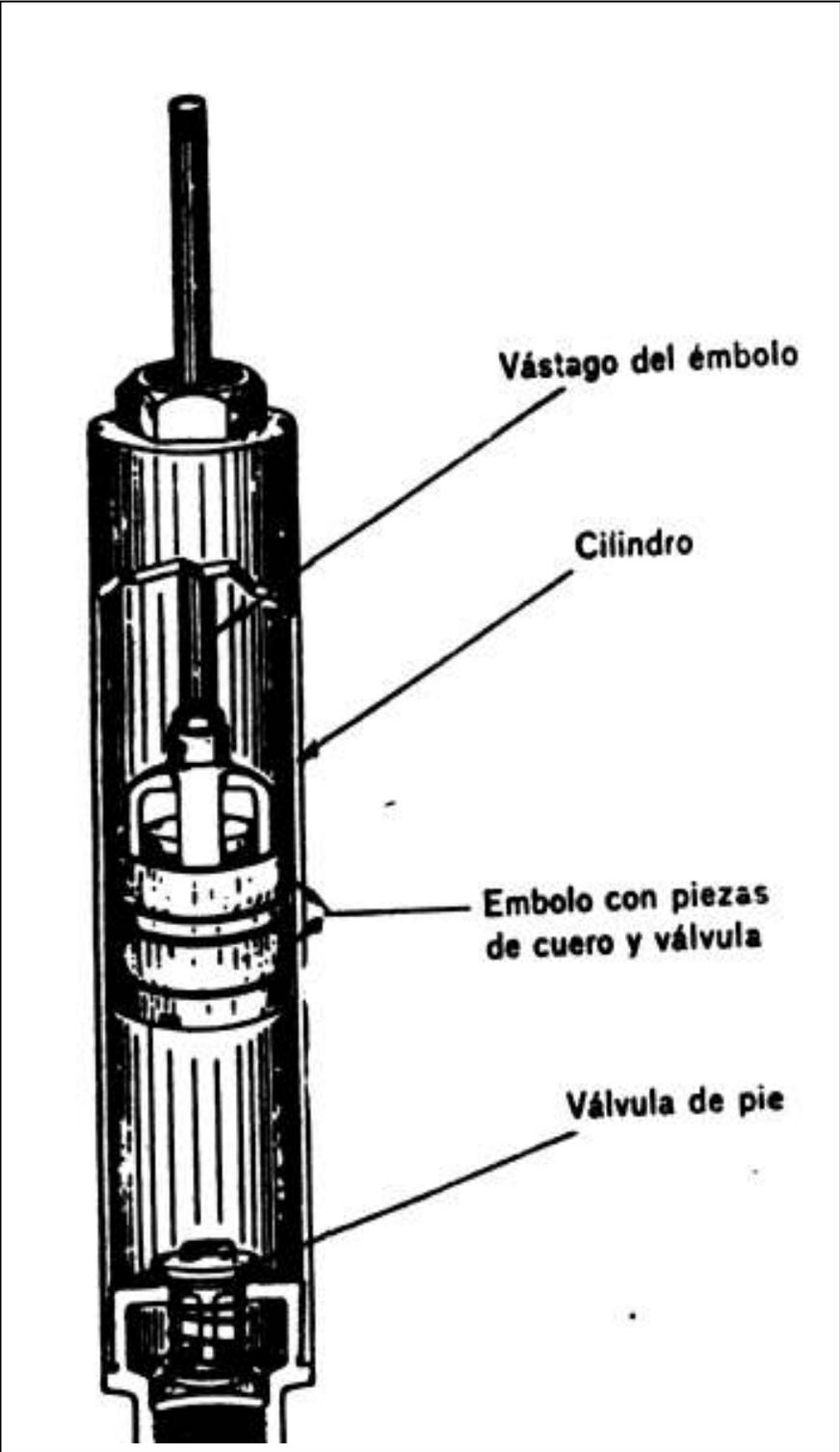


Figura 2.5 Bomba de émbolo de simple acción para pozo profundo

2.3.2 Bombas rotatorias

Las bombas rotatorias usan generalmente un sistema rotatorio de engranes (Figura 2.6) o alabes, para crear una succión en sus lados de entrada y forzar una corriente continua de agua fuera de sus aberturas de descarga. Son bombas del tipo de superficie con capacidades gobernadas por la velocidad y anchura de los dientes de los engranes y cuando se usan en pozos, limitadas por su altura de succión. Las bombas de engranes están diseñadas para operar a baja velocidad y para el bombeo de agua limpia, exenta de arena o arcilla, ya que estos materiales pueden causar un desgaste considerable en los dientes de los engranes ajustados con precisión.

Las bombas semirrotatorias accionadas a mano del tipo de doble o cuádruple acción se emplean comúnmente en sistemas individuales de abastecimiento de agua en zonas rurales para escasas elevaciones del agua desde los pozos hacia los depósitos elevados. Estas bombas solamente son capaces de proporcionar alturas de succión muy pequeñas cuando no están equipadas con válvulas de pie. Sin embargo, cuando están provistas de dichas válvulas, pueden funcionar con alturas de succión hasta de 20 pies (6 m).

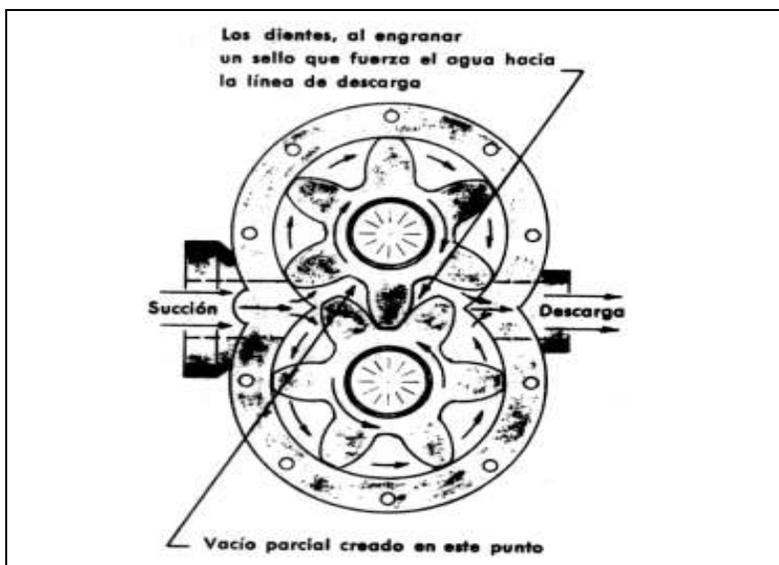


Figura 2.6 Bomba rotatoria de engranes

2.3.3 Bombas de rotor helicoidal

Las bombas de rotor helicoidal o de tipo de espiral es una modificación de la bomba de desplazamiento constante de tipo rotatorio. Sus elementos principales son el rotor o espiras de metal altamente pulido en forma de un gusano helicoidal de simple entrada y el estator exterior hecho de caucho. Las montaduras flexibles permiten al rotor girar excéntricamente dentro del estator, presionando una corriente continua de agua hacia delante, a lo largo de las cavidades del estator. El agua también actúa como un lubricante entre los dos elementos de la bomba. Las bombas de motor helicoidal pueden ser indistintamente, del tipo de superficie o de pozo profundo, y se impulsan generalmente, por medio de máquinas o motores eléctricos. La figura 2.7 ilustra una bomba de rotor helicoidal de pozo profundo.

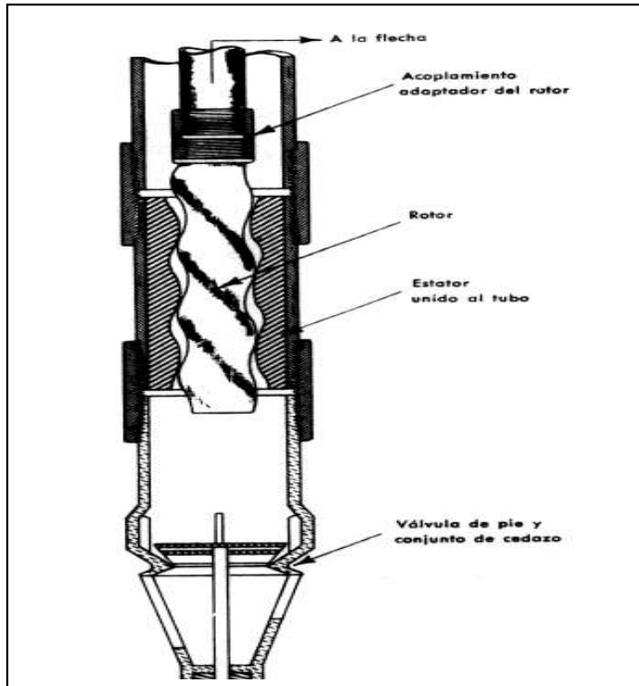


Figura 2.7 Bomba de rotor helicoidal para pozo profundo.

2.4 BOMBAS DE DESPLAZAMIENTO VARIABLE

La característica de las bombas con desplazamiento variable es la relación inversa entre sus velocidades de descarga y la carga de presión contra la cual funcionan, es decir, el régimen de bombeo disminuye al aumentar la carga de presión. Lo contrario también es cierto, el régimen de bombeo aumenta cuando disminuye la carga de presión. Los dos tipos principales de bomba de desplazamiento variable empleadas en los pozos pequeños son las centrífugas y las de chorro.

2.4.1 Bombas centrífugas

Las bombas centrífugas son los tipos más comunes en uso general. Los principios básicos de su funcionamiento se pueden ilustrar considerando el efecto de un balde oscilante de agua alrededor de un círculo al extremo de una cuerda. La fuerza que hace que el agua presione hacia fuera contra el fondo del cubo, en vez de correr hacia el extremo abierto, se conoce como fuerza centrífuga. Si se corta un agujero en el fondo del cubo, el agua se descargará a través de la abertura con una velocidad determinada por la fuerza centrífuga. Además, si se conecta una tubería de admisión a una cubierta hermética, en el cubo, debe crearse un vacío parcial dentro de aquél al descargarse el agua. Este vacío puede arrastrar una cantidad adicional de agua, dentro del cubo, desde un depósito colocado en el otro extremo de la tubería de admisión, dentro del límite de la altura de succión creada por el vacío, así podría mantenerse un flujo continuo de una manera similar a la de una bomba centrífuga.

El cubo y la cubierta corresponden a la envolvente de la bomba, el agujero de descarga y la tubería de admisión corresponden a la descarga y admisión de la bomba, respectivamente, mientras que la cuerda y el brazo cumplen las funciones del impulsor de la bomba.

Las bombas centrífugas pueden subdividirse en dos tipos principales basados en sus características de diseño. Estas son, bombas de cuerpo de caracol y turbina y bombas de difusor. (Figura 2.8).

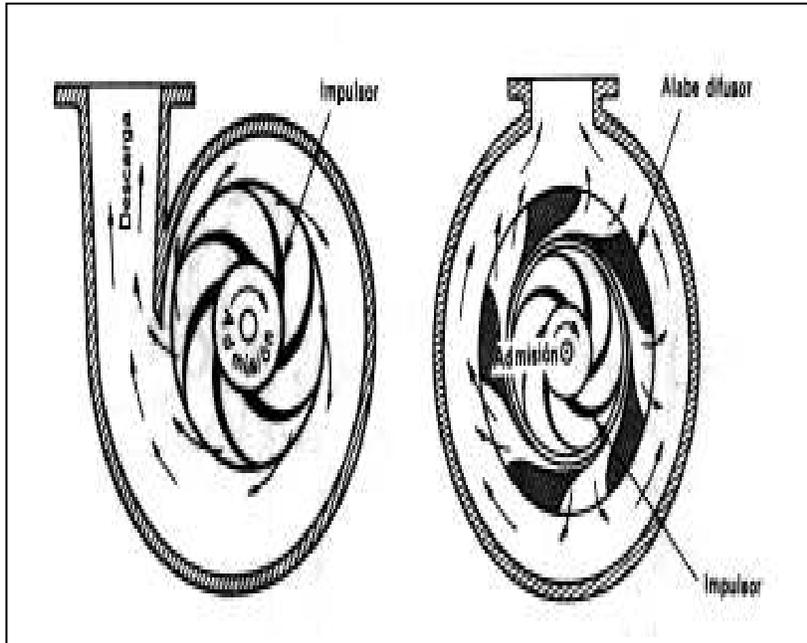


Figura 2.8 Bomba centrífuga con cuerpo de caracol, y bomba centrífuga de turbina mostrando los álabes difusores característicos.

Los impulsores de las primeras están alojados en envolventes en forma de espiral, en las cuales se reduce la velocidad del agua al salir del impulsor con un aumento resultante en la presión. En las bombas de turbina, los impulsores están rodeados por álabes difusores. Estos álabes proporcionan pasajes cada vez mayores a través de los cuales se reduce gradualmente la velocidad del agua que sale del impulsor, transformando, así, la carga de velocidad en carga de presión.

Las condiciones del uso determinan la selección entre las bombas de caracol y turbina. El diseño de caracol se usa muy comúnmente en las bombas de tipo de superficie cuando su tamaño no es un factor limitante y las cargas de diseño fluctúan entre bajas y medianas. Sin embargo, las bombas centrífugas de pozo profundo son de diseño tipo turbina, el cual está mejor adaptado para usarse donde debe limitarse el diámetro de la bomba; en este caso, por el de la envolvente del pozo.

El comportamiento de una bomba centrífuga depende generalmente del diseño de su impulsor. Por ejemplo, la descarga de la bomba con una carga dada puede aumentarse agrandando el diámetro de la abertura de entrada y la anchura del impulsor. También se acostumbra usar un gran número de álabes de guía (hasta 12) en las bombas de turbina, cuando se desea una carga de presión más alta. El grado al cual puede aumentarse la carga de presión por un aumento en el número de álabes de guía es, sin embargo, limitado. Se logran aumentos más grandes por el uso de pasos múltiples, cada uno de los cuales contiene un impulsor. El diseño de pasos múltiples se emplea en las bombas de tipo de superficie y de pozo profundo, pero es particularmente común en las de pozo profundo.

diseñadas para emplearse cuando la altura es grande. Generalmente, la descarga de una bomba de paso múltiple es casi la misma que la de un solo paso de dicha bomba. La carga de presión desarrollada y el caballaje requerido para su operación aumentan en razón directa al número de pasos o impulsores.

2.4.2 Bombas de chorro

Las bombas de inyección combinan las centrífugas y los eyectores para elevar el agua desde profundidades mayores, en los pozos, lo que es posible empleando las bombas centrífugas del tipo de superficie por sí solas. Los componentes básicos de los eyectores son la boquilla y el tubo venturi. Los principios de operación son los siguientes, el agua bajo presión se descarga mediante la bomba centrífuga (montada al nivel del suelo) a través de la boquilla del eyector. El aumento súbito en la velocidad del agua al pasar a través de la boquilla ahusada causa una reducción en la presión al abandonar la boquilla y entrar al tubo venturi. Mientras más alta sea la velocidad del agua a través de la boquilla, mayor será la reducción de la presión en la entrada al tubo venturi. Por lo tanto, esta reducción en la presión puede hacerse suficientemente grande para crear un vacío parcial y, de esta manera, succionar el agua desde el pozo a través de la tubería de admisión del eyector y en el tubo venturi.

El ensanchamiento gradual del tubo venturi reduce la velocidad con un mínimo de turbulencia en el flujo, y así, causa una recuperación de casi toda la presión del agua en su curso a través de la boquilla. La bomba centrífuga entonces, recoge el flujo, enviando parte de él hacia la tubería de descarga y regresando el resto al eyector para provocar más flujo desde el pozo y de esta manera repetir el ciclo. El medidor de regulación de presión se ajusta para mantener la presión necesaria para producir flujo a la carga deseada de bombeo.

La bomba centrífuga es el impulsor primario sin el cual el eyector no podría bombear agua. No pueden lograrse aumentos considerables en la carga de presión de la descarga ajustando el medidor regulador. Tales aumentos se obtienen con un mayor número de pesos de la bomba. Las condiciones de operación siempre deben ser tales que la boquilla del eyector esté cubierta, por lo menos, por 5 pies (1.5 m) de agua. Las bombas pequeñas de inyección, usualmente, están limitadas a descargas de, aproximadamente, 20 galones (75.70 Lt) por minuto contra cargas totales de presión que no exceden de 150 pies (45.75 m), de los cuales la altura requerida bajo el suelo es, aproximadamente, de 100 pies (30 m) o menos.

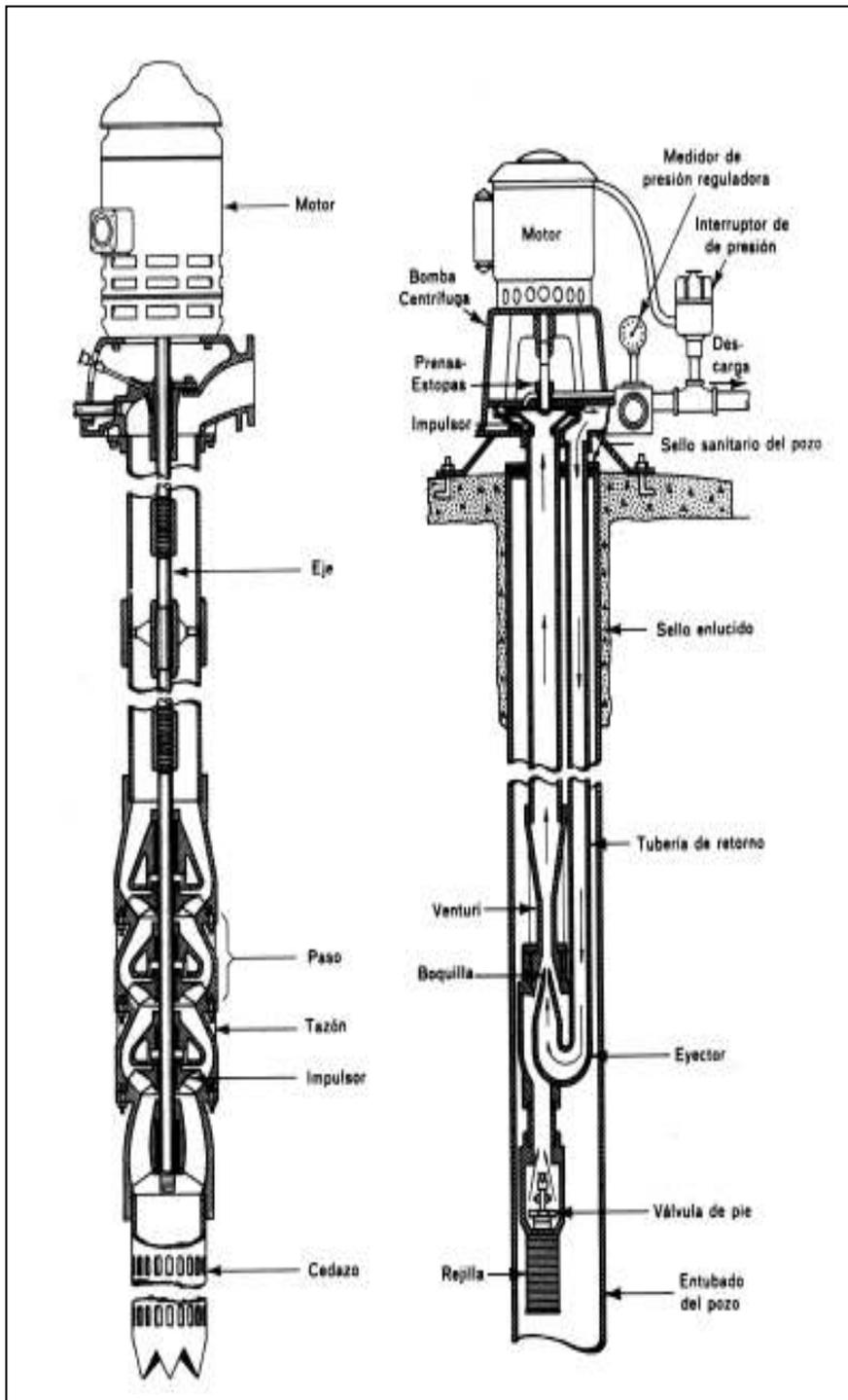


Figura 2.9 Bomba de chorro

Generalmente, las bombas de chorro son ineficientes, pero tienen cierto número de características deseables que han generalizado su empleo en las instalaciones pequeñas de abastecimiento doméstico de agua. Entre estas características se encuentra su adaptabilidad para usarse en pozos pequeños menores de 2 pulgadas (5 cm) de diámetro, la accesibilidad de las partes móviles que están todas sobre la superficie del suelo, su simplicidad, el precio de compra relativamente bajo y el económico mantenimiento.

2.5 BOMBAS DE POZO PROFUNDO

Las bombas de pozo profundo se definen como las que se colocan dentro de los pozos y se emplean para elevar agua desde profundidades generalmente mayores de 25 pies (7.6 m) bajo la superficie del suelo. Pueden ser de desplazamiento positivo (pistón y rotor helicoidal) y de desplazamiento variable (centrífugas y de chorro) por lo que se respecta al diseño. Sin embargo, las bombas de pozo profundo se clasifican, además, según la posición de su fuente de energía. Si ésta situada en la superficie del suelo o sobre él, y se requiere por consiguiente la transmisión de la fuerza impulsora, a través de un largo eje, hacia la bomba en el pozo, entonces la bomba se conoce como de eje maestro vertical. Las bombas de eje maestro pueden moverse indistintamente por medio de motores eléctricos acoplados directamente o por máquinas o motores eléctricos a través de cabezales de transmisión a ángulo recto.

Sin embargo, cuando la fuente de energía (en este caso un motor eléctrico) está montada inmediatamente bajo la bomba y sumergida con ella en el agua, la bomba se denomina bomba sumergible (Figura 2.10). Las flechas en las bombas sumergibles solamente se extienden desde el motor hundido hasta el impulsor del extremo superior. No hay eje entre la bomba y la superficie del suelo, a diferencia de las bombas de eje maestro.

2.5.1 Bombas de eje maestro

Las bombas de eje maestro se han empleado durante varios años, precediendo a sus más recientes competidoras, las bombas sumergibles. La mayor parte de las fallas en las instalaciones de bombas, usualmente, surgen como un resultado de problemas en la fuente de energía. Las bombas de eje maestro, por tener sus fuentes de energía sobre el nivel del suelo y separadas de ella, hacen más fácil el acceso a estas fuentes de energía y las reparaciones son posibles sin sacar todo el conjunto de la bomba del pozo. También puede lograrse mayor flexibilidad por el empleo de un cabezal de transmisión a ángulo recto, al cual pueden acoplarse dos máquinas, dos motores eléctricos o una máquina y un motor eléctrico. Esta disposición permite el empleo de una fuente de energía de reserva y operar continuamente la bomba por medio de una fuente, mientras la otra se atiende o repara.

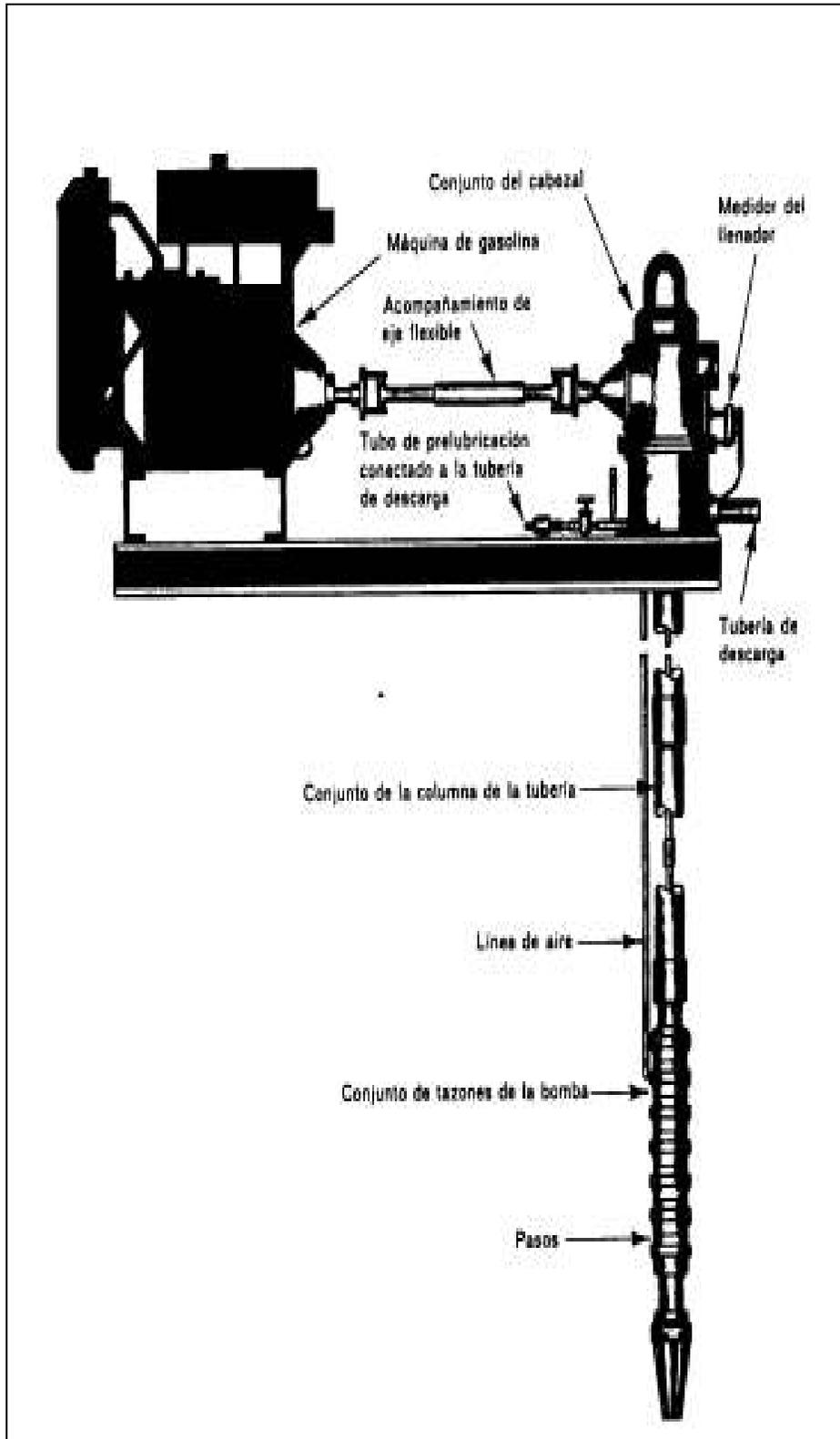


Figura 2.10 Bomba de turbina con eje maestro para pozo profundo impulsada con una máquina.

Sin embargo, las instalaciones de eje maestro deben encerrarse en casetas para bombas y, en parte como resultado de esto, usualmente son más costosas que las instalaciones de bombas sumergibles. Los ejes y los cojines de las bombas de eje maestro también incluyen muchas más partes móviles, las cuales están sujetas al desgaste normal, acelerado por la corrosión y las partículas abrasivas de arena.

2.5.2 Bombas sumergibles

Las bombas sumergibles, aunque han sido construidas durante los pasados 50 años, sólo se han usado extensamente los últimos 15 años. Su mayor utilización coincidió con los mejoramientos del diseño en los motores sumergibles, los cables eléctricos y los sellos a prueba de agua. Estas mejoras hacen posible lograr eficiencias comparables con las obtenidas de las bombas de eje maestro, y largos períodos de operación sin problemas. La eliminación del largo eje de impulsión (y de sus múltiples cojinetes) no solamente eliminó los problemas de desgaste y mantenimiento relativos a las bombas de eje maestro sino también redujo los problemas creados por desviaciones en el alineamiento vertical de un pozo. El empleo de bombas sumergibles también produce economías en los costos de instalación, ya que, usualmente, no se requieren casetas para bombas. La operación del motor a una profundidad de varios pies, en el pozo, también reduce considerablemente los niveles de ruido. Sin embargo, toda la bomba y el motor deben retirarse para efectuar reparaciones y atender éste, la necesidad de hacerlo es poco frecuente.

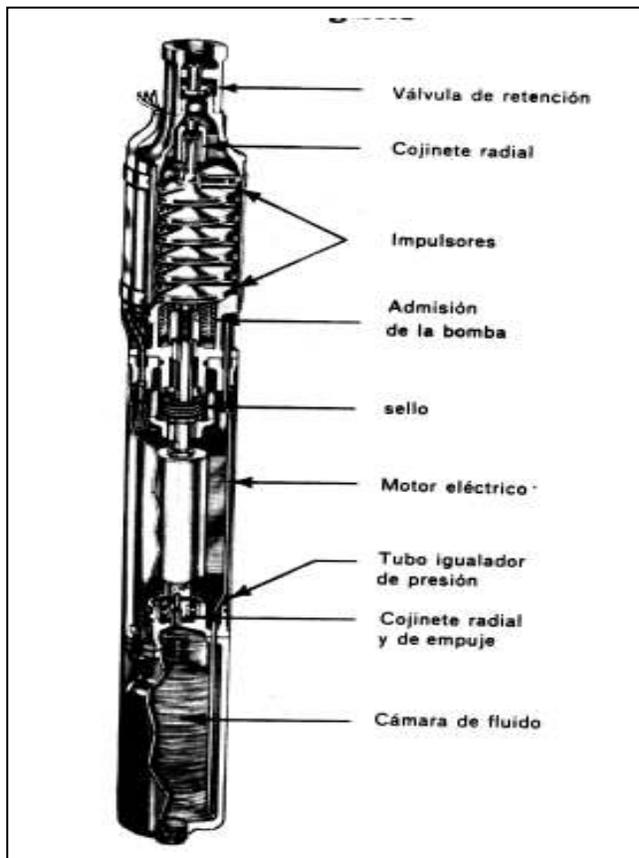


Figura 2.11 Vista en corte de una bomba sumergible.

2.6 CEBADO DE LA BOMBA

Cebado es el nombre que se le da al proceso por el cual se introduce agua en una bomba a fin de desalojar el aire atrapado en ella y su tubo de succión durante los periodos de reposo. En otras palabras, el cebado produce una masa continua de agua desde la abertura de admisión del impulsor de la bomba, hacia abajo, a través del tubo de succión. Sin esta masa continua de agua, una bomba centrífuga no extrae agua aunque se haga funcionar el motor. Las bombas del tipo de desplazamiento positivo son menos afectadas y sólo requieren el cebado necesario para sellar las fugas en los pistones, válvulas y otras partes móviles.

Los muchos mecanismos y procedimientos empleados en la obtención y el mantenimiento del cebado en las bombas, generalmente comprenden uno o una combinación de los siguientes factores.

- Una válvula de pie para retener el agua en la bomba durante un período de interrupción.
- Una ventila para permitir el escape del aire atrapado.
- Una bomba auxiliar u otro mecanismo (tubo desde un tanque elevado) para llenar la bomba con agua.
- El uso de una construcción autocebante en la bomba.

Usualmente las bombas autocebantes tiene una cámara auxiliar integrada en su estructura, de tal manera que el aire atrapado es expulsado cuando la bomba hace circular el agua del cebado.

2.7 SELECCIÓN DE LA BOMBA

La selección adecuada de una bomba para su instalación en un pozo comprende la consideración de varios factores.

El primer factor que debe considerarse es el rendimiento de un pozo. Pese a lo evidente que parece, es un hecho que a menudo se desatiende en la selección de la bomba para pozos pequeños. No es posible extraer más agua de un pozo que la cantidad determinada por su rendimiento máximo. Por lo tanto, es temerario escoger una bomba cuya capacidad de descarga sea más grande que lo que rendirá el pozo. Usualmente los rendimientos máximos de un pozo se determinan por medio de pruebas de bombeo. Para pozos pequeños, las pruebas de bombeo no necesitan comprender más que el bombeo de los mismos a un régimen específico o a una serie de ellos, por un período de tiempo mayor que los requerimientos probables de servicio. Entonces, los registros de la prueba pueden usarse para determinar la capacidad específica.

Con el conocimiento de la capacidad específica y las demandas estimadas de agua, se puede seleccionar después el régimen de bombeo adecuado tomando en consideración la previsión de almacenamiento. Se puede considerar la posibilidad de varias horas de capacidad de almacenamiento y un alto régimen de bombeo a fin de mantener el número de horas de funcionamiento tan bajo como sea posible. Deben considerarse las ventajas de hacer esto, o bien emplear un régimen de bombeo más bajo durante mayor número de horas de operación y la previsión de una capacidad de almacenamiento menor.

La disponibilidad de energía eléctrica solamente por períodos limitados del día o la noche también influiría en la decisión. Habiendo escogido un régimen de bombeo, puede estimarse el descenso del nivel en el pozo para ese régimen dividiéndolo por la capacidad específica de aquél. Agregando el descenso a la profundidad del nivel estático del agua bajo la superficie de ésta se obtiene la profundidad al nivel esperado de bombeo del agua. Entonces, se usa esta profundidad al nivel del bombeo del agua para escoger entre una bomba de tipo de superficie y una de pozo profundo. Al hacer esto, debe recordarse que las variaciones estacionales de la capa freática, el bombeo prolongado y la interferencia de otros pozos, pueden producir la disminución del nivel de bombeo del agua. Por lo tanto, deben hacerse concesiones donde es probable que ocurran tales posibilidades. El uso de bombas de pozo profundo estaría indicado donde la profundidad al nivel de bombeo del agua fuera de 25 pies (7.6 m) o más y el pozo fuese suficientemente profundo y el diámetro bastante grande para alojar una bomba apropiada; de lo contrario se usarían bombas del tipo de superficie con regímenes limitados de bombeo, si fuera necesario.

El siguiente paso lógico es la estimación de la carga total de bombeo, la cual, con el régimen correspondiente, determina la capacidad de la bomba seleccionada. Entonces, puede estimarse la carga total de bombeo, h_t , agregando la altura total vertical, h_e , del nivel del bombeo del agua al punto de entrega del líquido. (Figura 2.12) y las pérdidas totales por fricción, h_f , que ocurren en la tubería de succión y descarga.

Esta estimación desdénia la carga por velocidad o carga requerida para producir el flujo a través del sistema, ya que puede esperarse que ésta sea despreciable en la mayoría de las instalaciones que emplean pozos pequeños. La altura vertical total, h_e incluye la altura de succión y la carga de entrega o carga sobre el impulsor de la bomba cuando se usa una máquina del tipo de superficie. Se puede consultar a los fabricantes de bombas o a sus agentes sobre la selección de una bomba adecuada para satisfacer la capacidad de bombeo estimada y las condiciones de succión.

Algunos otros factores afectarían la selección final, entre éstos se encuentran el precio de compra y el costo de operación de la bomba, la magnitud del mantenimiento requerido y la confiabilidad en el servicio disponible para ello, la posibilidad de obtener piezas de repuesto, la facilidad con que se pueden efectuarse las reparaciones, las características sanitarias de la bomba y la conveniencia de la regularización en el uso de un determinado tipo y fabricación de bomba a fin de reducir la diversidad de piezas de repuesto.

2.8 SELECCIÓN DE LA FUENTE DE ENERGÍA

Las bombas no desarrollan energía por sí solas. Debe proveerse alguna fuente externa de energía para accionar una bomba y lograr que eleve y fuerce el agua desde un punto hasta otro. La fuente de energía puede ser el hombre, que usa su mano para accionar una palanca, o que hace girar una rueda conectada a la bomba. En este caso, se dice que la bomba está accionada manualmente. La fuente de energía también puede ser de un molino de viento, un motor eléctrico o una máquina que quema un combustible.

En muchos casos, el tipo de energía disponible será un factor determinante en el diseño de una instalación de bombeo.

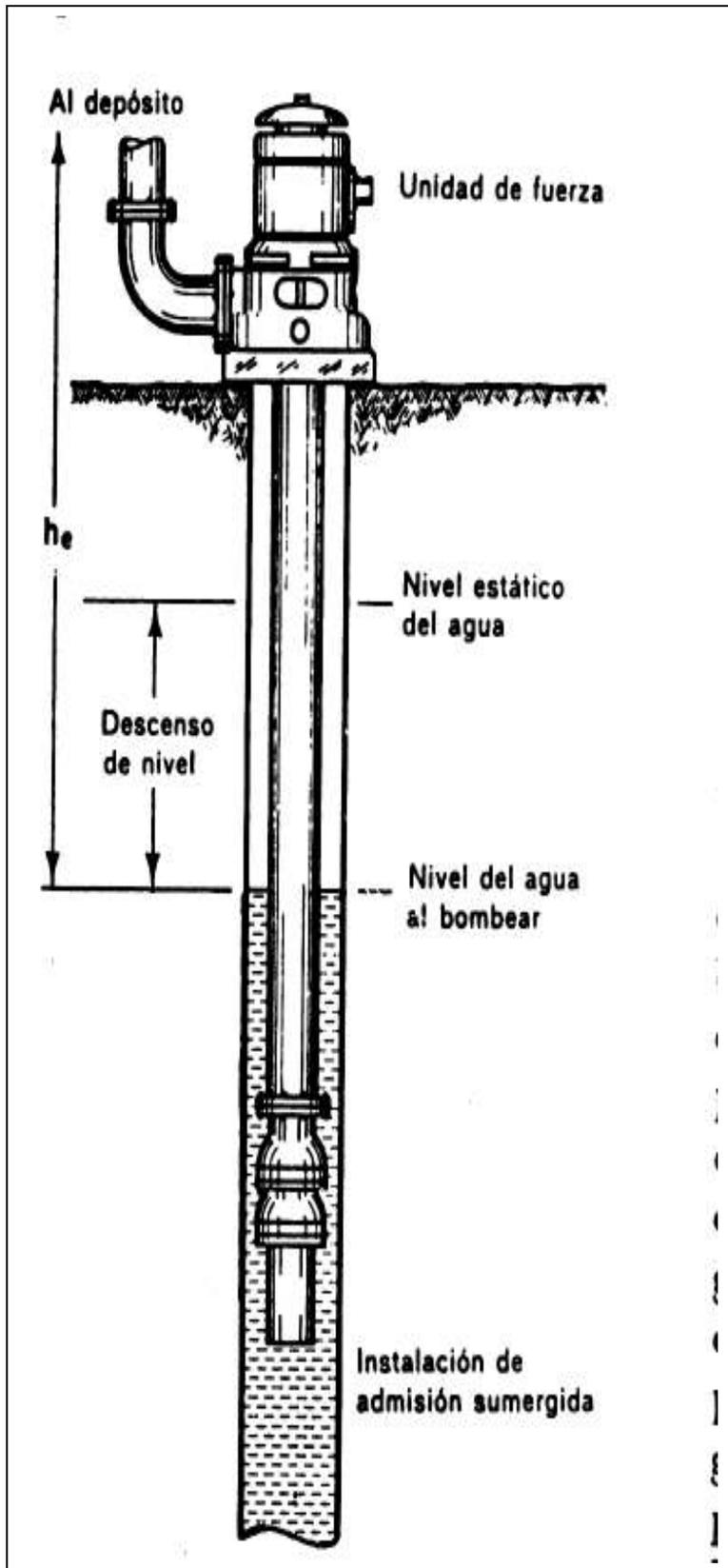


Figura 2.12 La carga total de bombeo de la bomba de un pozo de agua incluye la altura vertical más las pérdidas por fricción en la tubería y la carga de velocidad.

2.9 CÁLCULO DE LA POTENCIA DE LA BOMBA

Es necesario el cálculo de la carga estática y la carga dinámica para obtener la carga dinámica total.

La carga estática se obtiene sumando la altura de la succión más las pérdidas por fricción, que es recomendable no exceder al 5%, o más la altura de la descarga más sus pérdidas por fricción, tratando que no exceda al 10%.

La carga dinámica es la presión que se debe sumar a la carga estática para obtener la presión para el funcionamiento del sistema. A continuación se expresan algunos valores que la experiencia ha proporcionado en forma práctica.

Cuadro 2.1

Valores prácticos para determinar la carga dinámica

Tipo de bombeo	Valor en metros
Agua acondicionada	5
Aguas negras	5
Albercas	5
Tanque elevado	3 a 5
Trasvase	3 a 5
Agua caliente	3 a 5
Aguas grises, freáticas y pluviales	3 a 5

Por lo tanto:

$$CDT = CE + CD \quad (2.1)$$

donde:

CDT = Carga dinámica total

CE = Carga estática

CD = Carga dinámica

Potencia de la bomba:

Se cuenta con la siguiente ecuación:

$$HP = \frac{(Q)(CDT)}{(75)(\eta)} \quad (2.2)$$

donde:

HP = Potencia de la bomba

Q = Caudal, en litros por segundo

CDT = Carga dinámica total, en metros

η = Eficiencia de la bomba

2.10 COSTO POR CONSUMO ELECTRICO

A menudo, el costo de la energía puede constituir un factor primordial en el precio del bombeo. En vista de que los recursos económicos suelen ser limitados, es muy importante considerar cuidadosamente la selección de la fuente de energía.

Aunque existen los costos por instalación, operación y mantenimiento, transporte, refacciones, etc, sólo se tocaran los costos por consumo eléctrico.

$$CE = (PEI) (TO) (COS) \quad (2.3)$$

donde:

CE = Consumo eléctrico

PEI = Potencia eléctrica instantánea, en KW

TO = Tiempo de operación, en horas

COS = Costo de la energía eléctrica por KW-Hora

Se tiene entonces que:

$$1\text{HP} = 0.745 \text{ KW}$$

Se considera un factor de utilización del 60% a nivel industrial, es decir, son las horas de operación de la bomba.

$$FU = 24 \frac{\text{horas}}{\text{día}} * 0.6 = 1.44 \frac{\text{horas}}{\text{día}} \quad (2.4)$$

2.11 DISMINUCIÓN DEL COSTO POR CONSUMO ELÉCTRICO

Es de suma importancia el disminuir los costos de la energía eléctrica, por lo que se presentan tres opciones que habría de considerarse:

1. Utilización de un motor de alta eficiencia en lugar de uno estándar.
2. Instalación de capacitores.
3. Evitar el consumo eléctrico de 8 p.m a 10 p.m, debido a que en estas dos horas el costo aumenta, esto se debe a lo que se conoce como energía eléctrica en punta.

3.1 PARÁMETROS FÍSICOS

Sabor y olor

El sabor y olor del agua son determinaciones organolépticas de determinación subjetiva, para los cuales no existen instrumentos de observación, ni registro, ni unidades de medida. Tiene un interés evidente en las aguas potables destinadas al consumo humano. Las aguas adquieren un sabor salado a partir de los 300 ppm de Cl^- , y un gusto salado y amargo con más de 450 ppm de SO_4^{2-} . El CO_2 libre le da un gusto picante. Trazas de fenoles u otros compuestos orgánicos le confieren un olor y sabor desagradables.

Color

El color es la capacidad de absorber ciertas radiaciones del espectro visible. No se puede atribuir a ningún constituyente en exclusiva, aunque ciertos colores en aguas naturales son indicativos de la presencia de ciertos contaminantes. El agua pura sólo es azulada en grandes espesores. En general presenta colores inducidos por materiales orgánicos de los suelos vegetales, como el color amarillento debido a los ácidos húmicos. La presencia de hierro puede darle color rojizo, y la del manganeso un color negro. El color afecta estéticamente la potabilidad de las aguas.

Según el origen del color los principales tratamientos de eliminación pueden ser la coagulación y filtración, la cloración o la adsorción con carbón activado.

Turbidez

La turbidez es la dificultad del agua para transmitir la luz debido a materiales insolubles en suspensión, coloidales o muy finos, que se presentan principalmente en aguas superficiales. Son difíciles de decantar y filtrar, y pueden dar lugar a la formación de depósitos en las conducciones de agua, equipos de proceso, etc. además interfiere con la mayoría de procesos a que se pueda destinar el agua.

Las aguas subterráneas suelen tener valores inferiores a 1 ppm de sílice, pero las superficiales pueden alcanzar varias decenas. Las aguas con 1 ppm son muy transparentes y permiten ver a su través hasta profundidades de 4 ó 5 m. Con 10 ppm, que sería el máximo deseable para una buena operación de los filtros, la transparencia se acerca al metro de profundidad. Por encima de 100 ppm la transparencia está por debajo de los 10 cm y los filtros se obstruyen rápidamente.

La turbidez se elimina mediante procesos de coagulación, decantación y filtración.

Conductividad y resistividad

La conductividad eléctrica es la medida de la capacidad del agua para conducir la electricidad. Es indicativa de la materia ionizable total presente en el agua. El agua pura contribuye mínimamente a la conductividad, y en su casi totalidad es el resultado del movimiento de los iones de las impurezas presentes. La resistividad es la medida recíproca de la conductividad. La medida de la conductividad es una buena forma de control de la calidad del agua, siempre que:

- No se trate de contaminación orgánica por sustancias no ionizables.
- Las mediciones se realizan a la misma temperatura.

- La composición del agua se mantenga relativamente constante.

3.2 PARÁMETROS QUÍMICOS

pH

El pH es una medida de la concentración de iones hidrógeno, y se define como $\text{pH} = \log (1/[\text{H}^+])$. Es una medida de la naturaleza ácida o alcalina de la solución acuosa que puede afectar a los usos específicos del agua. La mayoría de las aguas naturales tienen un pH entre 6 y 8. los valores del pH han de ser referidos a la temperatura de medición , pues varían con ella.

El pH se corrige por neutralización.

Dureza

La dureza, debida a la presencia de sales disueltas de calcio y magnesio, mide la capacidad del agua para producir incrustaciones, siendo la principal fuente de depósitos e incrustaciones en calderas, intercambiadores de calor, tuberías, etc.

Existen distintas formas de dureza:

- Dureza total o título hidrotimétrico, TH. Mide el contenido total de iones Ca^{++} y Mg^{++} . Se puede distinguir entre la dureza de calcio, THCa, y la dureza de magnesio, THMg.
- Dureza permanente o no carbonatada. Mide el contenido de los iones Ca^{++} y Mg^{++} después de someter el agua a ebullición durante media hora, filtración y recuperación del volumen inicial con agua destilada. El método es de poca exactitud y depende de las condiciones de ebullición.
- Dureza temporal o carbonatada. Mide la dureza asociada a iones CO_3H , eliminable por ebullición, es la diferencia entre la dureza total y la permanente.

Si la dureza es inferior a la alcalinidad toda la dureza es carbonatada, pero si la dureza es superior a la alcalinidad hay una parte de dureza no carbonatada, asociada a otros aniones. Las aguas con menos de 50 ppm en CO_3Ca se llaman blandas, hasta 100 ligeramente duras, hasta 200 moderadamente duras y a partir de 200 ppm muy duras.

Para disminuir la dureza el agua puede someterse a tratamiento de ablandamiento o desmineralización.

Alcalinidad

La alcalinidad es una medida de la capacidad para neutralizar ácidos. Contribuyen a la alcalinidad principalmente los iones bicarbonato, CO_3H^- , carbonato, $\text{CO}_3^{=}$ y oxhidrilo, OH^- , pero también los fosfatos y ácido silícico u otros ácidos de carácter débil.

La alcalinidad se corrige por descarbonatación con cal, tratamiento con ácido o desmineralización por intercambio iónico.

Coloides

Es una medida del material en suspensión en el agua que por su tamaño alrededor de los 10^{-4} y los 10^{-5} mm, puede ser de origen orgánico (macromoléculas de origen vegetal) o inorgánico (óxidos de hierro y manganeso). En agua potable puede ser una molestia sólo de tipo estético.

La dificultad de sedimentación se salva con un proceso de coagulación y floculación previo. La filtración es insuficiente y requiere un proceso de ultrafiltración.

Acidez mineral

La acidez es la capacidad para neutralizar bases. Es raro que las aguas naturales presenten acidez, sin embargo las aguas superficiales pueden estar contaminadas por ácidos de drenajes mineros o industriales.

Se corrige por neutralización con álcalis.

Sólidos disueltos

Los sólidos disueltos o salinidad total, es una medida de la cantidad de materia disuelta en el agua. El origen de los sólidos disueltos puede ser múltiple, orgánicos e inorgánicos, tanto en aguas subterráneas como superficiales.

Los procesos de tratamiento también son múltiples en función de la composición, incluyendo la precipitación, intercambio iónico, destilación, electrodiálisis y ósmosis inversa.

Sólidos en suspensión

Los sólidos en suspensión, es una medida de los sólidos sedimentables (no disueltos) que pueden ser retenidos en un filtro. Son indeseables por que pueden causar depósitos en las conducciones. Las aguas subterráneas suelen tener menos de 1 ppm, pero en las superficiales varía mucho en función del origen y las circunstancias de la captación.

Se separaran por filtración y decantación.

Sólidos totales

Los sólidos totales son la suma de los sólidos disueltos y de los sólidos en suspensión.

Cloruros

El ión cloruro, Cl^- , forma sales en general muy solubles. Suele ir asociado al ión Na^+ , especialmente en aguas muy salinas. Las aguas dulces contienen entre 10 y 250 ppm de cloruros. El contenido en cloruro afecta la potabilidad del agua y su potencial agrícola e industrial. Las aguas con cloruros pueden ser muy corrosivas debido al pequeño tamaño del ión que puede penetrar la capa protectora en la interfase óxido-metal y reaccionar con el hierro estructural.

Se separa por intercambio iónico.

Sulfatos

El ión sulfato, $\text{SO}_4^{=}$, corresponde a sales de moderadamente solubles a muy solubles. Las aguas dulces contienen de 2 a 150 ppm y el agua de mar cerca de 3000 ppm. Es importante debido a que se combina con iones calcio y forma incrustaciones de sulfato de calcio.

Su eliminación se realiza por intercambio iónico.

Nitratos

El ión nitrato, NO_3^- , forma sales muy solubles y bastante estables, aunque en medio reductor puede pasar a nitrito, nitrógeno o amoníaco. Las aguas normales contienen menos de 10 ppm y el agua de mar hasta 1 ppm. Concentraciones elevadas pueden ser la causa de cianosis infantil.

Se elimina por intercambio iónico, pero no es un método económico en los procesos de potabilización en grandes volúmenes.

Su presencia en las aguas superficiales, conjuntamente con fosfatos, determina la eutrofización, que se caracteriza por un excesivo crecimiento de las algas.

Fosfatos

El ión fosfato, PO_4^{-3} , en general forma sales muy poco solubles y precipita fácilmente como fosfato cálcico. Al corresponder a un ácido débil, contribuye a la alcalinidad de las aguas. Puede ser crítico en la eutrofización de las aguas superficiales.

Fluoruros

El ión fluoruro, F^- , corresponde a sales de solubilidad en general muy limitada. No suele hallarse en soluciones superiores a 1 ppm. Tiene un efecto benéfico sobre la dentadura si se mantiene su contenido alrededor de 1 ppm y por ese motivo se añade a veces al agua potable.

Sílice

La sílice, SiO_2 , se encuentra en el agua disuelta como ácido silícico, SiO_4H_4 y como materia coloidal. Contribuye ligeramente a la alcalinidad del agua. Las aguas naturales contienen entre 1 y 40 ppm, pudiendo llegar a 100 ppm, especialmente si son aguas bicarbonatadas sódicas.

Su eliminación se consigue parcialmente por precipitación pero fundamentalmente mediante resinas de intercambio iónico fuertemente básicas.

Bicarbonatos y carbonatos

Existe una estrecha relación entre los iones bicarbonato, CO_3H^- , carbonato, $\text{CO}_3^{=}$, el CO_2 gas y el CO_2 disuelto. A su vez el equilibrio está afectado por el pH. Estos iones contribuyen fundamentalmente a la alcalinidad del agua. Los carbonatos precipitan fácilmente en presencia de iones de calcio. Las aguas dulces suelen contener entre 50 y 350 ppm de ión bicarbonato, el agua de mar tiene unos 100 ppm de ión bicarbonato.

Otros compuestos aniónicos

Los sulfuros, S^{2-} , y el ácido sulfhídrico son característicos de medios reductores, pero generalmente las aguas contienen mucho menos de 1 ppm. Comúnmente confieren muy mal olor al agua, lo cual permite su detección. Son especialmente corrosivos para las aleaciones de cobre.

Los compuestos fenólicos afectan la potabilidad del agua, produciendo olores y gustos muy desagradables, especialmente después de su cloración.

Los ácidos húmicos pueden afectar ciertos procesos de pretratamiento e intercambio iónico.

Sodio

El ión sodio, Na^+ , corresponde a sales de solubilidad muy elevada y difíciles de precipitar. Suele estar asociado al ión cloruro. Es un indicador potencial de corrosión.

El sodio se elimina por intercambio iónico.

Potasio

El ión potasio, K^+ , corresponde a sales de solubilidad muy elevada y difíciles de precipitar, es un catión mucho menos significativo que el sodio.

Se elimina por intercambio iónico.

Calcio

El ión calcio, Ca^{++} , forma sales desde moderadamente solubles a muy insolubles. Precipita muy fácilmente como CO_3Ca . Contribuye de forma muy especial a la dureza del agua y a la formación de incrustaciones.

La eliminación del calcio se realiza por precipitación e intercambio iónico.

Magnesio

El ión magnesio, Mg^{++} , tiene propiedades muy similares a las del ión calcio, pero sus sales son, en general, muy solubles y difíciles de precipitar; pero contra, su hidróxido, $Mg(OH)_2$, es menos soluble. Cuando el contenido en aguas alcanza varios centenares le da un sabor amargo y propiedades laxantes, que pueden afectar su potabilidad. Contribuye a la dureza del agua y al pH alcalino puede formar incrustaciones de hidróxido.

Se puede precipitar como hidróxido pero su eliminación se realiza fundamentalmente por intercambio iónico.

Hierro

El ión hierro se presenta como ión ferroso, Fe^{++} , o en la forma más oxidada de ión férrico, Fe^{+3} . La estabilidad de las distintas formas químicas depende del pH, condiciones oxidantes o reductoras del medio, composición de la solución, presencia de materias orgánicas acomplejantes, etc. La presencia del hierro puede afectar a la potabilidad del agua, y en general es un inconveniente por dar lugar a depósitos e incrustaciones. Las condiciones de estabilidad hacen que las aguas subterráneas normalmente sólo contengan Fe^{++} disuelto. La concentración suele estar entre 0 y 10 ppm de Fe^{++} , pero al airear el agua precipita $Fe(OH)_3$, de color pardo-rojizo y el contenido en ión disuelto se reduce a menos de 0.5 ppm. Sólo las aguas de pH ácido pueden tener contenidos en hierro de varias decenas de ppm.

Por aireación del agua la forma ferrosa pasa a férrica y precipita, o bien se elimina por coagulación y filtración. También se puede emplear el intercambio catiónico.

Manganeso

El ión manganeso se comporta en muchos aspectos de forma similar al hierro. Además de actuar con 2 y 3 cargas positivas, actúa con valencia +4 formando el MnO_2 insoluble. Rara vez el agua contiene más de 1 ppm y entonces requiere un pH ácido. La forma más general es la Mn^{++} que por aeración oxidativa da un precipitado negrozco de MnO_2 . Igual que el hierro, forma compuestos orgánicos estables.

Metales tóxicos

Los más comunes son el arsénico, el cadmio, el plomo, el cromo, el bario y el selenio. Todos ellos deben ser estrictamente controlados en el origen de la contaminación.

Gases disueltos

El dióxido de carbono CO_2 , es un gas relativamente soluble que se hidroliza formando iones bicarbonato y carbonato, en función del pH del agua. Las aguas subterráneas profundas pueden contener hasta 1500 ppm, pero en las aguas superficiales se sitúa entre 1 y 30 ppm. Un exceso de CO_2 hace al agua corrosiva. Se elimina por aeración, desgasificación o descarbonatación.

El oxígeno O_2 , por su carácter oxidante juega un papel importante en la solubilización o precipitación de iones que presentan una forma insoluble. Su presencia es vital para todas las formas de vida superior y para la mayoría de microorganismos. Es el parámetro más importante en el control de la calidad de las aguas superficiales en cauces naturales. Provoca la corrosión de los metales, en líneas y equipos; pero su ausencia puede representar la presencia de otros gases no deseables tales como metano, sulfhídrico, etc. se elimina por desgasificación o mediante reductores como el sulfito sódico y la hidracina.

El ácido sulfhídrico, SH_2 , causa un olor a huevos podridos y es causa de corrosión. Se puede eliminar por aeración u oxidarlo por cloración. También se puede eliminar con un intercambiador aniónico fuerte.

El amoníaco, NH_3 , es un indicador de contaminación del agua y en forma no iónica es tóxica para los peces. Al clorar el agua a partir del amoníaco se forman cloraminas, también tóxicas. Se elimina por desgasificación o intercambio catiónico.

3.3 PARÁMETROS INDICATIVOS DE CONTAMINACIÓN ORGÁNICA Y BIOLÓGICA

Tanto la actividad natural como la humana contribuyen a la contaminación orgánica de las aguas naturales.

Demanda bioquímica de oxígeno

Mide la cantidad de oxígeno consumido en la eliminación de la materia orgánica del agua, mediante procesos biológicos aerobios. En general se refiere al oxígeno consumido en 5 días (DBO_5) y se mide en ppm de O_2 . Las aguas subterráneas suelen contener menos de 1 ppm. Un contenido superior es indicativo de contaminación.

En las aguas superficiales su contenido es muy variable. Su eliminación se realiza por procesos fisicoquímicos y biológicos aerobios y anaerobios.

Demanda química de oxígeno

Mide la capacidad de consumo de un oxidante químico, dicromato o permanganato, por las materias oxidables contenidas en el agua, también se expresa en ppm de O₂. indica el contenido de materias orgánicas oxidables y otras sustancias reductoras, tales como Fe⁺⁺, NH₄⁺, etc. Las aguas no contaminadas tienen valores de la DQO de 1 a 5 ppm o algo superiores. La relación entre los valores de la DBO y la DQO es un indicativo de la biodegradabilidad de la materia contaminante.

3.4 PARÁMETROS BACTERIOLÓGICOS

La bacteria *Escherichia coli* y el grupo coliforme en su conjunto, son los organismos más comunes utilizados como indicadores de la concentración fecal. Las bacterias coliformes son microorganismos de forma cilíndrica, capaces de fermentar la glucosa y la lactosa. Otros organismos usados como indicadores de contaminación fecal son los estreptococos fecales y los clostridios. Las esporas son formas resistentes de las bacterias capaces de sobrevivir largo tiempo, cuya presencia en ausencia de coliformes es indicativo de una pasada contaminación.

Los análisis bacteriológicos de aguas se realizan por el método de los tubos múltiples y se expresa en términos del “número más probable” (indica NMP) en 100 ml de agua. Las aguas con un NMP inferior a 1 son satisfactoriamente potables.

Según el destino del agua, la eliminación de bacterias se realiza por filtración, tratamiento biológico, esterilización por luz ultravioleta u ozonización.

Demanda de cloro (breakpoint)

Es una medida del contenido en materia orgánica de un agua, obtenida al agregar cloro. Inicialmente se forman compuestos de cloro con la materia orgánica, pero que se van destruyendo al aumentar la adición. El breakpoint o punto de ruptura, corresponde al inicio de la destrucción de los compuestos clorados originalmente formados. No tiene interés en la caracterización de aguas subterráneas, pero sí para las aguas superficiales. Es importante en el tratamiento de aguas potables para determinar la cantidad de desinfectante a agregar. Se mide en ppm de Cl₂.

3.5 PARÁMETROS RADIOLÓGICOS

La presencia de materiales radioactivos en las aguas es un riesgo de importancia creciente. Al estar sometidas las fuentes de suministro a un creciente peligro de contaminación, las autoridades han establecido valores límites de aceptación. Suelen medirse las actividades alfa y beta mediante contadores de centelleo. Su importancia es más sanitaria que industrial.

3.6 LOS ESTÁNDARES DEL AGUA POTABLE

Para saber si un agua cumple con las normas, es necesario hacer análisis y pruebas. Algunos de ellos se pueden hacer en casa con equipos sencillos, pero los más importantes para la salud deben realizarse con una muestra en un laboratorio especializado.

Los análisis también son útiles para determinar el tratamiento que requiere el agua a fin de estar apta para el consumo humano o para verificar que los sistemas empleados estén trabajando de la manera correcta.

Entre las sustancias y los organismos que contaminan el agua, hay algunos que resulta más importante eliminar que otros.

4.1 DEFINICIONES

Potabilización: Serie de procesos para hacer el agua apta para consumirla.

Comprende:

1. Aireación
2. Mezcla Rápida
3. Coagulación y Floculación
4. Sedimentación
5. Filtración
6. Ósmosis inversa
7. Desinfección

Agua cruda:

El agua cruda es aquella que no ha sido tratada. Se consume tal como sale de la fuente de donde se capta. Puede provenir de ríos, lagos, manantiales, pozos y aljibes; si es de lagos suele ser dura; si es de ríos o aljibes, suave como la de lluvia; si es de pozo, rica en minerales. Sin embargo, es frecuente que cada gota contenga miles de bacterias y virus que afectan la salud.

Agua potable:

Reúne los requisitos físicos, químicos y bacteriológicos, en condiciones señaladas por las autoridades sanitarias para ser consumida por la población humana y que no produzca efectos adversos para la salud.

4.2 TIPOS DE PLANTAS DE PURIFICACIÓN

La calidad del agua cruda oscila grandemente de una fuente a otra; por ello, el tipo de tratamiento requerido para producir agua potable también varía. Dependiendo de la calidad del agua cruda, el grado de complejidad del tratamiento es diferente. El diseño de una planta de tratamiento eficiente y económica requiere un estudio de ingeniería cuidadoso basado en la calidad de la fuente y en la selección apropiada de los procesos y operaciones de tratamiento más adecuados y económicos para producir agua de la calidad requerida. Como no existe una norma o fórmula que permita determinar el tipo de planta requerido para tratar un agua, es necesario realizar los estudios de tratabilidad. Se han formulado criterios generales de tratamiento de agua cruda, según la calidad de la fuente, los cuales sirven como guía.

4.3 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

El objetivo básico del diseño de una planta de purificación de agua es el de integrar, de la manera más económica, los procesos y operaciones de tratamiento para que, cuando sea operada adecuadamente, pueda proveer sin interrupción el caudal de diseño y satisfacer los requerimientos de calidad del agua potable. Por lo tanto, la planta de purificación debe tener máxima confiabilidad y flexibilidad, mínima operación y mantenimiento, y solamente los controles e instrumentación indispensables.

- Las condiciones locales predominantes determinan la importancia de los factores previamente mencionados y su incidencia en cada diseño particular. En general se recomienda tener en cuenta, entre otros, los siguientes preceptos de diseño.
- No existe un problema típico de diseño de una planta de purificación. En la práctica los proyectos varían desde una pequeña adición a un sistema existente hasta el diseño de un sistema completo.
- Aunque la planta de tratamiento juega, en muchos casos, el papel primordial en el mejoramiento de la calidad del agua, en el diseño debe considerarse además la fuente y el sistema de distribución, si se quiere lograr la “producción económica” de un agua de buena calidad.
- El ingeniero diseñador debe familiarizarse con todas las normas, leyes y requerimientos oficiales aplicables al proyecto: especificaciones para el diseño de plantas potabilizadoras de agua, decretos, códigos de construcción, etc.
- El tipo de tratamiento depende de la calidad de la fuente de suministro y de la calidad deseada en el agua producida. Por lo tanto, una información adecuada sobre la fuente es prerequisite del diseño. Esto supone un análisis completo del agua cruda y, cuando la fuente no es de características uniformes, el conocimiento de las variaciones de sus características y una evaluación de los cambios posibles de calidad de la fuente durante la vida útil de la planta.
- Cuando no existe información suficiente sobre la calidad de la fuente, además de un programa de muestras y análisis, debe recogerse información previa de plantas de operación de fuentes semejantes en el área.
- En fuentes superficiales la bocatoma o captación debe localizarse en tal forma que provea una adecuada protección contra cualquier fuente de contaminación. En embalses profundos, las captaciones con tomas múltiples, a varias profundidades, ofrecen flexibilidad en la selección del agua y en la calidad de la misma en diferentes condiciones. En fuentes subterráneas, la profundidad y localización de los pozos son condicionadas por la adecuada protección de las mismas contra fuentes de contaminación y por la obtención de agua de calidad favorable.

- La capacidad nominal de diseño de una planta es generalmente mayor que la demanda máxima diaria proyectada para el período de diseño.
- En la selección del período de diseño de los componentes de la planta se debe tener en cuenta la vida útil de la estructura y el equipo, la facilidad de expansión, la tasa de crecimiento del área de servicio, la tasa de interés sobre los préstamos, los cambios del poder adquisitivo de la moneda durante el período de deuda y la operación de las estructuras y los equipos durante los años iniciales. En general, se proveen desde el principio aquellas estructuras que no pueden construirse económicamente por etapas, ejemplo: edificios y estaciones de bombeo.
- Es necesario que la planta de purificación pueda operarse continuamente con uno o más equipos fuera de servicio por mantenimiento. Esto supone un mínimo de dos unidades de tratamiento, por ejemplo: tanques de sedimentación, floculadores o filtros, dosificadores de coagulantes, cloradores; si existe bombeo debe haber una unidad de reserva. Solamente debe usarse la instrumentación esencial, y la utilización de equipo automático debe restringirse para prevenir que una falla del mismo pueda dejar sin suministro de agua potable a la población.
- Para la localización de la planta se debe tener en cuenta los siguientes aspectos: área futura de servicio, costo bajo del terreno, ubicación con respecto a la fuente de distribución, topografía, disponibilidad de energía eléctrica, facilidades de acceso y facilidad de disposición de residuos.

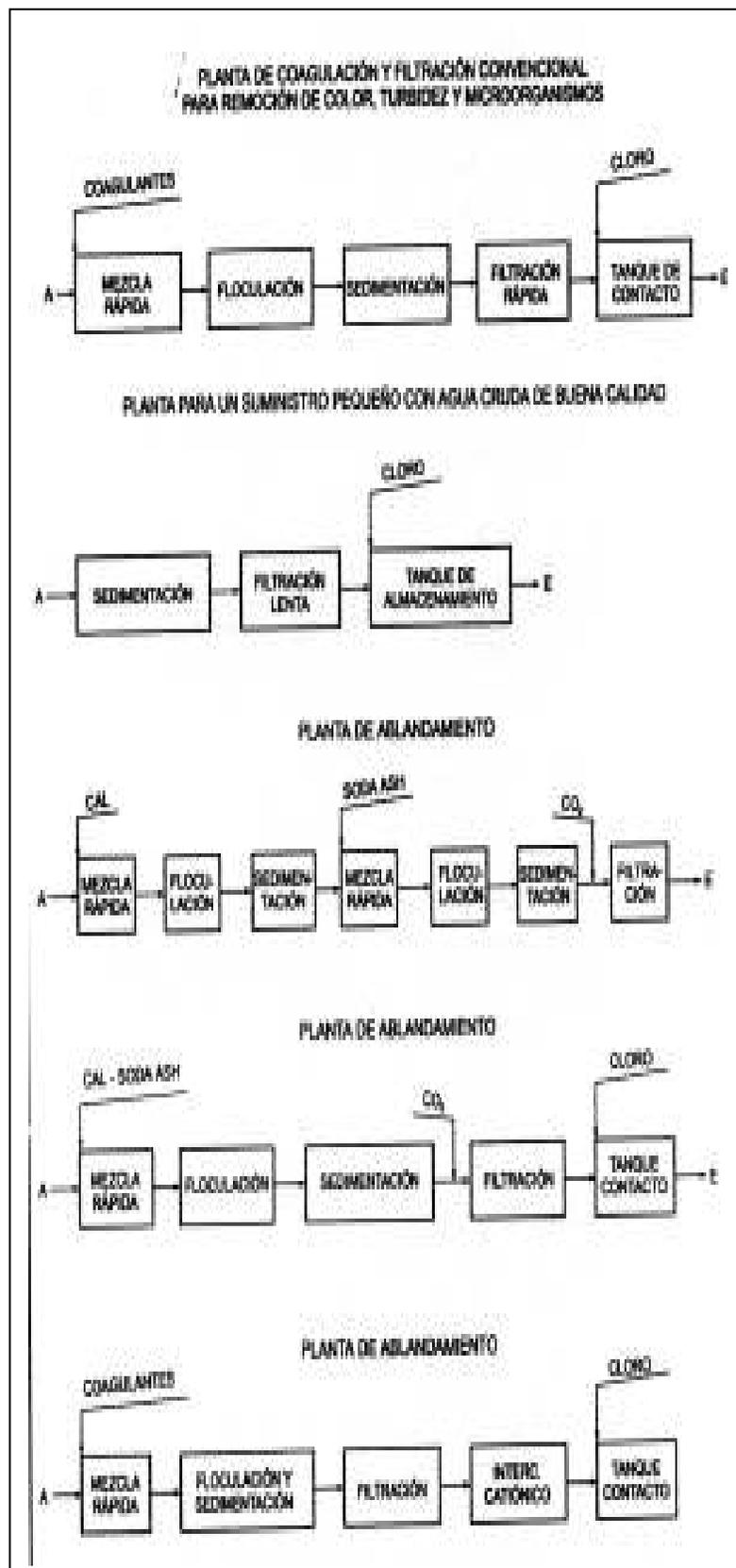


Figura 4.1 Diagrama de flujo plantas de purificación.

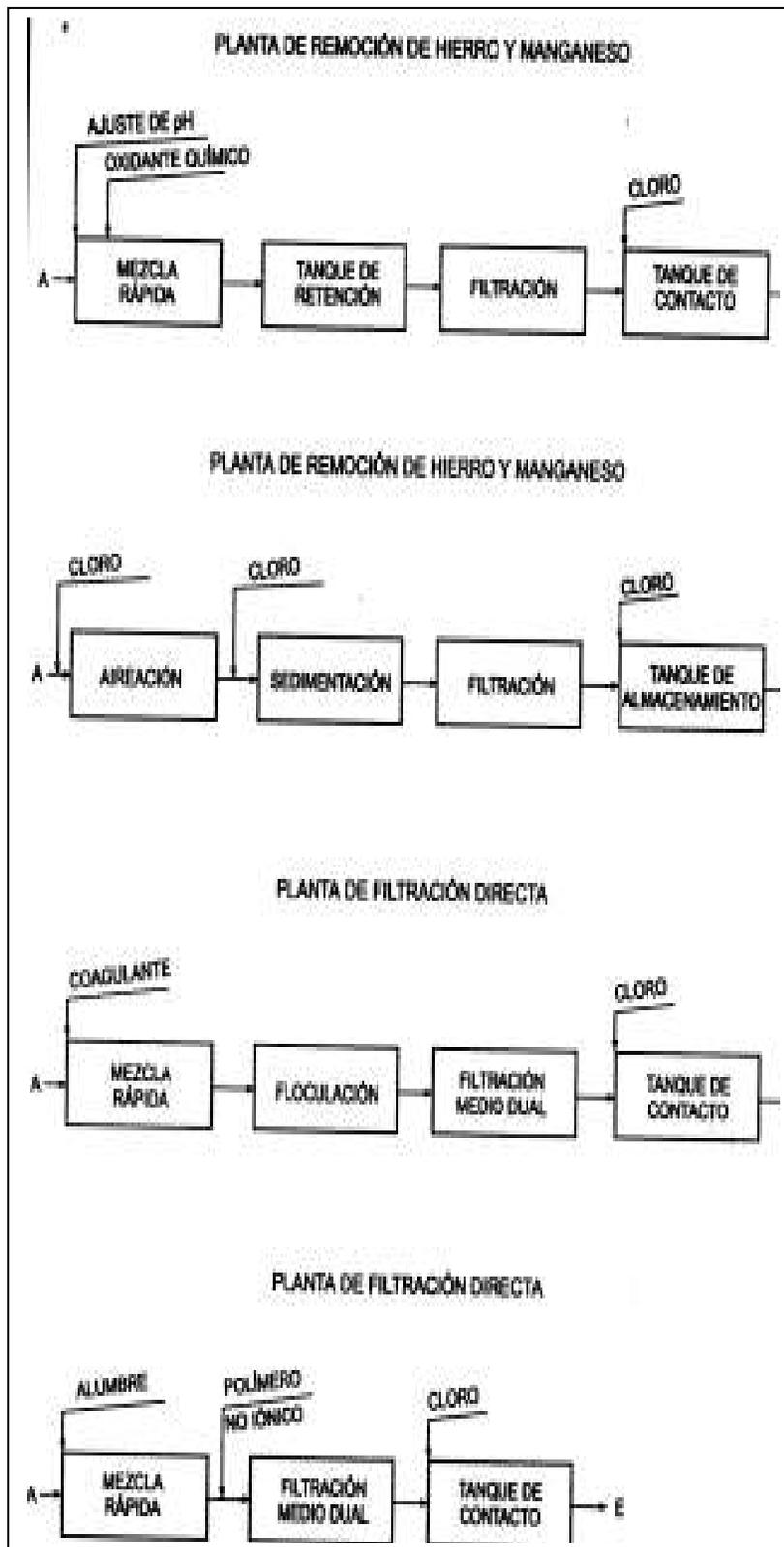


Figura 4.2 Diagrama de flujo plantas de purificación.

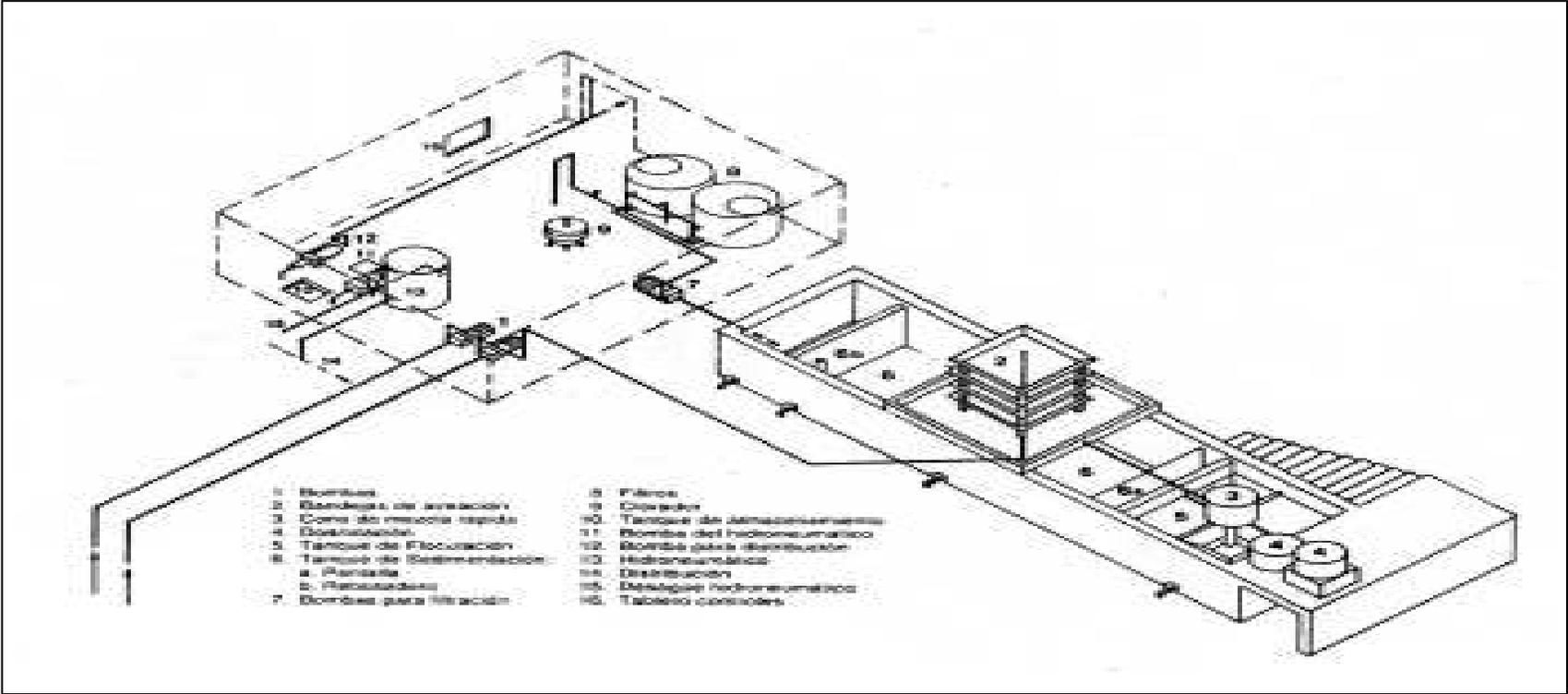


Figura 4.3 Planta de purificación de agua.

5.1 GENERALIDADES

En purificación y tratamiento de aguas se entiende por aireación el proceso mediante el cual el agua es puesta en contacto íntimo con el aire con el propósito de modificar las concentraciones de sustancias volátiles contenidas en ella. En resumen, es el proceso de introducir aire al agua.

Las funciones más importantes de la aireación son:

- Transferir oxígeno al agua para aumentar el OD.
- Disminuir la concentración de CO_2 .
- Disminuir la concentración de H_2S .
- Remover gases como metano, cloro y amoníaco.
- Oxidar hierro y manganeso.
- Remover compuestos orgánicos volátiles.
- Remover sustancias volátiles productoras de olores y sabores.

En purificación de agua se agrega oxígeno mediante aireación para remoción de hierro y manganeso principalmente. En plantas de ablandamiento se utiliza la aireación para remover CO_2 antes de ablandar con cal. Aunque también se usa la aireación para la remoción de olores y sabores causados por sustancias volátiles en el agua, en la mayoría de los casos la aireación es poco efectiva en la solución de dichos problemas.

La aireación cumple sus objetivos de purificación del agua mediante el arrastre o barrido de las sustancias volátiles causado por la mezcla turbulenta del agua con el aire y por el proceso de oxidación de los metales y los gases.

El agua aireada es más agradable al paladar; la aireación reduce el nivel de CO_2 hasta unos 4.5 mg/L, pero la corrosión sólo se previene si la alcalinidad del agua excede de 100 mg/L.

Los principales aireadores, utilizados comúnmente en purificación de aguas de pozo, son los de toberas, cascadas, canales inclinados y aireadores de bandejas.

5.2 FUNDAMENTOS

Todo soluto tiende a difundirse en una solución hasta que la composición se hace homogénea. La tasa a la cual un soluto se difunde a través de un área transversal uniforme depende

de su tamaño y forma molecular así como del gradiente de concentración de las sustancias.

Una sustancia se mueve espontáneamente de una zona de alta concentración a una zona de concentración inferior; por lo tanto, la concentración de las sustancias volátiles en el aire y en el agua, así como la concentración de saturación, son factores que controlan la tasa a la cual se efectúa el intercambio. Como las temperaturas altas aumentan la volatilidad de los compuestos y disminuyen su valor de saturación, la aireación, para la remoción de sustancias volátiles, es más eficiente en aguas cálidas que frías. A la vez, la remoción, por aireación, de gases como el H_2S , CO_2 y NH_3 es función del pH del agua.

De acuerdo con la primera ley de la difusión de Frick y la teoría de la capa líquida estacionaria, la tasa de cambio en la concentración de una sustancia volátil se expresa por la ecuación:

$$\frac{dC}{dt} = -\frac{KA(C_s - C)}{V} \quad (5.1)$$

donde:

dC/dt = Tasa de cambio en la concentración, mg/L.s

K = Coeficiente de transferencia de la sustancia volátil, m/s

A = Área de contacto entre la fase gaseosa y la fase líquida, m^2

V = Volumen de la fase líquida, m^3

C_s = Concentración de saturación del gas en el líquido, mg/L

C = Concentración del gas o sustancia volátil en el líquido, mg/L

La ecuación anterior indica que la tasa de cambio en la concentración del gas, durante la aireación es directamente proporcional al área de contacto A , al déficit de saturación y al coeficiente de transferencia e inversamente proporcional al volumen del líquido expuesto. Por lo tanto, cualquier factor que afecte estos parámetros afecta la tasa de transferencia del gas.

En la **desorción** o liberación de un gas, o sea cuando la concentración del gas disminuye con el tiempo o se desgasifica una solución sobresaturada, la tasa de difusión, dC/dt , aumenta a medida que la concentración C disminuye (ver figura 5.1)

$$C = C_s + (C_0 - C_s)e^{-KA t/V} \quad (5.2)$$

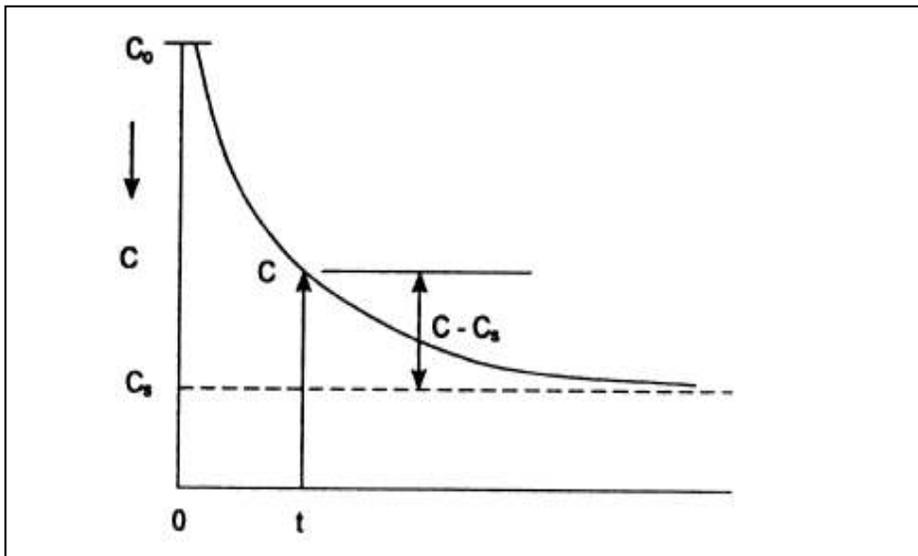


Figura 5.1 Desorción de un gas

En la **absorción** de gases, o sea cuando la concentración del gas aumenta con el tiempo o período de aireación la ecuación es diferente (ver figura 5.2).

$$C = C_s - (C_0 - C_s)e^{-KAt/V} \quad (5.3)$$

donde:

C = Concentración del gas para el tiempo t , mg/L

C_0 = Concentración inicial del gas en el líquido, o concentración para $t = 0$, mg/L

t = Tiempo de aireación, s

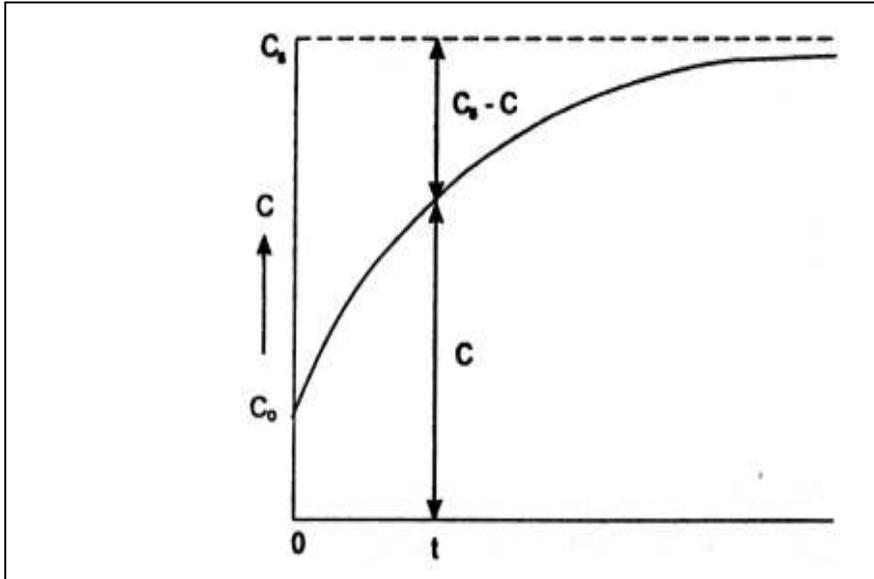


Figura 5.2 Absorción de un gas.

En este caso la tasa de absorción del gas disminuye a medida que la concentración aumenta.

La ecuación anterior, conocida como la ecuación de Lewis y Whitman, indican:

- La tasa de transferencia del gas para cualquier tiempo t es proporcional a la diferencia entre la concentración de la saturación C_s y la concentración C del gas en el agua.
- La tasa de transferencia es directamente proporcional a la relación del área de contacto entre la fase gaseosa y la fase líquida con el volumen de la fase líquida, A/V .
- La tasa de transferencia es directamente proporcional al coeficiente de transferencia del gas, K .
- La cantidad de gas transferido es mayor a medida que aumenta el tiempo de aireación.
- La temperatura y la presión son factores importantes porque afectan los valores de C_s , de la difusividad y del coeficiente de transferencia del gas, K .

De acuerdo con lo anterior, factores importantes en el diseño de aireadores son: el tiempo de aireación, la relación A/V y una ventilación adecuada.

5.3 AIREADORES DE CAÍDA DEL AGUA (AGUA EN AIRE)

5.3.1 Aireadores de fuente o surtidores

Consiste usualmente en una serie de toberas fijas, sobre una malla de tuberías, las cuales dirigen el agua hacia arriba, verticalmente o en ángulo inclinado, de tal manera que el agua se rompe en gotas pequeñas. Este tipo de aireadores ha sido usado para la remoción de CO₂ y la adición de oxígeno; tienen gran valor estético, pero requiere un área grande.

La velocidad inicial de una gota emergente de una tobera u orificio está dada por la ecuación:

$$V_o = \sqrt{2gh} \quad (5.4)$$

La descarga, por la expresión:

$$Q = C_d A \sqrt{2gh} \quad (5.5)$$

donde:

V_o = Velocidad inicial, m/s

g = Aceleración de la gravedad, m/s²

h = Energía total sobre la tobera, generalmente

1.2 – 9 m; 7.1 – 14.2 m

C_d = Coeficiente de descarga, determinado experimentalmente, para la boquilla, según su tipo y forma, generalmente, 0.75 – 0.95.

A = Área de la tobera u orificio, m²

Q = Descarga, m³/s

La trayectoria de un chorro de agua en el aire puede analizarse teóricamente, aplicando el teorema de Bernoulli, con el término de presión igual a cero. La sumatoria de las alturas de velocidad y de posición debe ser igual en todos los puntos de la curva, o línea de corriente, descrita por el chorro de agua en el aire bajo acción de la gravedad, si se desprecian los efectos de la fricción del aire y de la velocidad del viento. (ver figura 5.3)

De acuerdo con la ecuación de Newton para movimiento uniformemente acelerado, las coordenadas de una partícula de fluido que pasa de la tobera a un punto P de la trayectoria están dadas por:

$$X = V_{ox}t = (V_o \cos \Phi) t \quad (5.6)$$

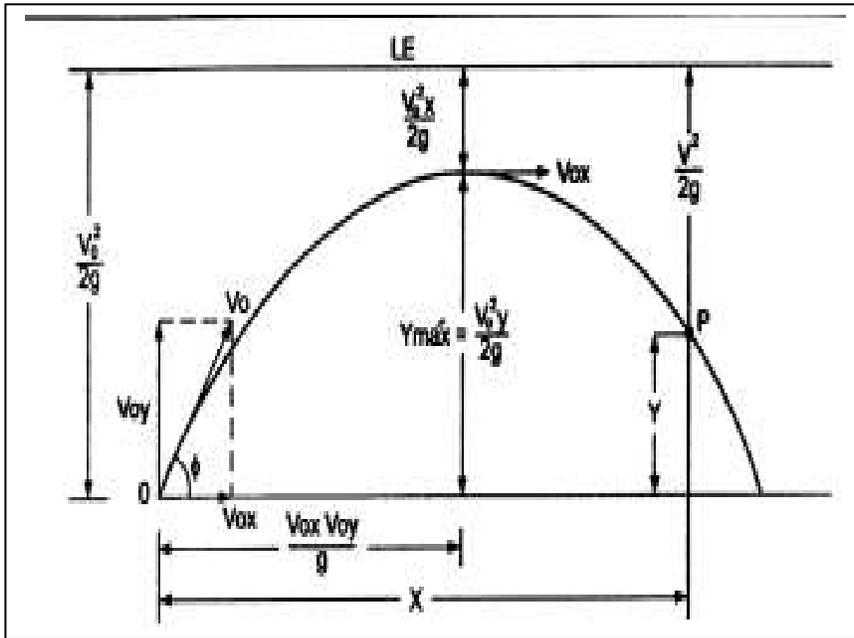


Figura 5.3 Trayectoria teórica de un chorro de agua.

$$Y = V_{oy}t - \frac{g^2}{2} = (V_o \text{sen} \Phi) t - \frac{g^2}{2} \quad (5.7)$$

donde:

X = Coordenada horizontal del punto P

Y = Coordenada vertical del punto P

t = Tiempo de aireación

V_o = Velocidad inicial del chorro

Φ = Ángulo de inclinación del chorro con la horizontal

g = Aceleración de la gravedad

Además,

$$V_o^2 = V_{ox}^2 + V_{oy}^2 \quad (5.8)$$

$$\frac{V_o^2}{2g} = \frac{V_{ox}^2}{2g} + \frac{V_{oy}^2}{2g} \quad (5.9)$$

Para la altura máxima de la trayectoria, sobre la tobera:

$$Y_{MAX} = \frac{V_{oy}^2}{2g} \quad (5.10)$$

El tiempo teórico de exposición de una gota de agua estará dado por la ecuación:

$$t = \frac{2V_o \text{Sen}\phi}{g} = 2C_d \text{Sen}\phi \sqrt{\frac{2h}{g}} \quad (5.11)$$

Por lo tanto, para un valor de h dado, t será máximo para el chorro vertical, o sea para $\text{sen}\Phi = 1$. Sin embargo, en los chorros inclinados existe la ventaja de una trayectoria más larga y menor interferencia entre las gotas al caer. El tamaño, el número y la distancia entre toberas dependen de la energía a consumir, del área disponible y de la interferencia entre fuentes adyacentes. Generalmente se usa una tobera de 2.5 - 3.8 cm (1 - 1.5") de diámetro con descarga entre 4.7 a 11 L/s (75 - 175 GPM) a presiones de 69 kPa, 0.7 kg/cm², espaciadas 0.6 - 3.6 m. El área requerida varía generalmente entre 0.11 - 0.32 m² por L/s de agua tratada.

Como la corrosión, tanto interior como exterior, puede ser un problema serio en las tuberías de aireación, es deseable que la instalación sea de material anticorrosivo.

Aunque las fuentes son estéticamente muy atractivas y proveen una relación alta de área por unidad de volumen para toberas de gotas finas, tienen la desventaja de ofrecer tiempos muy cortos de exposición, aproximadamente 2 segundos en un chorro vertical con altura de operación de 6 m, requieren bastante área y consumen una alta energía hidráulica.

5.3.2 Aireadores de bandejas múltiples

Un aireador de bandejas múltiples consiste en una serie de bandejas equipadas con ranuras, fondos perforados o mallas de alambre, sobre las cuales se distribuye el agua y se deja caer a un tanque receptor en la base. En muchos aireadores de bandeja se coloca medio grueso de coque, piedra, ladrillo triturado o cerámica, de 5 - 15 cm de diámetro, para mejorar la eficiencia del intercambio de gases y la distribución del agua; en plantas de remoción de hierro y manganeso, para usar el efecto catalítico de los depósitos de hierro y manganeso. Generalmente se usan de 3 a 9 bandejas, comúnmente de 3 a 5; el espaciamiento entre bandejas es de 30 a 75 cm. El área requerida para las bandejas varía entre 0.05 a 0.15 m² por L/s de agua tratada, generalmente menos de 0.06 m². La altura del aireador de bandejas suele ser de 2 a 3 m.

La ventilación es un factor importante en el diseño de estos aireadores debe estudiarse cuidadosamente para la selección del sitio de localización.

La corrosión, la formación de lamas biológicas y crecimientos de algas son factores de importancia en el diseño de aireadores; por ello, se construyen con materiales durables como acero inoxidable, aluminio, concreto o maderas resistentes. Los crecimientos biológicos y de algas pueden controlarse mediante tratamiento del agua cruda con cloro y sulfato de cobre. La remoción de CO₂ en estos aireadores puede calcularse, aproximadamente, por la ecuación de Scott.

$$C_n = C_o \times 10^{-kn} \quad (5.12)$$

donde:

C_n = Concentración de CO_2 , en mg/L después de pasar por n bandejas

C_0 = Concentración original de CO_2 , en mg/L

N = Número de bandejas

k = 00.12-0.16, constante que depende de la ventilación, temperatura, turbulencia y característica de la instalación. La aireación raras veces reduce CO_2 a menos de 4.5 mg/L

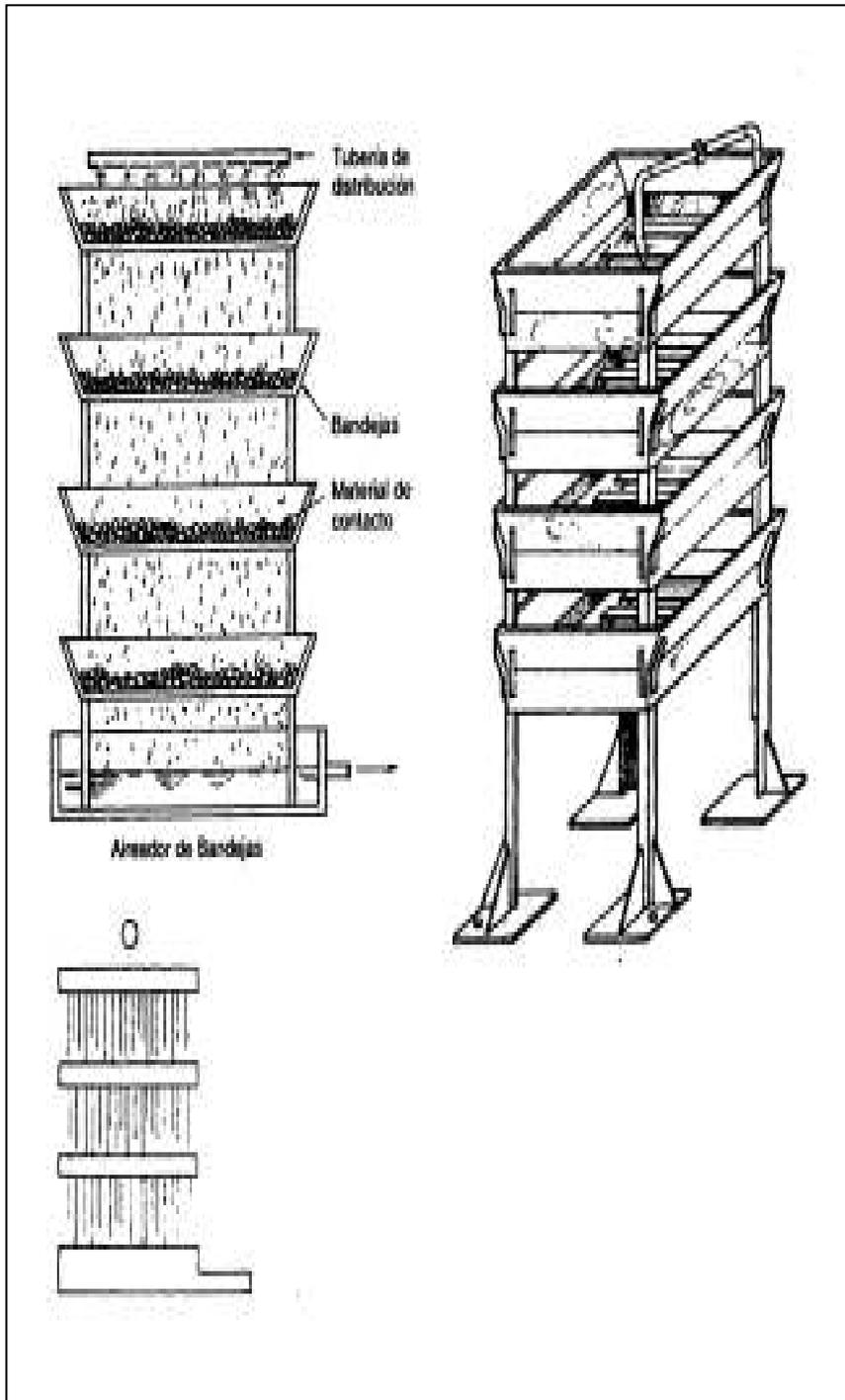


Figura 5.4 Aireadores típicos de bandejas

Factores de diseño utilizados para aireadores de bandejas se incluyen en el cuadro 5.1.

Cuadro 5.1

Información típica para diseño de aireadores de bandeja

Parámetro	Valor	Unidad
Carga hidráulica	550 – 1800	m/d
(Caudal/área total de bandejas)	<700	m/d
	300 – 600	m/d
	500 – 1600	m/d
	120	m/d
	60 – 300	m/d
	<300	m/d
	600 – 1200	m/d
Número de bandejas	3 – 5	
	4 – 6	
	>3	
Altura total del aireador	1.2 – 3	m
Lecho de contacto		
Espesor	15 – 30	cm
Coque o piedra, diámetro	4 – 15	cm
Coque o piedra, diámetro	5	cm
Esferas de cerámica, diámetro	5 – 15	cm
Orificio de distribución, diámetro	5 – 6	mm
	5 – 12	mm
Separación entre orificios	2.5	cm
	2.5 – 7.5	cm
Profundidad de agua en la bandeja	15	cm
Separación entre bandejas	30 – 75	cm
	<30	
Eficiencia en remoción de CO ₂	30 – 60	%

5.3.3 Aireadores en cascadas y vertederos (agua en aire)

En este tipo de aireadores el agua se deja caer, en láminas delgadas, sobre uno o más escalones de concreto. El aireador de cascada produce una pérdida de energía grande, pero es muy sencillo.

El aireador de cascada se diseña como una escalera; entre más grande sea el área horizontal más completa es la aireación. La aireación ocurre en las áreas de salpicamiento en forma similar a la que ocurre en un río turbulento; por ello se acostumbra acomodar salientes, bloques o vertederos en los extremos de los escalones.

La carga hidráulica de estos aireadores puede ser de 10 – 30 L/s.m² u 864 – 2592 m/d, donde la carga hidráulica es la relación entre el caudal aplicado y el área horizontal del aireador; la altura de los escalones, de 20 – 40 cm, y la altura total, de 1 – m.

La aireación en vertederos y aliviaderos es factible cuando existe suficiente energía disponible; en este caso el sistema es económico, no se requiere energía adicional y el mantenimiento es sencillo. El sistema de aireación con vertederos es más eficiente que el de aliviaderos. Es posible mejorar la aireación creando turbulencia, mayor relación de área/volumen, cuando el agua cae libremente de un nivel superior a uno inferior que cuando cae deslizándose sobre la cara del vertedero. La eficiencia del aliviadero también puede aumentarse si se aumenta la rugosidad del canal o si se crea un resalto hidráulico.

En un vertedero, la aireación ocurre durante la formación de la capa agua-aire en la cresta del vertedero en caída libre. La transferencia de gases se mejora por entrapamiento y salpicamiento en la superficie inferior de agua. Los estudios hechos por Nakasone indican que la oxigenación sobre un vertedero puede calcularse por la siguiente ecuación:

$$\ln r_{20} = K (D + 1.5 H_c)^n q^p H^t \quad (5.13)$$

donde:

r_{20} = Relación de déficit de oxígeno a 20°C

$$r_{20} = \frac{C_{s20} - C_o}{C_{s20} - C} \quad (5.14)$$

C_{s20} = Valor de saturación de OD a 20°C, mg/L

C_o = Concentración de OD antes de la caída, mg/L

C = Concentración de OD después de la caída, mg/L

D = Altura de la caída desde la cresta del vertedero hasta la superficie del agua, m

H_c = Profundidad crítica sobre el vertedero, m

q = Caudal por metro de ancho del vertedero, m³/h.m

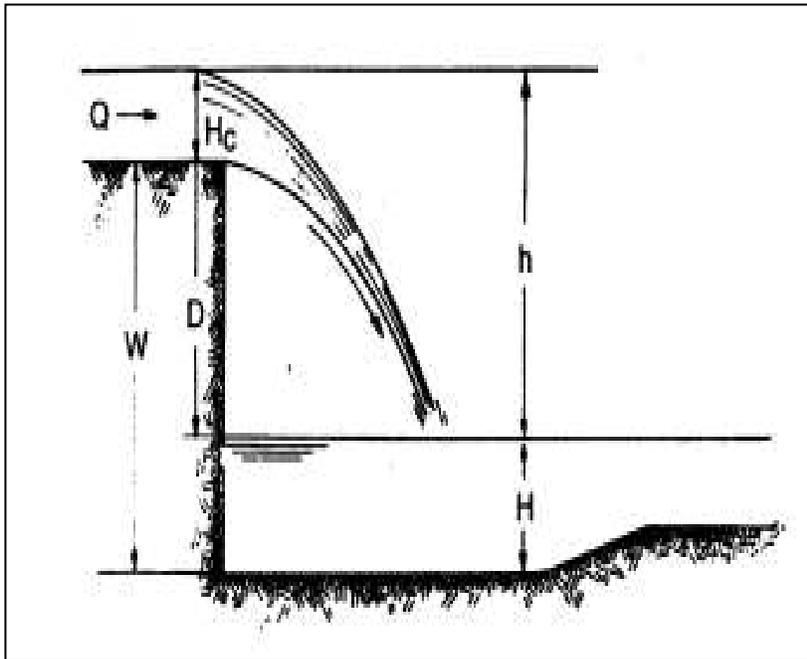


Figura 5.5 Esquema de un vertedero para aireación.

Nakasone indica que es más eficiente un sistema de cascadas múltiples con caídas menores de 1.2 m que una sola caída con altura mayor de 1.2 m.

La aireación óptima en los estudios de Nakasone se obtuvo para que $q = 235 \text{ m}^3/\text{h}\cdot\text{m}$ o $5640 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{d}$.

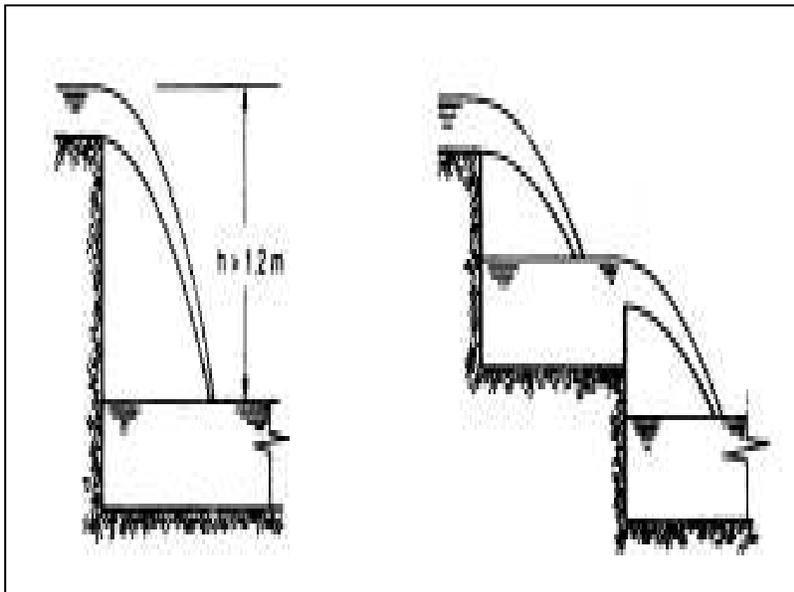


Figura 5.6 Cascadas de aireación

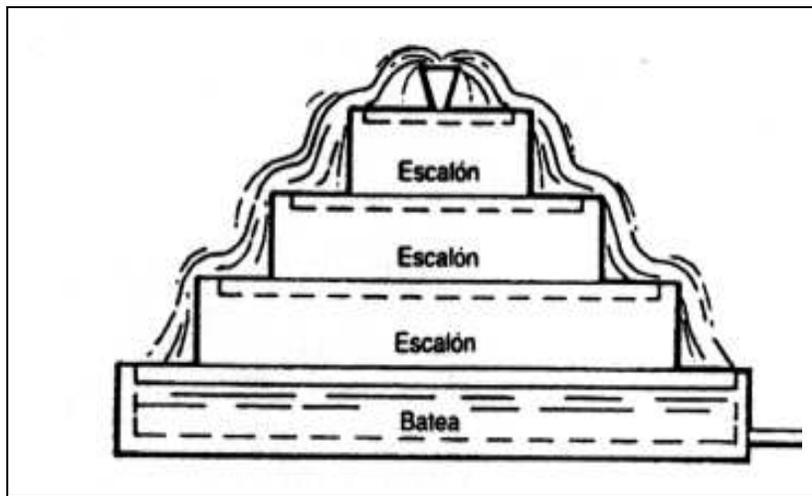


Figura 5.7 Aireador de cascadas

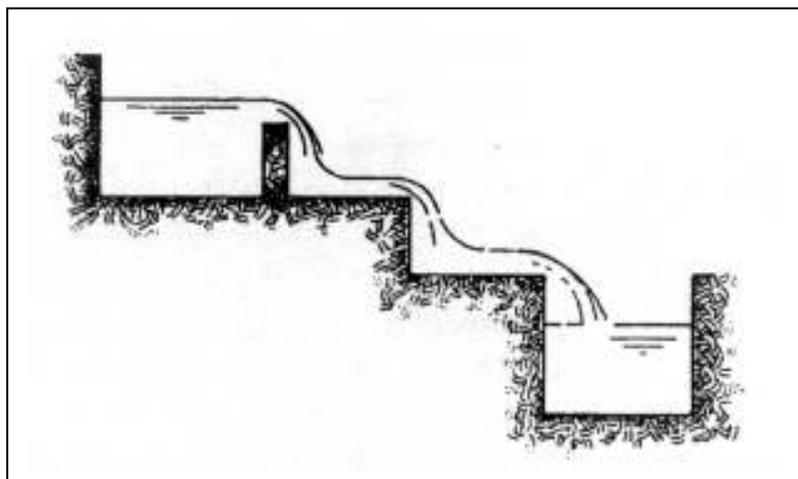


Figura 5.8 Aireador de cascadas

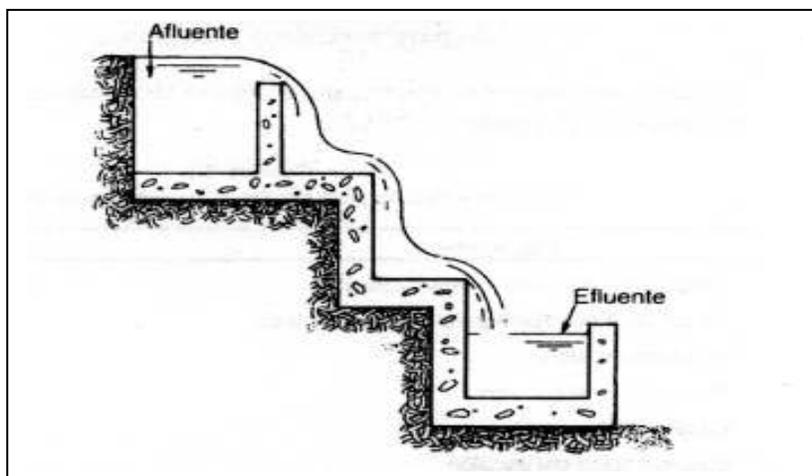


Figura 5.9 Aireador de cascadas tipo escalera

Para determinar la altura de la cascada de oxigenación se puede usar la siguiente ecuación:

$$H = \frac{R-1}{0.361ab(1+0.046T)} \quad (5.15)$$

$$R = \frac{C_s - C_o}{C_s - C} \quad (5.16)$$

donde:

R =Relación deficitaria de oxígeno

C_s =Concentración de saturación de oxígeno disuelto a la temperatura T, mg/L

C_o =Concentración de oxígeno disuelto en el agua, antes del vertedero o cascada, mg/L

C =Concentración de oxígeno disuelto en el agua, después del vertedero o cascada, mg/L

H =Altura de caída del agua, m

T =Temperatura del agua, °C

a =1.25 para agua limpia de río

1.0 para agua poluta de río

0.8 para efluente de agua residual

b =1.0 para un vertedero de caída libre

1.1 para escalones

1.3 para vertedero escalonado

Algunos parámetros típicos, para diseño de cascadas de oxigenación, se incluyen en el cuadro 5.2.

Cuadro 5.2

Parámetros típicos, para diseño de cascadas de oxigenación

Parámetro	Valor
Carga hidráulica para caudal promedio	1200-6200 m ³ /m.d
Carga hidráulica típica para caudal promedio	3000 m ³ /m.d
Altura del escalón	15-30 cm
Altura típica del escalón	20 cm
Longitud del escalón	30-60 cm
Longitud típica del escalón	45 cm
Altura de la cascada	1.8-5 m

6.1 DESCRIPCIÓN

La mezcla rápida es una operación empleada en el tratamiento del agua con el fin de dispersar diferentes sustancias químicas y gases. En plantas de purificación de agua el mezclador rápido tiene generalmente el propósito de dispersar rápida y uniformemente el coagulante a través de toda la masa o flujo de agua.

La mezcla rápida puede efectuarse mediante turbulencia, provocada por medios hidráulicos o mecánicos, tales como: resaltes hidráulicos en canales, canaletas Parshall, vertederos rectangulares, tuberías de succión de bombas, mezcladores mecánicos en línea, rejillas difusoras, chorros químicos y tanques con equipo de mezcla rápida.

En los mezcladores hidráulicos la mezcla es ejecutada como resultado de la turbulencia que existe en el régimen de flujo; en los mecánicos la mezcla es inducida a través de impulsores rotatorios del tipo de hélice o turbina. Los de hélice, semejantes a los de hélices de barco, generan corrientes axiales fuertes que crean gran intensidad de mezcla y se han usado para mezcla de alta velocidad con rotaciones de hasta 2000 revoluciones por minuto. Los impulsores de paletas generan principalmente corrientes radiales y tangenciales, y son más usados en floculación con velocidades rotacionales bajas,

2 – 150 RPM, debido a la mayor área expuesta al agua.

El término turbina se aplica, indistintamente, a una gran variedad de formas de impulsores; generalmente consisten en varias aletas rectas montadas verticalmente sobre una placa plana, aunque también se usan las de aletas curvas. La rotación se hace a velocidades moderadas y las corrientes generadas son principalmente de dirección radial y tangencial. Los impulsores de flujo radial descargan el líquido desde el impulsor, a lo largo de un radio, en ángulo recto con su eje; en los de flujo axial el líquido entra al impulsor y es descargado desde él, en forma paralela a su eje (figuras 6.2 y 6.3)

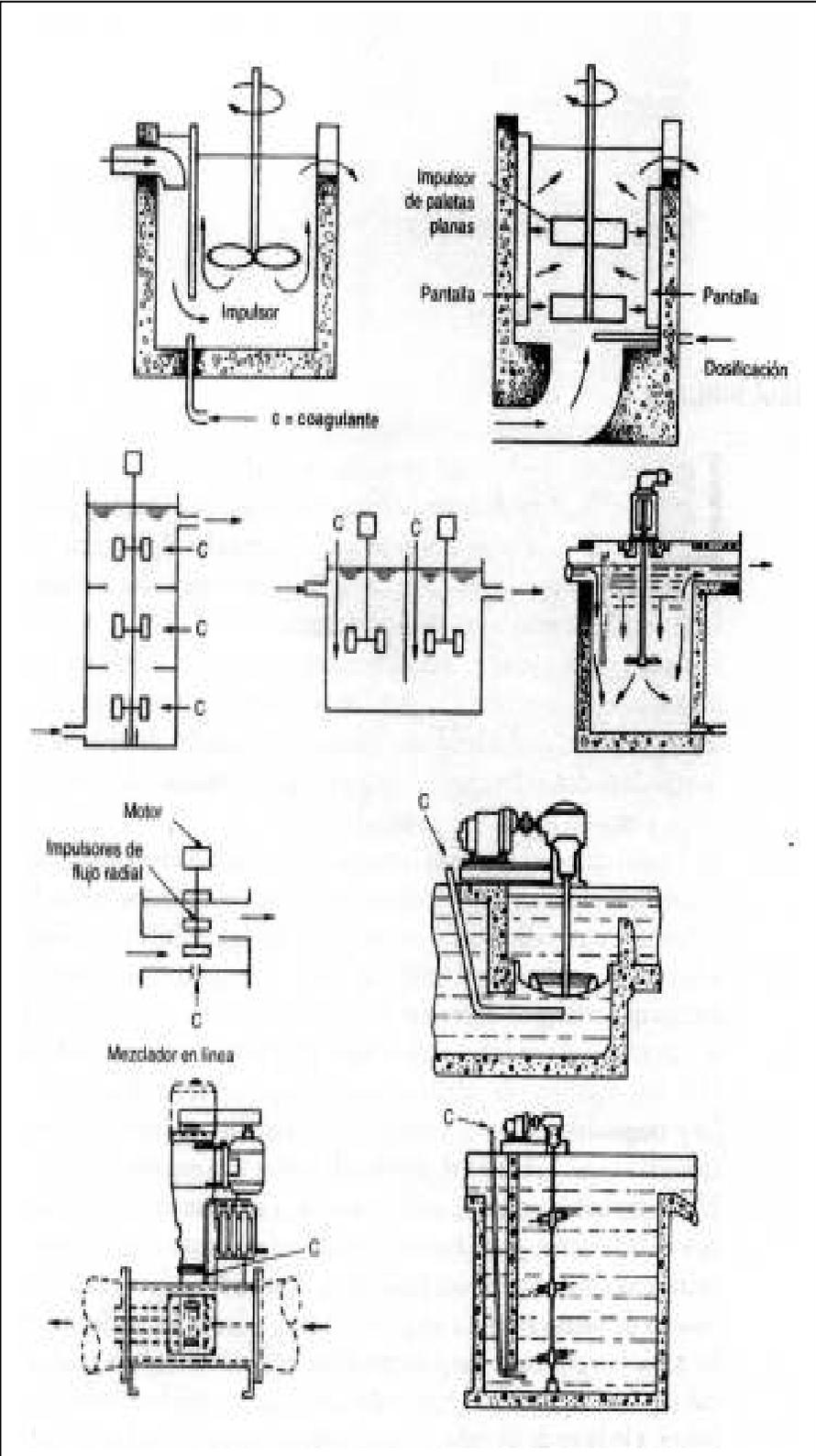
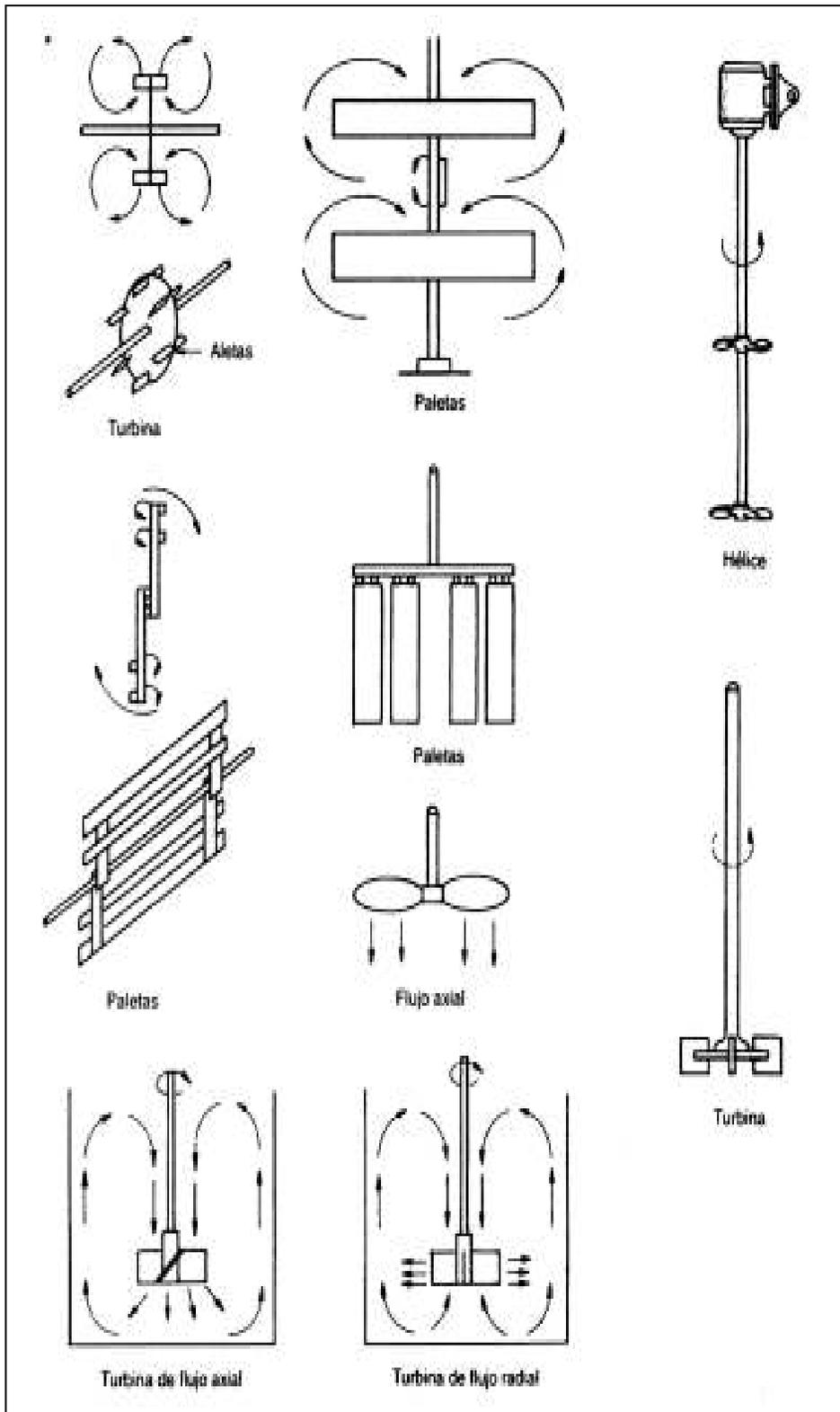


Figura 6.1 Mezcladores mecánicos



Las flechas indican las trayectorias de flujo creadas por las unidades de agitación. Las unidades de paletas imparten movimientos rotatorio al agua, así como cierta turbulencia interna.

Figura 6.2 Tipos de agitadores

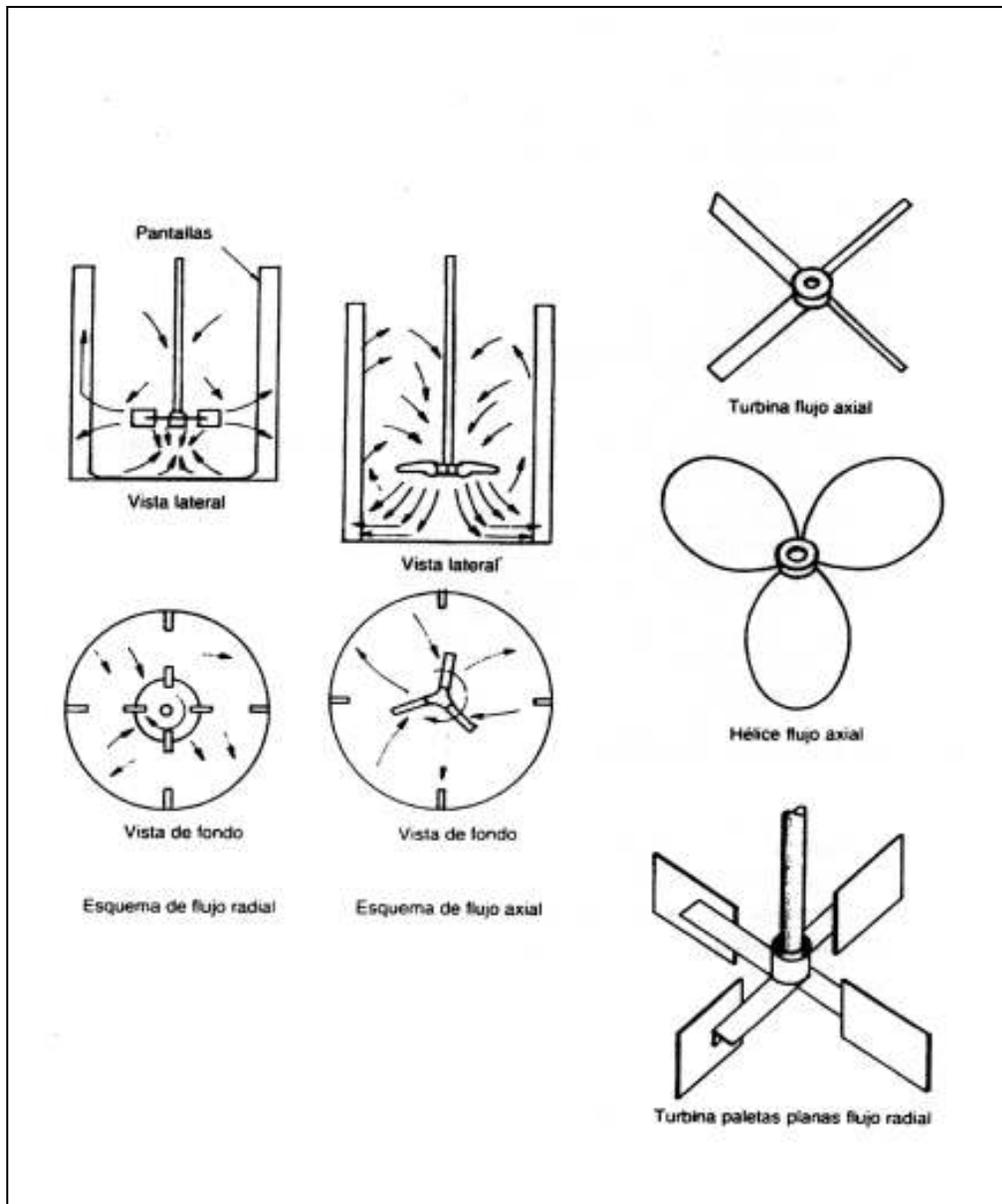


Figura 6.3 Tipos de agitadores

6.2 MEZCLADORES RÁPIDOS MECÁNICOS

Este proceso usualmente utiliza tanques y equipos como los de las figura 6.1, 6.2 y 6.3. Los tanques de mezcla rápida mecánica proyectan generalmente de sección circular o cuadrada. Los mezcladores mecánicos son fabricados por una gran cantidad de industrias; en general consisten en hélices, paletas, turbinas u otros elementos similares acoplados a un eje de rotación impulsado por una fuerza motriz cualquiera. Los ejes giran a un número alto de revoluciones lo cual agita el agua en forma violenta y proporciona la mezcla rápida y uniforme del coagulante.

Las turbinas de flujo axial mueven el líquido paralelamente al eje del impulsor; las de flujo radial lo mueven perpendicularmente al eje de rotación. En general, se pueden visualizar tres tipos de componentes de flujo inducidas por un impulsor rotatorio.

Las componentes axial y radial son buenas para mezcla; la componente tangencial puede limitar la magnitud de la mezcla al causar vórtice. En la práctica, la mezcla es el resultado de una combinación de las tres componentes. El vórtice o remolino másico del fluido debe restringirse en todos los tipos de impulsores pues causa una reducción en la diferencia entre la velocidad del fluido y el impulsor, disminuyendo la efectividad de la mezcla. Cuando el tanque de mezcla es pequeño, el vórtice puede prevenirse montando el impulsor desplazado del eje central o en ángulo con la vertical, o las dos cosas.

El método usual consiste en instalar cuatro o más pantallas, de un ancho igual a 1/10 del diámetro del tanque, para romper el movimiento másico rotatorio y promover la mezcla vertical; sin embargo, en tanques de concreto cuadrados, los baffles se omiten a menudo.

6.3 MEZCLADORES RÁPIDOS HIDRÁULICOS

Los mezcladores rápidos hidráulicos se utilizan cuando se dispone de suficiente cabeza o energía en el flujo de entrada. En general se utilizan resaltos hidráulicos, canaletas Parshall, tubos vénturi, dispersores de tubos perforados y tanques con baffles, para disipar energía en turbulencia y aprovecharla para la mezcla del coagulante. El mezclador hidráulico tiene la ventaja de no requerir equipo mecánico, consideración muy importante en el diseño de plantas para lugares en los que no se dispone de personal capacitado para mantenimiento ni de suministro apropiado de repuestos.

6.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

La principal observación formulada, con respecto al diseño de mezcla rápida, radica en la importancia de dispersar uniformemente el coagulante en el agua cruda de manera que se evite el subtratamiento o el sobretratamiento.

El tiempo y el grado de mezcla han sido considerados como los factores más importantes en el diseño; sin embargo, consideraciones adicionales sobre el mecanismo de la coagulación y la cinética de las reacciones de coagulación son también necesarias. La coagulación en el agua ocurre predominantemente mediante dos mecanismos: adsorción de las especies hidrolizadas solubles sobre el coloide, con la consecuente desestabilización de éste, y coagulación de barrido, en la cual el coloide es atrapado dentro del hidróxido de aluminio precipitante. La figura 6.5 presenta un esquema de dichos mecanismos. En la adsorción-desestabilización las reacciones son muy rápidas; ocurren en microsegundos si no hay formación de polímeros, y en un segundo si se forman polímeros.

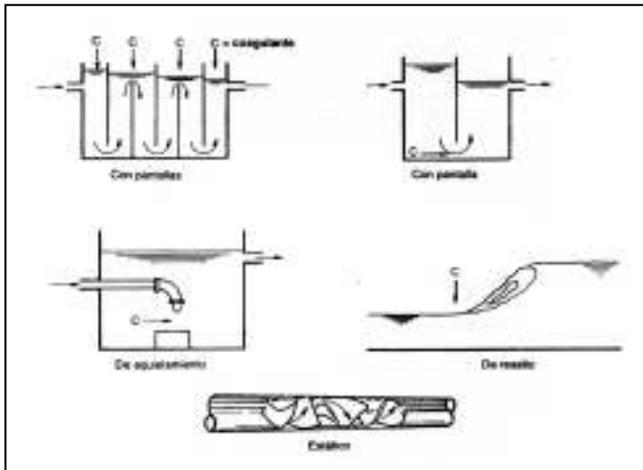


Figura 6.4 Mezcladores hidráulicos

La coagulación de barrido es más lenta y ocurre en 1 a 7 segundos. Por lo tanto, para adsorción-desestabilización los coagulantes deben dispersarse en el agua cruda tan rápido como sea posible, en menos de 1 segundo. Para la coagulación de barrido no son muy importantes tiempos tan extremadamente cortos puesto que la coagulación ocurrirá por entrapamiento de los coloides dentro del precipitado del coagulante.

Lo anterior explica por qué algunos estudios recomiendan la mezcla instantánea del coagulante, con mezcladores en línea o de flujo en pistón, mientras que en otros informes se ha encontrado que el tiempo óptimo de mezcla fue de varios minutos y que su instantaneidad no era esencial para una buena floculación.

Probablemente la coagulación de un agua cruda sea el resultado de la ocurrencia simultánea de ambos mecanismos de coagulación. Como las recomendaciones de diseño no distinguen entre ellos, se observan criterios o guías muy diferentes para el dimensionamiento de cámaras y equipos de mezcla rápida.

6.5 ECUACIONES PARA DISEÑO

El modelo básico de diseño fue formulado por Camp y Stein en 1943 y, aunque se reconoce que el gradiente de velocidad no es completamente adecuado para el diseño de mezcladores rápidos, sigue siendo el criterio más usado en la práctica. El gradiente de velocidad es ampliamente aceptado, como un medio para calcular los requerimientos energéticos de mezcla.

Los gradientes de velocidad pueden calcularse con la ecuación siguiente:

-Para mezcladores hidráulicos:

$$G = \sqrt{\frac{gH}{vT}} = \sqrt{\frac{\rho gH}{\mu T}} = \sqrt{\frac{\gamma H}{\mu T}} \quad (6.1)$$

-Para mezcladores mecánicos:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad (6.2)$$

donde:

G = Gradiente de velocidad, s^{-1}

g = Aceleración de la gravedad, m/s^2

H = Pérdida de energía debida a la fricción, m

v = Viscosidad cinemática del agua, m^2/s

T = Tiempo de retención, s

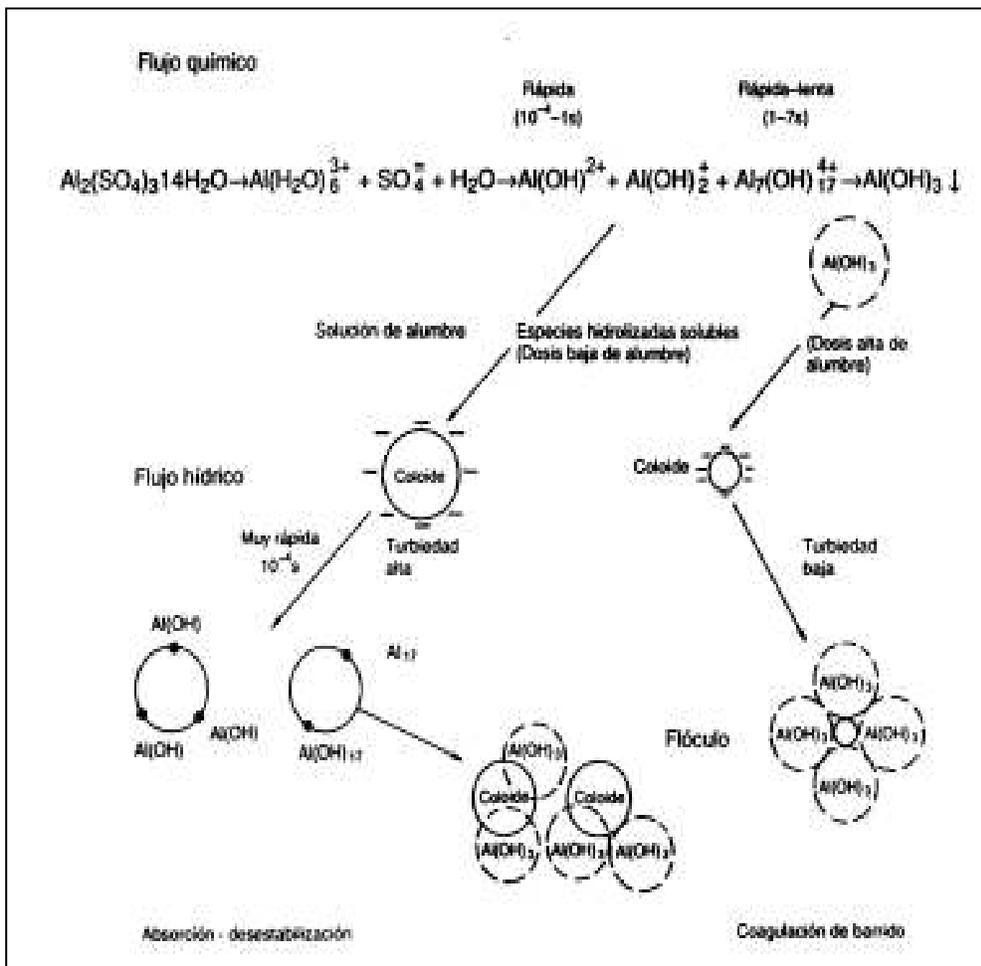


Figura 6.5 Mecanismo de coagulación

P = Potencia introducida al agua, W

V = Volumen del tanque, m³

μ = Viscosidad dinámica del agua, N s/m², kg/m s, Pa.s

γ = Peso específico del agua, N/m³

ρ = Densidad del agua, kg/m³

Según Rushton, la potencia requerida para establecer condiciones de turbulencia completa es un tanque de mezcla rápida, $N_{RE} > 100000$, se puede determinar por la relación siguiente:

$$P = K\rho N^3 d^5 \quad (6.3)$$

donde:

P = Potencia requerida, W

K = Constante

ρ = Densidad del agua, kg/m³

d = Diámetro del impulsor, m

N = Velocidad del impulsor, revoluciones/s

El número de Reynolds está dado por:

$$N_{RE} = \frac{\rho N d^2}{\mu} \quad (6.4)$$

donde:

d = Diámetro del impulsor, m

N = Revoluciones/s

ρ = Densidad del líquido, kg/m³

μ = Viscosidad dinámica, N s/m², kg/m s, Pa.s

El valor de la constante K depende del tipo, forma y tamaño del impulsor, del número de baffles y demás variables no incluidas en la ecuación de potencia; se debe determinar experimentalmente. El cuadro 6.1 incluye los valores de K, en régimen turbulento, para diferentes tipos de impulsores, con eje de rotación en el centro de tanques cilíndricos de fondo plano, profundidad del líquido igual al diámetro del tanque, elevación del impulsor sobre el fondo del tanque igual al diámetro del impulsor; tanque con 4 baffles sobre sus paredes, cada uno de ancho igual a 1/10 del diámetro del tanque y diámetro del impulsor igual a 1/3 del diámetro del tanque. La potencia introducida al agua por unidad de volumen es una medida aproximada de la efectividad de la mezcla, con base en el hecho de que más potencia crea más turbulencia y mayor turbulencia origina mayor mezcla. En general, un impulsor pequeño de alta velocidad produce alta turbulencia en un flujo bajo y es apropiado para dispersar cantidades pequeñas de coagulante o de gas; por el contrario, un impulsor lento, grande, produce baja turbulencia en flujos grandes y es apropiado para la floculación.

Cuadro 6.1

Valor de K para impulsores en tanques con baffles, régimen turbulento

Impulsor	K
Hélice, pitch cuadrado, 3 aletas	0.32
Hélice pitch = 2, 3 aletas	1.00
Turbina, 6 aletas planas	6.30
Turbina, 6 aletas curvas	4.80
Turbina ventilador, 6 aletas	1.65
Turbina 6 aletas punta de flecha	4.00
Turbina paletas planas, 2 paletas	1.70
Turbina de impulsor encerrado, 6 aletas curvas	1.08
Turbina de impulsor encerrado con estator	1.12

De la ecuación anterior se deduce que:

$$G \propto N^{1.5} \quad (6.5)$$

Según Letterman, para optimizar la mezcla rápida se puede expresar la ecuación siguiente:

$$GT_0C^{1.46} = 5.9 \times 10^6 \quad (6.6)$$

donde:

T_0 = Tiempo óptimo de mezcla rápida, s

C = Dosis de alumbre, mg/L

La ecuación anterior fue desarrollada para coagulación con alumbre, de suspensiones coloidales de carbón activado y sirve como criterio adicional en el diseño de mezcladores rápidos.

6.6 CRITERIOS PARA DISEÑO

Según el manual de diseño de plantas de tratamiento de agua de la AWWA, los criterios de diseño son incluidos en el cuadro 6.2.

Cuadro 6.2

Tiempo de contacto y gradiente de velocidad para mezcla rápida

Tiempo de contacto, s	G, s ⁻¹
20	1000
30	900
40	790
>40	700

El Insfopal recomienda los parámetros siguientes para el diseño de mezcladores rápidos mecánicos:

- Tiempo de retención = 10-90 s
- Número de Reynolds 100000
- Velocidad tangencial de las paletas 0.6 m/s
- Longitud de las paletas = 1/3 del ancho del diámetro del tanque
- Para que la mezcla sea completa, el agua entrará por la parte inferior del tanque y saldrá por la parte superior. Para lograr la entrada por la parte inferior, en muchos casos será necesario colocar una pantalla a la entrada del mezclador.
- El mezclador debe tener desagües para la limpieza.

La misma referencia recomienda, para canaletas Parshall, una velocidad de agua en la garganta mayor de 2 m/s. Se recomienda el uso de mezcladores mecánicos con períodos de retención menores de 30 segundos y localizados lo más cerca posible del tanque de floculación.

Para mezcladores hidráulicos son más aconsejables gradientes de velocidad entre 1000 y 2000 s⁻¹; y cuando se utilizan canaletas Parshall, como sistema de mezcla rápida, la descarga debe ser libre y la profundidad del agua en la zona convergente de la canaleta debe hacerse mayor de 35 cm, para canaletas de ancho de garganta mayor o igual a 30 cm, con lo cual se obtienen pérdidas de energía mayores de 10.5 cm.

7.1 INTRODUCCIÓN

El término floculación se refiere a la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculentas; es el proceso por el cual, una vez desestabilizados los coloides, se provee una mezcla suave de las partículas para incrementar la tasa de encuentros o colisiones entre ellas sin romper o disturbar los agregados preformados.

De la misma manera que la coagulación, la floculación es influenciada por fuerzas químicas y físicas tales como la carga eléctrica de las partículas, la capacidad de intercambio, el tamaño y la concentración del floculo, el pH, la temperatura del agua y la concentración de los electrolitos. En partículas muy pequeñas el movimiento browniano provee cierto grado de transporte entre ellas creando la floculación pericinética, pero en partículas grandes el movimiento browniano es muy lento y se requiere de algún mecanismo de transporte que induzca la colisión de las partículas creando la floculación ortocinética.

Teniendo en cuenta que la influencia y magnitud del efecto de cada uno de los factores que participan en la floculación no están aún definidas exactamente, es importante conocer el comportamiento del agua mediante ensayos de jarras o experiencias previas en plantas de tratamiento.

En la floculación, una vez introducido y mezclado el coagulante, las partículas diminutas coaguladas son puestas en contacto una con otra y con las demás partículas presentes, mediante agitación lenta prolongada, floculación, durante la cual las partículas se aglomeran, incrementan su tamaño y adquieren mayor densidad. El floculador es, por lo tanto, un tanque con algún medio de mezcla suave y lenta, con un tiempo de retención relativamente prolongado.

7.2 TIPOS DE FLOCULADORES

La mezcla lenta para floculación puede efectuarse mecánicamente, usando rotores de paleta, o hidráulicamente, como resultado del movimiento del agua. Algunos ejemplos de floculadores utilizados en el tratamiento de aguas aparecen en la figura 7.1, 7.2 y 7.3.

Los floculadores hidráulicos más comunes son los de flujo horizontal y los de flujo vertical. El floculador de flujo horizontal consiste en un tanque de concreto dividido por tabiques, baffles o pantallas de concreto u otro material adecuado. Dispuestos en tal forma que el agua haga un recorrido de ida y vuelta 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 baffles que dividen el tanque. En general, los floculadores hidráulicos, con una velocidad de flujo apropiada y un número adecuado de baffles para asegurar suficientes curvas, proveen una floculación efectiva (ver figuras 7.4 y 7.5).

En la práctica, los floculadores hidráulicos de flujo horizontal se usan para plantas pequeñas, caudales menores de 50 L/s; los de flujo vertical, que se construyen más profundos (2-3 m), para plantas grandes.

En comparación con los floculadores mecánicos, se pueden señalar como desventajas de los floculadores hidráulicos la alta pérdida de carga (30-150 cm) y la poca flexibilidad de control en el grado de mezcla para caudales variables. Entre las ventajas se hace notar la inexistencia de equipo mecánico y el mantenimiento mínimo.

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 grado de mezcla óptima es variable, según la calidad del agua, se recomienda que el equipo agitador mecánico sea de velocidad variable.

7.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

La agitación del agua, mediante mezcla hidráulica o mecánica, produce gradientes de velocidad cuya intensidad controla el grado de floculación producido. El número de colisiones entre partículas está directamente relacionado con el 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 floculo y producir características pobres de sedimentación; por el contrario, períodos cortos pueden no ser suficientes para una formación completa del floculo. Aunque la floculación no es siempre necesaria, por ejemplo en plantas de floculación por contacto, en donde el coagulante se aplica directamente a la entrada del agua a los filtros de lecho dual, se reconoce su importancia en aguas turbias y coloreadas.

Los dos criterios principales que controlan el proceso de floculación son la intensidad de la mezcla y el período de agitación. La relación básica para caracterizar el proceso de floculación es la siguiente:

$$N = \frac{GN_1N_2(d_1 + d_2)}{6} \quad (7.1)$$

donde G, gradiente de velocidad, es el término que describe la intensidad de la mezcla, y N es el número de colisiones, por unidad de tiempo, entre N_1 , partículas de diámetro d_1 y N_2 , partículas de diámetro d_2 .

Según Hudson, si se supone que N_1 son las partículas en suspensión que causan turbiedad, generalmente de diámetro d_1 , muy pequeño, menor de 10 μm , el término d_1 se puede despreciar. Por otra parte, si se supone que las partículas N_2 son floculos de tamaño d_2 mucho mayor que d_1 (100-200 μm), las cuales se adhieren al colisionar, se puede escribir:

$$N = -\frac{dN_1}{dt} = \frac{G\theta N_1N_2d_2^3}{6} \quad (7.2)$$

Donde θ es un coeficiente que tiene en cuenta el hecho de que no todas las partículas que colisionan se adhieren, o sea que es el factor de adherencia.

El volumen del floculo, suponiéndolo de diámetro constante, será:

$$V = \frac{N_2\pi d_2^3}{6} \quad (7.3)$$

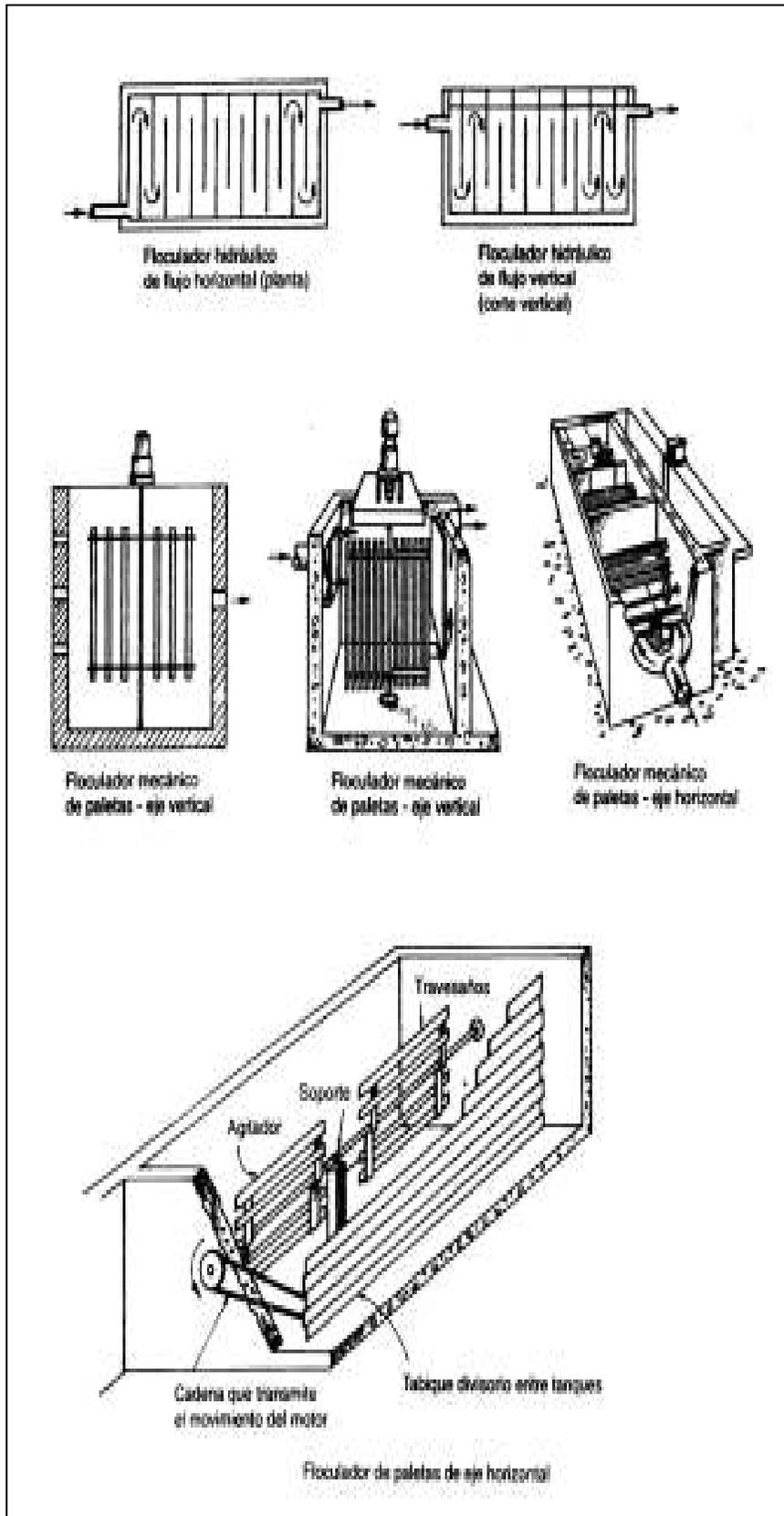


Figura 7.1 Tipos de floculadores.

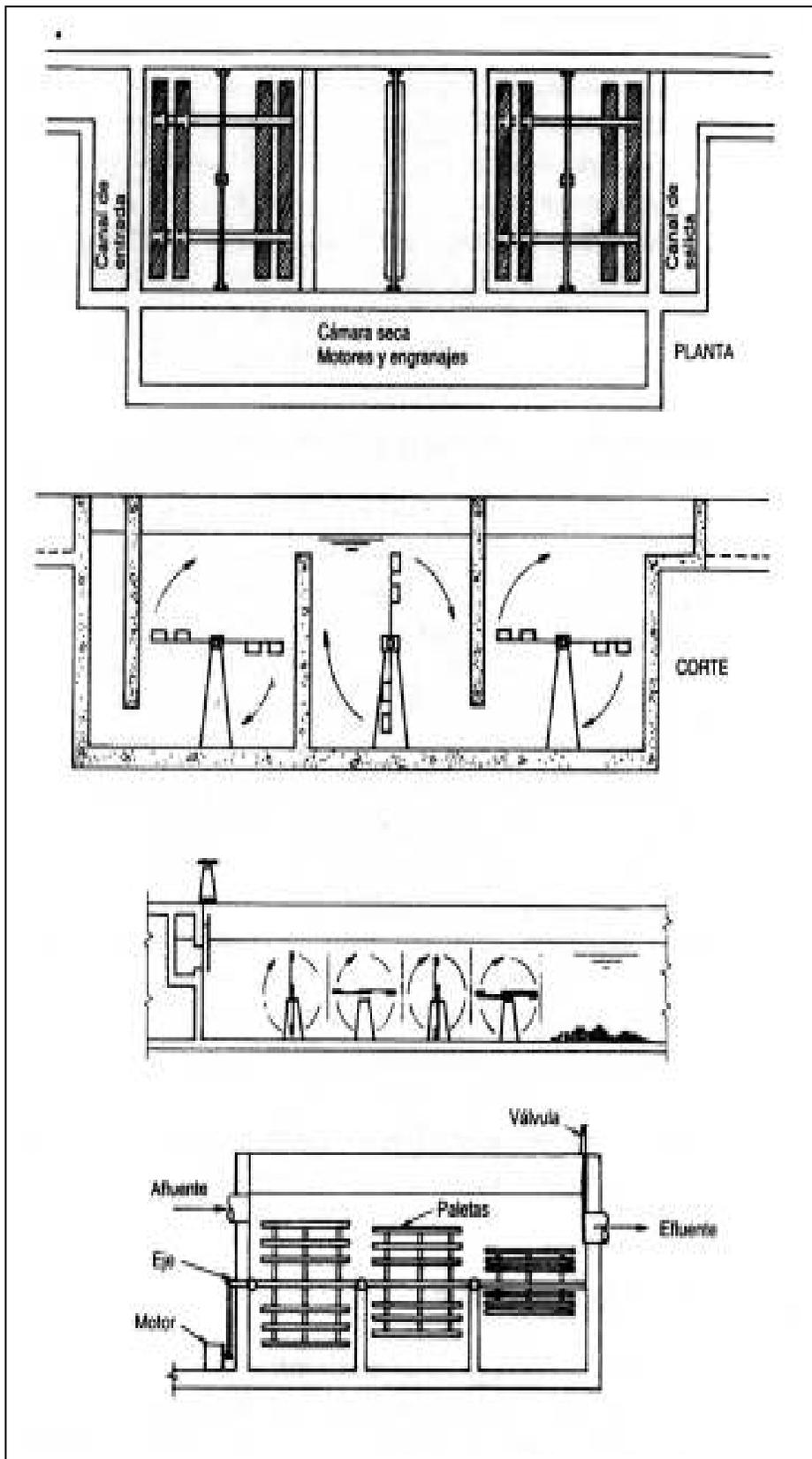


Figura 7.2 Floculadores de eje horizontal.

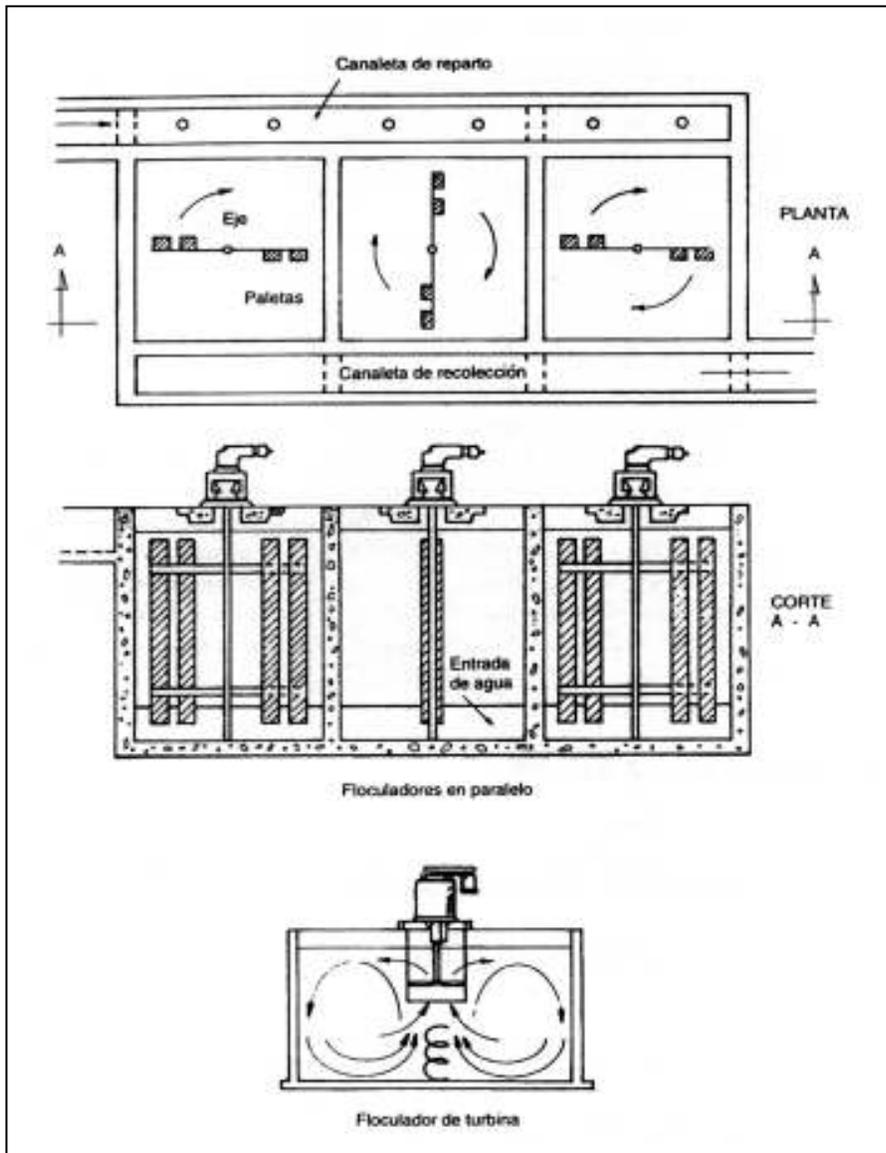


Figura 7.3 Floculadores de eje vertical.

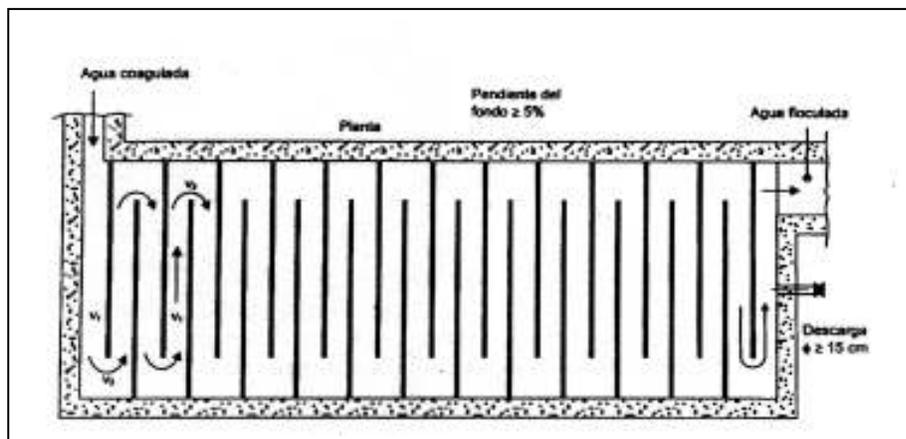


Figura 7.4 Floculador hidráulico de flujo horizontal.

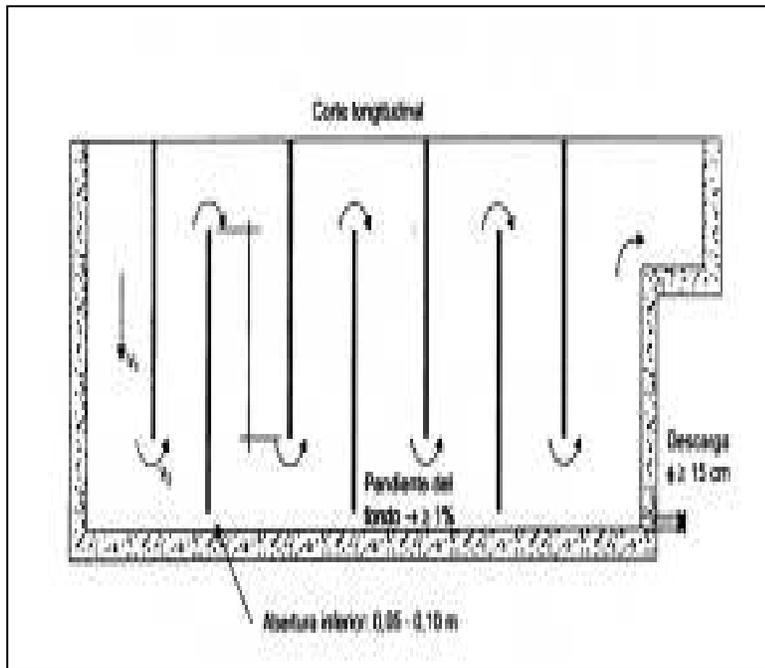


Figura 7.5 Floculador hidráulico de flujo vertical.

Por lo tanto,

$$-\frac{dN_1}{dt} = \frac{G\theta V N_1}{\pi} \quad (7.4)$$

Integrando la ecuación anterior entre 0 y t se tiene:

$$\frac{N_t}{N_0} = e^{-\theta V G t / \pi} \quad (7.5)$$

donde:

N_0 = Número de partículas suspendidas originalmente presentes

N_t = Número de partículas suspendidas remanentes sin flocular para el tiempo t

sea

$$N_t = N_0 e^{-\theta V G t / \pi} \quad (7.6)$$

La ecuación anterior indica la importancia del volumen del floculo y de G_t en la floculación; la floculación es proporcional al volumen de floculo V y al producto Gt ; sin embargo, no tiene en cuenta que a valores muy grandes de G_t el floculo se puede romper y se daña la floculación.

Diferentes estudios sobre floculación han demostrado los efectos adversos de mucha o muy poca agitación, así como la ventaja de tener varios comportamientos de floculación y floculación gradual, o sea disminución de intensidad de mezcla a lo largo de la cámara de floculación.

Un gradiente de velocidad alto puede romper el floculo e impedir que adquiera un tamaño adecuado para su sedimentación rápida; un gradiente muy bajo no produce suficiente agitación, no permite una compactación suficiente ni una floculación completa. Sin embargo, cuando el agua es difícil de flocular y el floculo no es fuerte, puede ser necesario un gradiente de velocidad tan bajo como 5 s^{-1} , a menos que floccs muy pequeños sean aceptables. Cuando la resistencia del floculo es alta, son deseables gradientes de velocidad tan altos como 100 s^{-1} pues así se promueve un floculo compacto de buena sedimentabilidad y filtrabilidad.

El floculo puede romperse en puntos de agitación fuerte, como tuberías u otros puntos de flujo restringidos, o en filtros donde la agitación sea suficiente para producir paso completo del floculo a través de ellos. Por esta razón, es conveniente poder cambiar la intensidad de la floculación para mejorar la resistencia del floculo, así como modificar los caudales de tratamiento; aunque el método más común para incrementar la resistencia del floculo es el de utilizar ayudas de coagulación, como la sílice activada y los polielectrolitos.

Tanto en los floculadores hidráulicos como en los mecánicos se usa frecuentemente la floculación gradual; es decir que el grado de mezcla se reduce progresivamente, de tal manera que al final del período de floculación el esfuerzo cortante sobre el floculo perforado sea mínimo y se facilite la formación de partículas más grandes con mejor sedimentabilidad.

En floculadores mecánicos se recomienda proveer por lo menos 3 compartimientos sucesivos, separados por pantallas difusoras permeables, para minimizar el cortocircuito.

En plantas convencionales de filtración por arena se prefieren los floculadores mecánicos de eje horizontal, porque éstos producen generalmente floculo grande de buena sedimentabilidad, obteniéndose así una alta remoción de sólidos antes de la filtración. En plantas con filtros de alta tasa se prefieren los floculadores mecánicos de eje vertical, puesto que éstos producen floculo pequeño, pero resistentes a fuerzas cortantes, el cual es más adecuado para filtros donde se permite penetración del floculo.

Algunos esquemas satisfactorios para floculación se muestran en la figura 7.6.

7.4 ECUACIONES PARA DISEÑO

Cuando un elemento de fluido, como en la figura 7.7, está sometido a mezcla lenta, existirá un esfuerzo cortante ζ entre las láminas de fluido de área $\Delta x \Delta z$, separadas por una distancia Δy , y una diferencia de velocidad dv .

La potencia disipada en la mezcla está dada por:

$$P = F.v = \tau \Delta x \Delta z \left(\frac{dv}{dy} \right) \Delta y \quad (7.7)$$

La potencia consumida por unidad de volumen de fluido será:

$$\frac{P}{V} = \frac{\tau \Delta x \Delta y \Delta z}{\Delta x \Delta y \Delta z} \left(\frac{dv}{dy} \right) = \tau \left(\frac{dv}{dy} \right) \quad (7.8)$$

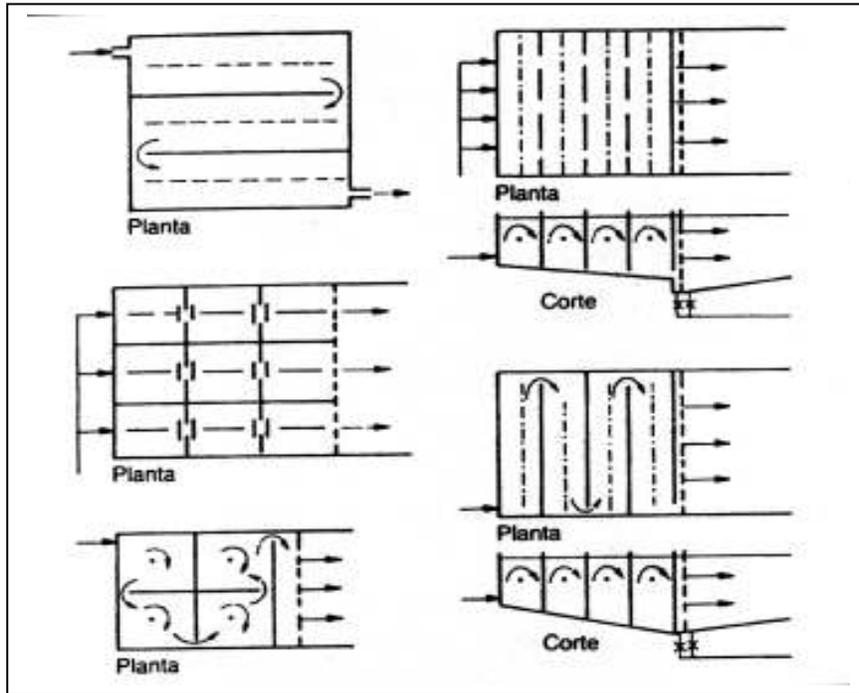


Figura 7.6 Esquema de floculadores.

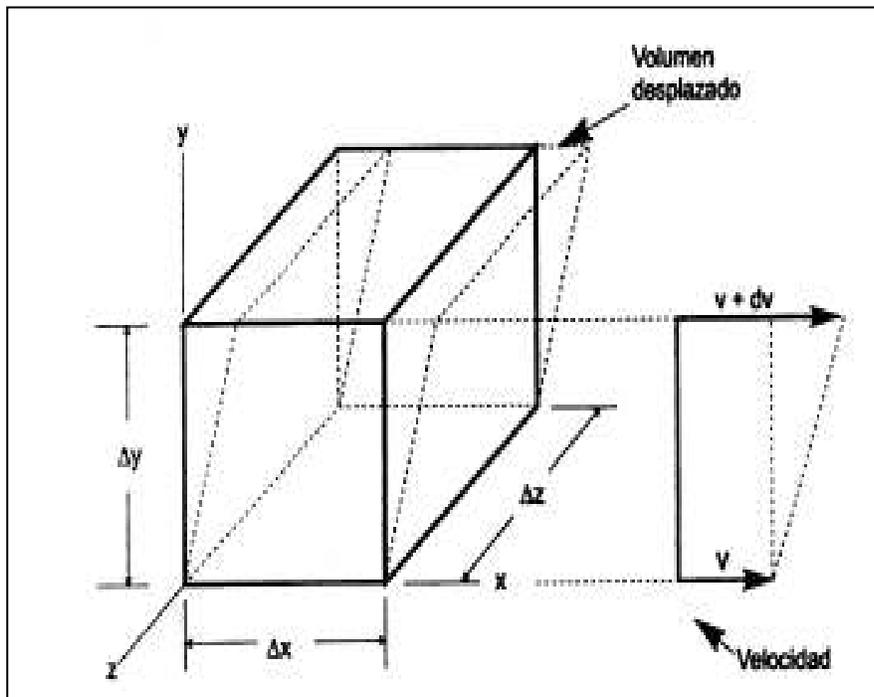


Figura 7.7 Elemento de fluido sometido a mezcla lenta.

Según la Ley de Newton de la viscosidad:

$$\tau = \mu \left(\frac{dv}{dy} \right) \quad (7.9)$$

Por lo tanto,

$$\frac{P}{V} = \mu \left(\frac{dv}{dy} \right)^2 \quad (7.10)$$

Por definición,

$$g = \frac{dv}{dy} \quad (7.11)$$

Por consiguiente,

$$\frac{P}{V} = \mu G^2 \quad (7.12)$$

y,

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad (7.13)$$

donde:

Para turbulencia hidráulica en un tanque con baffles:

$$p = \gamma QH \quad (7.14)$$

$$P = \frac{\gamma V H}{t} \quad (7.15)$$

$$\frac{P}{V} = \frac{\gamma H}{t} = \frac{\rho g H}{t} \quad (7.16)$$

Reemplazando en la ecuación 7.7 se tiene:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma H}{\mu t}} = \sqrt{\frac{\rho g H}{\mu t}} = \sqrt{\frac{g h}{\nu t}} \quad (7.17)$$

donde:

G = Gradiente de velocidad, s^{-1}

H = Pérdida de energía en el tanque, m

ρ = Densidad del fluido, kg/m^3

γ = Peso específico del fluido, N/m^3

μ = Viscosidad dinámica, $N.s/m^2$, Pa.s, $kg/m.s$

ν = Viscosidad cinemática, m^2/s

t = Tiempo de retención, s

g = Aceleración de la gravedad, m/s^2

Para tanques con agitadores mecánicos:

$$P = F_D \cdot V \quad (7.18)$$

donde:

F_D = Fuerza de arrastre sobre las paletas, N

V = Velocidad relativa de las paletas con respecto al fluido, m/s

En general,

$$V = 0.75 v_p \quad (7.19)$$

donde,

v_p = Velocidad de las paletas, m/s; generalmente menor de 1 m/s

En mecánica de fluidos se demuestra por análisis dimensional que:

$$F_D = \frac{C_D \rho A v^2}{2} \quad (7.20)$$

donde:

C_D = Coeficiente de arrastre de las paletas

A = Area transversal de las paletas, m^2

Por lo tanto,

$$P = \frac{C_D \rho A v^3}{2} \quad (7.21)$$

Reemplazando en la ecuación 7.13 se obtiene:

$$G = \sqrt{\frac{C_D \rho A v^3}{2 \mu V}} = \sqrt{\frac{C_D A v^3}{2 \nu V}} \quad (7.22)$$

7.5 CRITERIOS PARA DISEÑO DE FLOCULADORES HIDRÁULICOS

En los floculadores de flujo vertical, la pérdida de energía, para flujo por encima de cada tabique, se calcula con la ecuación para vertedero ahogado rectangular de pared delgada, sin contracciones. La pérdida de energía por flujo por encima de cada tabique, igual a la de un orificio ahogado. La altura de los tabiques para paso por encima se va disminuyendo, de acuerdo con la pérdida, con el fin de mantener constante la altura del agua. Para prevenir la formación de lodo, en el fondo del tanque, se deja un orificio en los tabiques correspondientes, a ras de piso, del área igual al 5% del área horizontal de cada canal entre baffles.

Según Smethurst:

$$G = 20 - 100 \text{ s}^{-1}$$

$$Gt = 20000 - 150000$$

$$T = 10 - 60 \text{ min}$$

$$H = h_f + h \quad (7.23)$$

La pérdida por fricción, h_f , se calcula por la ecuación de Hazer Williams con $C = 50$. La pérdida adicional en las curvas, h , en un floculador hidráulico de flujo vertical u horizontal, se calcula por:

$$h = \frac{nv_1^2 + (n-1)v_2^2}{2g} \quad (7.24)$$

donde:

h = Pérdida adicional por curvas en el canal, m

$n-1$ = Número de baffles

v_1 = Velocidad de flujo entre los baffles, m/s

v_2 = Velocidad de flujo en la abertura de los baffles, m/s

H = Pérdida de flujo en el floculador, m

La velocidad de flujo = 0.15 – 0.5 m/s.

La pérdida de energía, comúnmente entre 0.15–0.6 m

Según Arboleda, para floculadores hidráulicos:

$$G = 10 - 100 \text{ s}^{-1}$$

$$T = 15 - 20 \text{ min}$$

$$H = h_f + h \quad (7.25)$$

La pérdida por fricción, h_f , se calcula con la ecuación de Manning, con $n = 0.013$ para superficies de cemento, y $n = 0.012$ para asbesto-cemento. La pérdida adicional, h , en floculadores de flujo horizontal, se calcula por:

$$h = \frac{3(N-1)v^2}{2g} \quad (7.26)$$

donde:

h = Pérdida adicional por curvas en el canal, m

$N-1$ = Número de tabiques

V = Velocidad promedio de flujo

H = Pérdida de energía en el floculador, m

La velocidad de flujo = 0.10 – 0.60 m/s

El espaciamiento entre los tabiques y la pared, igual a 1.5 veces la separación entre tabiques. Sin embargo, para minimizar el efecto del flujo longitudinal, sin crear bloques ni efecto de contraflujo en las curvas, algunos autores sugieren un espaciamiento igual a 0.5 veces la separación entre tabiques.

Según Insfopal, para floculadores de flujo horizontal:

$T = 16 - 60$ min

Altura mínima = 0.90 m

Separación mínima entre tabiques = 0.45 m

Velocidad de flujo = 0.15 – 0.15 m/s

Según Hardenbergh y Rodie:

$T = 20 - 50$ min

$$H = h_f + h \quad (7.27)$$

La pérdida por fricción se calcula mediante cualquier ecuación clásica de la hidráulica. La pérdida adicional, h , se calcula por:

$$h = \frac{3.2(N-1)v^2}{2g} \quad (7.28)$$

donde:

h = Pérdida adicional en el canal, m

$N-1$ = Número de tabiques

v = Velocidad de flujo, m/s

H = Pérdida de energía en el floculador, m

La velocidad de flujo = 0.15 – 0.45 m/s

Altura mínima en floculadores de flujo horizontal

= 0.90 m

Separación mínima entre tabiques = 0.45 m

Distancia de los baffles o tabiques a la pared del tanque = 1.5 veces la separación entre tabiques; debe ser mayor de 0.60 m. En tanques de flujo vertical la profundidad recomendada es de 2 a 3 veces la separación entre tabiques. La abertura superior, entre la superficie libre del agua y el borde superior del baffle, o la inferior, entre el borde inferior del baffle y el fondo del tanque, igual a 1.5 veces la separación entre tabiques.

Según Fair y Geyer:

$T = 10 - 90$ min

Velocidad de flujo = 0.1 – 0.9 m/s

Pérdida de energía, entre 0.3 y 0.9 m

Según AWWA:

$G = 5 - 100$ s⁻¹

$GT = 30000 - 150000$

$T = 10 - 60$ min

Velocidad de flujo = 0.09 – 0.30 m/s

7.6 CRITERIOS PARA DISEÑO DE FLOCULADORES MECÁNICOS

Según AWWA:

$G = 5 - 100$ s⁻¹

$GT = 30000 - 150000$

$T = 20 - 60$ min

Velocidad de las paletas = 3 – 90 cm/s

Área de paletas = 10 – 25% del área de la sección transversal.

Para controlar cortocircuitos, por lo menos 3 compartimientos en serie.

Según Fair y Geyer:

$G = 10 - 75$ s⁻¹

$GT = 10000 - 100000$

$T = > 10$ min

Velocidad de las paletas = 9 – 90 cm/s

Velocidad promedio del agua = ¼ de la velocidad de las paletas.

Velocidad diferencial entre el agua y las paletas, igual a ¾ de la velocidad lineal de las paletas.

Consumo de energía, generalmente de 0.5 a 1.6 Wh por m³/d de agua tratada.

Coefficiente de arrastre de las paletas, $C_D = 1.8$

Según Insfopal:

El área de las paletas será del 10 al 25% del área normal a la dirección de flujo del agua.

Las cámaras podrán ser cuadradas o rectangulares; en ellas se instalarán paletas de eje horizontal, orientadas en sentido normal o paralelo al flujo, o paletas de eje vertical accionadas por motores independientes para cada uno de los compartimientos en que se subdivide la cámara.

Tiempo de retención = 15 – 60 min

Velocidad de las paletas = 1 – 8 RPM

Velocidad de las paletas = 15 – 60 s⁻¹

$G = 15 - 60 \text{ s}^{-1}$

Velocidad del efluente de los floculadores = 0.15 – 0.30 m/s

Distancia de los extremos de las placas a los muros, al piso y a la superficie libre del agua = 0.15 – 0.30 m.

Cuando varios compartimientos integran una cámara, éstos se intercomunicarán con orificios en los tabiques de manera que los compartimientos funcionen en serie. La velocidad de flujo en los orificios será 0.20 – 0.45 m/s.

Según Montgomery:

$G = 30 - 80 \text{ s}^{-1}$

El área de las paletas, menor del 25% del área de la sección transversal, para prevenir movimiento rotacional del agua.

La velocidad de las paletas = 0.25 – 0.75 m/s

Se deben preferir cámaras con compartimientos creados por pantallas difusoras, para minimizar cortocircuito. Las aberturas de las pantallas deben ser del 2 – 5% del área transversal del tanque, en general < 10%. Para prevenir rotura del floculo, la velocidad a través de las aberturas debe ser menor de 0.30 m/s y la pérdida de energía a través del baffle, del orden de 8mm . La parte superior del baffle debe estar ligeramente sumergida para prevenir acumulación de espuma. La parte inferior de la pantalla debe tener una abertura que permita la limpieza y remoción de lodo.

Se recomienda construir el sedimentador inmediatamente después del floculador, preferiblemente en un solo tanque, con una pared difusora entre ellos dotada de huecos con un área del 5 – 7% del área de la sección transversal y una pérdida de 3 – 4 mm a través de la pantalla. Esto con el objeto de impedir la rotura del floculo a la salida del floculador y tratar de distribuirlo uniformemente a la entrada del sedimentador.

Según Metcalf y Eddy:

$G = 20 - 75 \text{ s}^{-1}$

T = 15 – 30 min

Gt = 10000 – 100000

Velocidad de las paletas = 0.6 - 0.9 m/s

Según Steel:

$$G = 10 - 75 \text{ s}^{-1}$$

$$T = 30 - 60 \text{ min}$$

$$Gt = 23000 - 210000$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 0.18 - 0.76 \text{ m/s}$$

Velocidad diferencial entre el agua y las paletas, igual a $\frac{3}{4}$ de la velocidad lineal de las paletas.

Área de paletas, menor del 20% del área de la sección transversal del tanque.

El valor de C_D , coeficiente de arrastre, según Rouse:

C_D	Longitud de la paletas
1.16	1
1.20	5
1.50	20
1.90	∞

8.1 INTRODUCCIÓN

Se designa por sedimentación la operación por la cual se remueven las partículas salidas de una suspensión mediante la fuerza de gravedad; en algunos casos se denomina clarificación o espesamiento. Dos son las formas de sedimentación usadas en la purificación del agua: sedimentación simple y sedimentación después de coagulación y floculación o ablandamiento.

La sedimentación simple es generalmente un tratamiento primario para reducir la carga de sólidos sedimentables antes de la coagulación; en esos casos se le conoce como presedimentación. La sedimentación después de la adición de coagulantes y de la floculación se usa para remover los sólidos sedimentables que han sido producidos por el tratamiento químico, como es el caso de remoción de color y turbiedad o en el ablandamiento con cal. La sedimentación puede ser precedida por presedimentación y aireación; generalmente va seguida de la filtración.

8.2 TIPOS DE SEDIMENTACIÓN

La sedimentación ocurre de manera diferente, según la naturaleza de los sólidos, su concentración y su grado de floculación.

En el agua se pueden encontrar partículas llamadas discretas, las cuales no cambian su tamaño, forma o peso cuando se sedimentan, y partículas floculentas y precipitantes en las cuales la densidad y el volumen cambia a medida que ellas se adhieren unas con otras mediante mecanismos de floculación, precipitación, arrastre o barrido. La existencia de diferentes tipos de partículas en concentraciones distintas hace que sea necesario considerar tipos desiguales de sedimentación, de acuerdo con la clase de concentración de partículas, como lo describe Fitch en la figura 8.1.

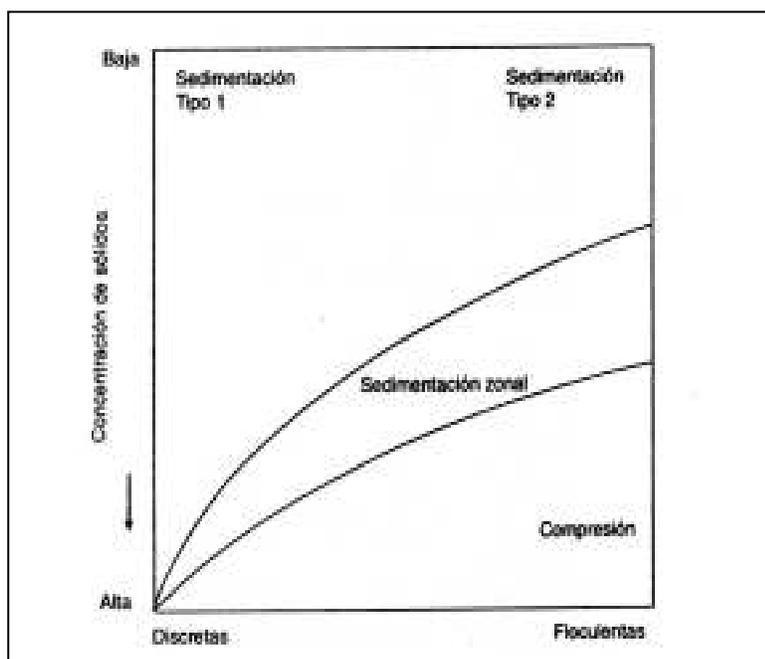


Figura 8.1 Diagrama Paragenético.

Dichos tipos de sedimentación son:

- Sedimentación tipo 1:

Se refiere a la remoción de partículas discretas no floculentas en una suspensión diluida. En estas condiciones se dice que la sedimentación es no interferida y es función solamente de las propiedades del fluido y de las características de la partícula. Es el tipo de sedimentación que ocurre con partículas de características floculentas mínimas en suspensiones diluidas, como sería el caso de sedimentación de materiales pesados inertes.

- Sedimentación tipo 2:

Se refiere a la sedimentación de suspensiones diluidas de partículas floculentas, en las cuales es necesario considerar las propiedades floculentas de la suspensión junto con las características de asentamiento de las partículas. Ocurre generalmente en el tratamiento de aguas residuales, dada la naturaleza de los sólidos en ella presentes y en la purificación de aguas potables cuando los sedimentadores están precedidos de floculadores y coagulación.

- Sedimentación zonal:

Describe la sedimentación másica y se refiere al proceso de sedimentación de suspensiones de concentración intermedia de material floculento, en las cuales se presenta un asentamiento interferido debido a la cercanía entre partículas. Dicha cercanía permite a las partículas gracias a las fuerzas entre ellas, tener una posición relativa fija de unas con otras; se forma una matriz porosa soportada por el fluido que desplazan, y como resultado la masa de partículas se desplaza hacia el fondo como un solo bloque, creando una interfase clara de separación entre el sobrenadante clarificado y el lodo, en un régimen descrito como sedimentación zonal.

- Compresión:

Ocurre cuando la concentración aumenta a un valor en que las partículas están en contacto físico unas con otras y el peso de ellas es sostenido parcialmente por la masa compactada. Se presenta en operaciones de espesamiento de lodos cuando las partículas se acumulan en el fondo del tanque de sedimentación; su peso es soportado por la estructura de la masa en compactación y el funcionamiento es función de la deformación de las partículas o floculos.

En la práctica, durante una operación de sedimentación, es común que se presente más de un tipo de sedimentación al mismo tiempo y es posible que coincidan los cuatro tipos.

8.3 SEDIMENTACIÓN TIPO 1

Se refiere a la sedimentación de partículas discretas, de aquellas partículas que no cambian su forma, tamaño o peso a medida que se sedimentan; en otras palabras, es el tipo de sedimentación libre, no interferida, función solamente de las propiedades del fluido y de la partícula.

Cuando se coloca una partícula discreta en un fluido en reposo, la partícula se mueve verticalmente debido a la gravedad, si su densidad difiere de la del fluido. Las fuerzas verticales que actuarán sobre una partícula discreta en el agua serán: una fuerza vertical hacia abajo igual al peso de la partícula en el agua, W , y una fuerza vertical hacia arriba, F o fuerza de arrastre debida a la fricción.

El peso de la partícula discreta en el agua es igual a:

$$W = V(\rho_s - \rho_w)g \quad (8.1)$$

$$V(\rho_s - \rho_w)g = \frac{CA_n\rho_w U^2}{2}$$

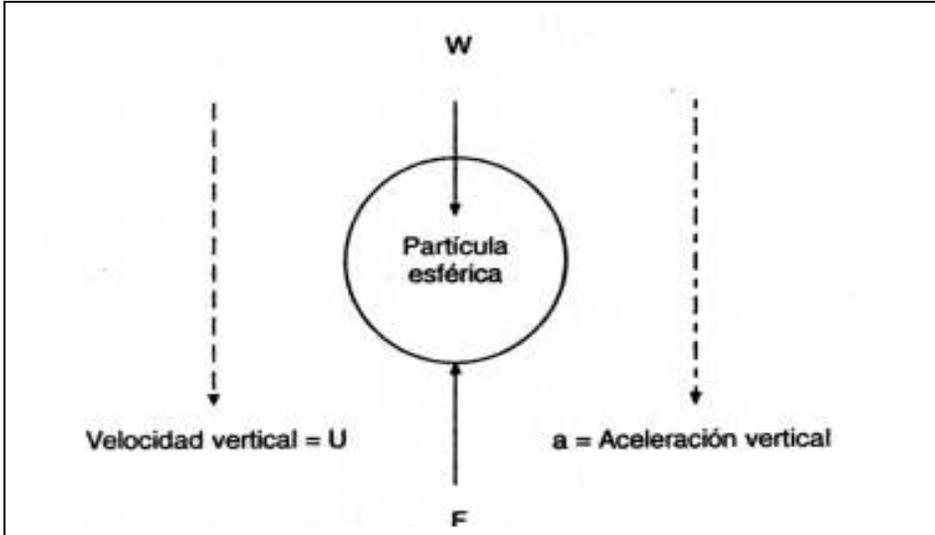


Figura 8.2 Sedimentación de la partícula discreta en reposo.

donde:

W = Peso de la partícula en el agua, N

V = Volumen de la partícula, m^3

ρ_s = Densidad de la partícula, kg/m^3

ρ_w = Densidad del agua, kg/m^3

g = Aceleración de la gravedad, $9.8 m/s^2$

La fuerza vertical de arrastre o fricción es función de la rugosidad, de la forma, tamaño y velocidad vertical de la partícula, así como de la densidad y viscosidad del agua. Empíricamente se ha encontrado que para partículas discretas:

$$F = \frac{CA_n\rho_w U^2}{2} \quad (8.2)$$

donde:

F = Fuerza de arrastre vertical, N

C = Coeficiente de arrastre de Newton, adimensional

A_n = Área de la sección transversal de la partícula normal a la dirección de asentamiento, m^2

U = Velocidad de asentamiento, m/s

ρ_w = Densidad del agua, kg/m^3

El valor de coeficiente de arrastre, C, es función del número de Reynolds:

$$N_{RE} = \frac{DU}{\nu} \quad (8.3)$$

donde:

D = Diámetro de la partícula, m

U = Velocidad de asentamiento, m/s

V = Viscosidad cinemática, m²/s

Para partículas esféricas y $N_{RE} < 10000$, Fair y Geyer han encontrado que:

$$C = \frac{24}{N_{RE}} + \frac{3}{(N_{RE})^{1/2}} + 0.34 \quad (8.4)$$

Inicialmente la partícula se acelerará hasta que la fuerza de fricción o de arrastre del fluido se haga igual a la fuerza impulsora de asentamiento.

Cuando las fuerzas verticales están en equilibrio, de acuerdo con la segunda Ley de Newton, la aceleración se hace cero y la velocidad se vuelve constante. Por lo tanto, para partículas esféricas:

$$U^2 = \frac{2V(\rho_s - \rho_w)g}{CA_n\rho_w} = \frac{2Vg}{CA_n}(S_s - 1) \left(\frac{\pi D^3 / 6}{\pi D^2 / 4} \right)$$

$$U = \sqrt{\frac{4g(S_s - 1)D}{3C}} \quad (8.5)$$

donde:

S_s = Densidad relativa de la partícula

En la zona de asentamiento viscoso, intervalo de Stokes, $N_{RE} < 0.5$, la relación entre el número de Reynolds y el coeficiente de arrastre se puede tomar igual a:

$$C = \frac{24}{N_{RE}} = \frac{24\nu}{DU} \quad (8.6)$$

Sustituyendo en la ecuación 8.5 se tiene:

$$U = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{gDU}{24\nu} (S_s - 1)D} = \sqrt{\frac{gD^2(S_s - 1)U}{18\nu}} \quad (8.7)$$

$$U = \frac{gD^2(S_s - 1)}{18\nu}$$

La ecuación anterior se conoce como Ley de Stokes y ha sido comprobada experimentalmente.

En el intervalo de Newton, $1.000 < N_{RE} < 100.000$, el valor de C es aproximadamente constante e igual a 0.4; por lo tanto,

$$U = \sqrt{\frac{10g(S_s - 1)D}{3}} \quad (8.8)$$

Vale la pena señalar que en la discusión anterior se supone que $W = F$, lo cual implica la sustitución de las siguientes condiciones:

- Relación V/A_n constante; corresponde a partículas discretas esféricas.
- Ausencia de viento y corrientes de densidad o térmicas.
- Ausencia de cortocircuitos.
- C constante y por consiguiente viscosidad y temperatura constante.

Obviamente, en la práctica no es posible satisfacer todas estas condiciones simultáneamente.

8.4 TANQUES DE SEDIMENTACIÓN IDEAL. SEDIMENTACIÓN TIPO 1

Para propósitos teóricos se acostumbra dividir el tanque de sedimentación en 4 zonas: zona de entrada, zona de salida, zona de lodos y zona de asentamiento, como se indica en la figura 8.3.

La 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 caudal afluente sobre toda la sección transversal del tanque para que el flujo siga trayectorias horizontales a través de la zona de asentamiento.

La zona de salida provee una transición suave entre la zona de asentamiento o sedimentación y el flujo efluente.

La zona de lodos tiene como función recibir el material sedimentado e impedir que interfiera con el asentamiento de partículas en la zona de sedimentación; se supone que toda partícula que alcanza esta zona es removida efectiva y realmente de la suspensión.

La zona de sedimentación suministra el volumen de tanque necesario para el asentamiento libre de interferencia proveniente de las otras tres zonas.

Idealmente, cada zona debe efectuar sus funciones sin interferencia de las otras, para lograr la mayor eficiencia del tanque de sedimentación.

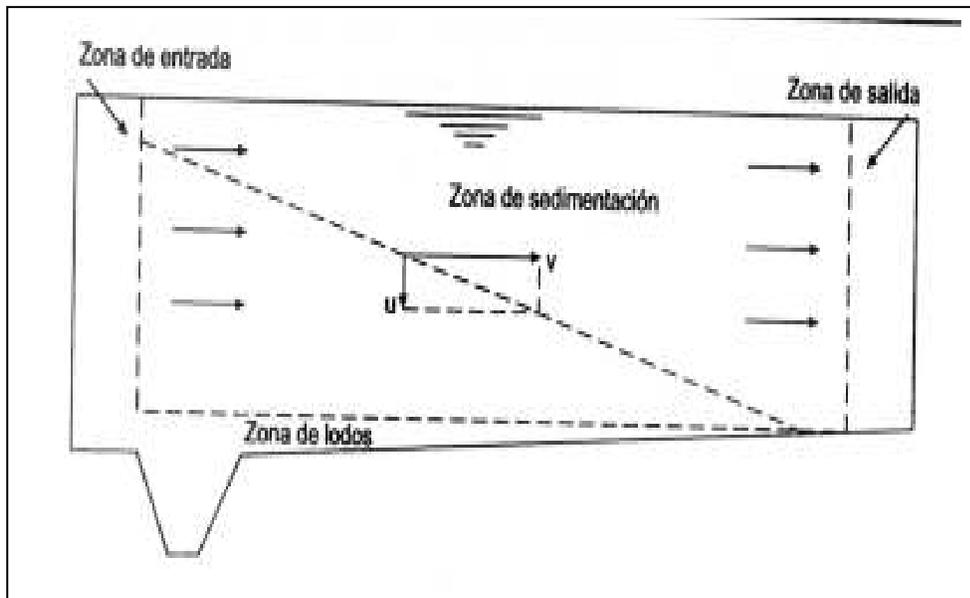


Figura 8.3 Zonas hipotéticas de sedimentación rectangular.

Hazen y Camp, suponiendo sedimentación de partículas discretas en un tanque ideal de sedimentación, desarrollaron algunos conceptos fundamentales de la sedimentación. En dicho tanque, las trayectorias de todas las partículas discretas son rectas y todas las partículas de igual velocidad de asentamiento se moverán en trayectorias paralelas como se indica en la figura 8.4

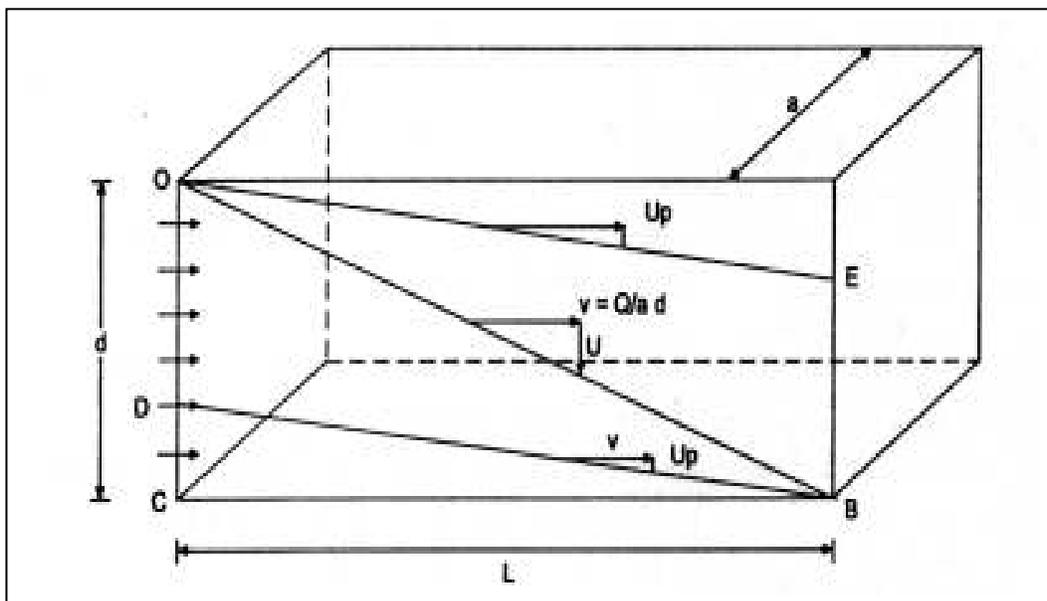


Figura 8.4 Sedimentación de partículas discretas.

Una partícula con velocidad de asentamiento U y transportada horizontalmente con velocidad v , seguirá una trayectoria rectilínea inclinada como resultado de la suma del vector de velocidad de flujo y del vector de velocidad de asentamiento, indicado por la recta OB .

Por triángulos semejantes, como se deduce en la figura 8.4:

$$\frac{U}{v} = \frac{d}{L}$$

Por lo tanto, en función del caudal, Q, y del área superficial, A,

$$U = \frac{vd}{L} = \frac{Qd}{adL} = \frac{Q}{aL}$$

$$U = \frac{Q}{A} = \text{carga superficial} \quad (8.9)$$

La relación Q/A, carga superficial, tiene las dimensiones de velocidad, generalmente m/d, e indica que, teóricamente, la sedimentación es función del área superficial del tanque e independiente de la profundidad.

Todas las partículas discretas con velocidad de asentamiento igual o mayor que U serán completamente removidas, es decir que el 100% de remoción ocurrirá cuando todas las partículas en la suspensión tuviesen velocidades de asentamiento por lo menos iguales a U.

Por el contrario, si consideramos una partícula con velocidad de asentamiento U_p menor que U, solamente una fracción de ellas será removida. En efecto, como se ve en la figura 8.4, solamente las partículas con velocidad $U_p < U$ que alcancen el tanque dentro de la altura DC serán removidas.

Ahora bien, si el área del triángulo con catetos OC y L representan el 100% de remoción de partículas, entonces la relación de remoción R, fracción removida de partículas con velocidad de asentamiento U_p , será:

$$R = \frac{DC}{OC} = \frac{U_p}{U} = \frac{AU_p}{U} = \frac{aLU_p}{Q} \quad (8.10)$$

La ecuación demuestra que para cualquier caudal Q, la remoción de material suspendido es función del área superficial del tanque de sedimentación e independiente de la profundidad. En otras palabras, la remoción y, por consiguiente, el diseño de sedimentadores dependen sólo de la carga superficial.

Según Rich, a la conclusión anterior se llega también si se formula la tasa máxima a la cual puede clarificarse un líquido, mediante la figura 8.5.

En la figura 8.5 una suspensión diluida de partículas discretas ocupan un volumen rectangular. Bajo condiciones tranquilas, las partículas se sedimentan con velocidad U y el líquido, a cualquier profundidad z, se clarificará tan pronto como aquellas partículas localizadas en el nivel superior pasen a través del nivel z. La tasa de clarificación se puede calcular así:

$$Q = \frac{z}{t} A = UA \quad (8.11)$$

donde:

Q =Tasa volumétrica de clarificación, m^3/s

z =Distancia a través de la cual las partículas se sedimentan en el tiempo t, m

t =Tiempo de sedimentación, s

A =Área superficial perpendicular a la dirección de sedimentación, m²

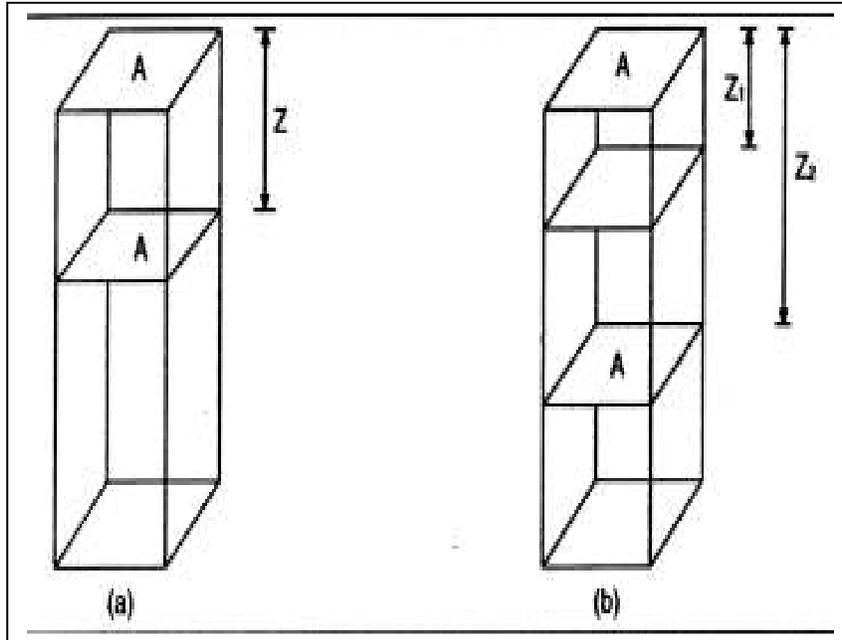


Figura 8.5 Volúmenes rectangulares de una suspensión de partículas no floculentas en sedimentación bajo condiciones tranquilas.

- (a) Partículas con velocidades uniformes.
- (b) Partículas con dos velocidades de asentamiento.

De nuevo, la ecuación 8.11 hace evidente que la capacidad de tratamiento en un tanque de asentamiento en el cual se presente sedimentación tipo 1 es, teóricamente, independiente de la profundidad del tanque y solamente función del área superficial del tanque y de la velocidad de asentamiento de las partículas.

Observando la figura 8.5 (b) y aplicando la ecuación 8.11 se tiene que:

$$Q_1 = U_1 A$$

$$Q_2 = U_2 A$$

La fracción en peso de partículas removidas con velocidad de asentamiento menor, U_1 , será:

$$X_1 = \frac{Z_1}{Z_2} = \frac{U_1}{U_2} \quad (8.12)$$

Según Camp, para cualquier tasa de clarificación Q, la remoción total de partículas discretas de una suspensión diluida de partículas discretas, con velocidades de asentamiento diferentes, se puede producir con un análisis de sedimentación realizado en columnas de sedimentación semejantes a la de la figura 8.6.

En los ensayos de columna de sedimentación, la suspensión se coloca en la columna y se deja asentar bajo condiciones tranquilas. A intervalos diferentes de tiempo, se extraen muestras de una profundidad determinada y se cuantifica la concentración de partículas en cada muestra. Cada muestra estará libre de partículas con velocidades de asentamiento lo suficientemente grande como para permitirles que recorran durante el tiempo de

sedimentación una distancia mayor que la profundidad de muestreo. La velocidad máxima de sedimentación de las partículas, en cada muestra, será aproximadamente:

$$U_n = \frac{z_n}{t} \quad (8.13)$$

donde:

z_n = profundidad de muestreo, m

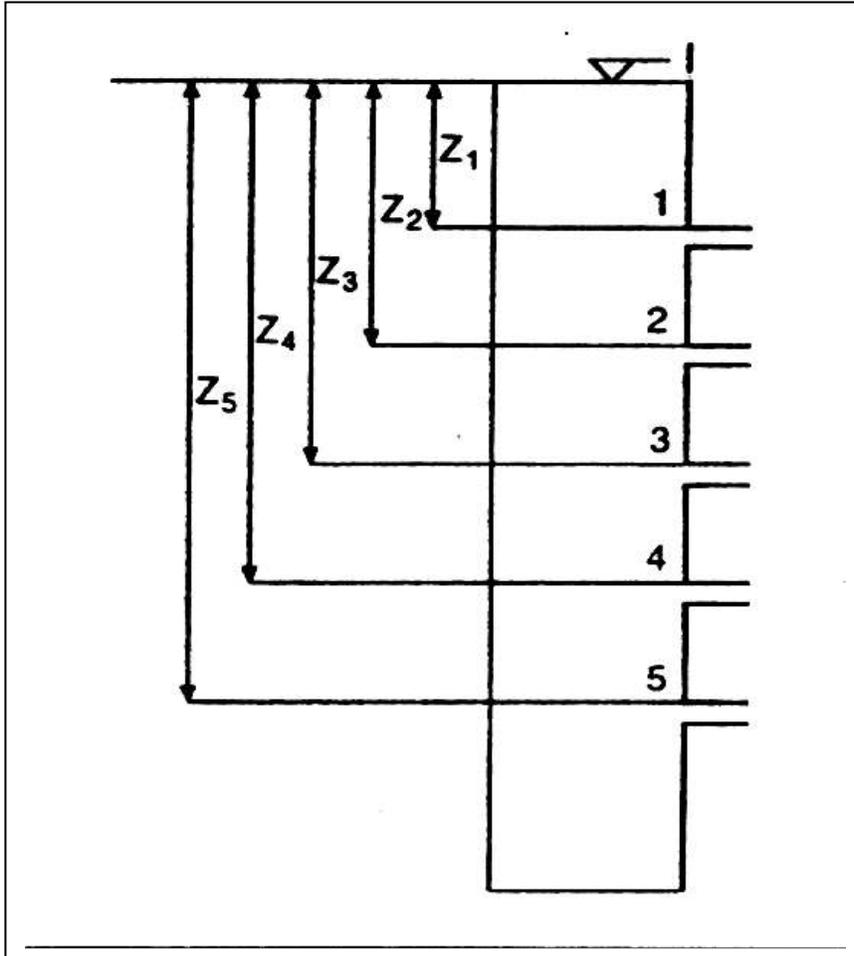


Figura 8.6 Columna para análisis de sedimentación.

Con los resultados experimentales se puede elaborar la curva de velocidad de asentamiento de la suspensión y determinar la remoción total de partículas. La curva característica que se obtiene es como la de la figura 8.7.

Para una tasa de clarificación determinada, Q_0 , se obtiene:

$$Q_0 = U_0 A \quad (8.14)$$

Todas las partículas con velocidad de asentamiento $U_p \geq U_0$ serán completamente removidas. Tales partículas constituyen $1 - X_0$ del total de partículas originalmente existentes en la suspensión clarificada.

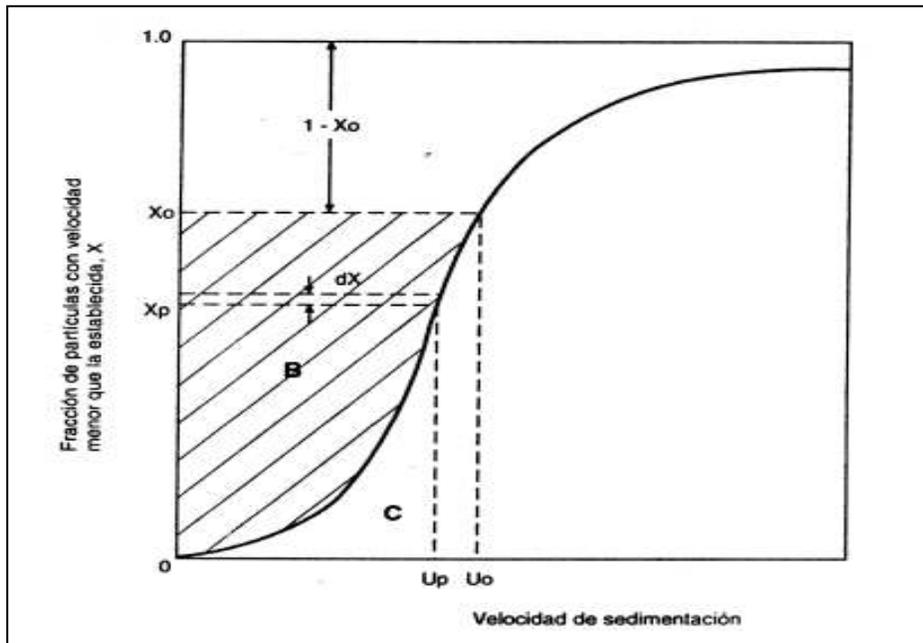


Figura 8.7 Curva para análisis de la velocidad de asentamiento de partículas discretas.

La fracción en peso de partículas removidas con velocidad $U_p \leq U_0$ será, según la ecuación 8.10 de Hazen, igual a:

$$\int_0^{x_0} \frac{U_p}{U_0} dx$$

Por lo tanto, la remoción total en el líquido clarificado será:

$$X_T = (1 - X_0) + \frac{1}{U_0} \int_0^{x_0} U_p dx \quad (8.15)$$

donde:

X_T = Fracción total removida

$1 - X_0$ = Fracción de partículas con velocidad U_p mayor que U_0

$\frac{1}{U_0} \int_0^{x_0} U_p dx$ = Fracción de partículas removidas con velocidad U_p menor que U_0

El último término de la ecuación 8.15 se cuantifica mediante integración gráfica de la curva para análisis de sedimentación de partículas discretas entre los límites 0 y X_0 , es decir en el área sombreada de la figura 8.7.

En términos de las áreas B y C de la figura 8.7, lo anterior es equivalente a:

$$X_T = (1 - X_0) + \frac{BX_0}{B + C} = (1 - X_0) + \frac{B}{U_0}$$

La remoción es la función de la U_0 , o sea de la carga superficial, única variable de control por parte del diseñador. Para un caudal específico, a mayor área superficial, menor carga superficial, mayor eficiencia de remoción. Este hecho conduce al diseño de los sedimentadores de tubos.

8.5 SEDIMENTACIÓN TIPO 2

En este tipo de sedimentación se tiene que tener en cuenta las propiedades floculentas de la suspensión además de las características de sedimentación de las partículas.

Dos partículas que se aglomeran durante su asentamiento pierden su velocidad individual de sedimentación y, por consiguiente, se sedimentan con otra velocidad característica de la nueva partícula formada, generalmente mayor que las velocidades originales. Este tipo de sedimentación, conocido como sedimentación floculenta, es el tipo de sedimentación más común en purificación y tratamiento de aguas.

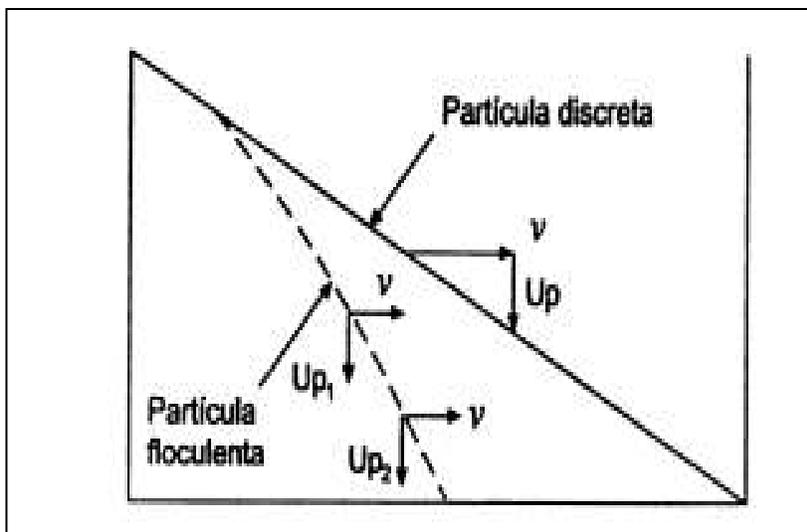


Figura 8.8 Trayectorias de sedimentación.

En aguas turbias de ríos, el material suspendido consiste principalmente en partículas finas de sílice, arcilla y limo; la densidad relativa de dichas partículas varía entre 2.6 para granos finos de arena hasta 1.03 para partículas de lodo floculado con 95% de agua. Las partículas vegetales suspendidas tienen, según su contenido de agua, densidades relativas entre 1.0 y 1.5. El floculo de alumbre y de hierro varía en densidad según el contenido de agua y el tipo de sólido atrapado en él, con densidades relativas para el floculo de alumbre entre 1.002 y 1.18 y de 1.002 a 1.34 para el floculo de hierro.

En plantas de ablandamiento el floculo de cal y soda ash tiene densidades relativas variables alrededor de 1.2. Por conveniencia, en muchos casos, se supone que la sedimentación de una suspensión es del tipo de partículas discretas, con el objeto de predecir más sencillamente las velocidades de asentamiento y la remoción de material suspendido; sin embargo, para suspensiones de partículas floculentas es necesario el análisis de sedimentación para tener en cuenta dicho efecto sobre el proceso de asentamiento.

En la sedimentación tipo 2, tanto la densidad como el volumen de las partículas cambia a medida que ellas se adhieren unas a otras mediante el mecanismo de la floculación y la precipitación química. Consecuentemente el peso de la partícula en el agua, W , y la fuerza de arrastre, F , cambian y el equilibrio de fuerzas verticales se rompe. Como resultado, las velocidades de asentamiento de las partículas cambian con el tiempo y la profundidad, es decir que la remoción es función no sólo de la carga superficial sino también de la profundidad y el tiempo de retención. Hasta el presente, no existe formulación matemática que evalúe exactamente todas las variables que afectan la sedimentación de partículas floculentas y por ello es necesario efectuar los análisis con columnas de sedimentación.

En la práctica se reconoce que, para una velocidad de sedimentación determinada, tanto el tiempo de retención como la profundidad afectan el grado de remoción, puesto que en un tanque de mayor profundidad se requiere un tiempo mayor para que la partícula alcance el fondo. Esto significa que, para una velocidad de sedimentación fija, la relación del tiempo de retención a la profundidad determina el número de partículas que alcanza el fondo.

De la ecuación 8.10

$$R = \frac{U_p}{U} = \frac{U_p}{\frac{Q}{A}} = \frac{U_p}{\frac{V}{tA}} = \frac{U_p}{\frac{aLd}{taL}} = \frac{U_p}{aLd}$$

Por lo tanto,

$$R = \frac{t}{d} U_p \quad (8.16)$$

Desde 1904 Hazen proponía subdividir horizontalmente los tanques de sedimentación para aumentar su capacidad de tratamiento. En 1946 Camp presentó el diseño de sedimentadores con bandejas horizontales y, en forma semejante, otros diseños intentaron hacer uso de los principios teóricos vistos en repetidas ocasiones. Sin embargo, los tanques con varios compartimientos horizontales nunca se hicieron populares principalmente por fallas en su limpieza.

En 1968, Culp, Hansen y Richardson, observando que una partícula que se sedimenta con una velocidad de 2.5 cm/min requiere 2 horas para caer al fondo de un tanque convencional de 3 m de profundidad y que requeriría sólo 2 minutos para caer al fondo de un tanque de 5 cm de profundidad, idearon los sedimentadores de tasa alta o sedimentadores de poca profundidad.

8.6 TANQUE DE SEDIMENTACIÓN IDEAL. SEDIMENTACIÓN TIPO 2

La remoción de partículas en un tanque de sedimentación ideal, para suspensiones diluidas de partículas floculentas, puede determinarse a partir de un análisis con columnas de sedimentación. La suspensión se coloca en una columna semejante a la mostrada en la figura 8.6 y se deja sedimentar en condiciones tranquilas. Se determina la concentración de partículas sobre muestras tomadas a diferentes profundidades con intervalos de

tiempos diferentes y se calculan las fracciones en peso de partículas removidas en cada profundidad y cada intervalo de tiempo.

Con dichos valores se construye un gráfico de la fracción de remoción de partículas floculentas en función del tiempo y la profundidad de sedimentación. En dicho gráfico se unen los puntos de igual fracción de remoción para obtener las curvas de isoconcentración. Las curvas de isoconcentración representan la trayectoria de sedimentación máxima para la remoción indicada y la relación profundidad/tiempo igual a la velocidad promedio mínima de sedimentación para dicha remoción.

El procedimiento para determinar la remoción total de partículas floculentas en un tanque específico es similar al utilizado para partículas discretas.

8. 7 SEDIMENTACIÓN DE TASA ALTA

Por sedimentación de tasa alta, sedimentadores de poca profundidad, se entiende sedimentación en elementos poco profundos, en módulos de tubos circulares, cuadrados, hexagonales, octagonales, de placas planas paralelas, de placas onduladas o de otras formas, en tanques poco profundos, con tiempos de retención menores de 15 minutos. La característica principal de un sedimentador de alta tasa es su poca profundidad, usualmente del orden de centímetros. En los pequeños conductos usados como sedimentadores de alta tasa se puede desarrollar flujo laminar. La distribución de velocidad dista mucho de ser uniforme; por lo tanto, las trayectorias de las partículas no son líneas rectas como en el modelo ideal de Camp.

En el modelo de Hazen y Camp para tanques de sedimentación convencional con flujo uniforme, la carga superior del tanque de sedimentación representa la velocidad crítica de asentamiento de las partículas suspendidas; teóricamente, toda partícula con velocidad de asentamiento mayor o igual que la velocidad crítica será removida en el tanque. En el modelo de Yao, se generaliza la teoría de sedimentación de Camp a los sedimentadores inclinados, suponiendo sedimentación de partículas discretas en tanques de alta tasa con flujo laminar y unidimensional. Para una partícula, la ecuación de movimiento sería:

$$m \frac{dv_p}{dt} = (\rho_p - \rho)Vg - F \quad (8.17)$$

donde:

m = Masa de la partícula

V_p = Velocidad de la partícula

t =Tiempo

ρ_p = Densidad de la partícula

ρ = Densidad del fluido

g = Aceleración gravitacional

V = Volumen de la partícula

F = Fuerza resistente del fluido

Para flujo laminar, Stokes demostró que la fuerza de arrastre es:

$$F = 3\pi\mu d_p(v_p - v) \quad (8.18)$$

donde:

μ = Viscosidad dinámica del fluido

d_p = Diámetro hidráulico de la partícula

v_p = Velocidad de la partícula

v = Velocidad del fluido

Ignorando el efecto de la fuerza de inercia, $m=0$, se tiene

$$(\rho_p - \rho)Vg = F = 3\pi\mu d_p(v_p - v)$$

$$v_p - v = \frac{(\rho_p - \rho)Vg}{3\pi\mu d_p} = v_s \quad (8.19)$$

donde:

v_s = Velocidad de asentamiento de la partícula, o velocidad vertical de caída de la partícula

La figura 8.9 representa el sistema de coordenadas usadas por Yao. El eje X es paralelo a la dirección de flujo; θ es el ángulo entre el eje X y el eje horizontal, o sea el ángulo de inclinación; U es la velocidad local del fluido en la dirección X o dirección del flujo. El eje Y es normal a la dirección de flujo, o sea es perpendicular a X.

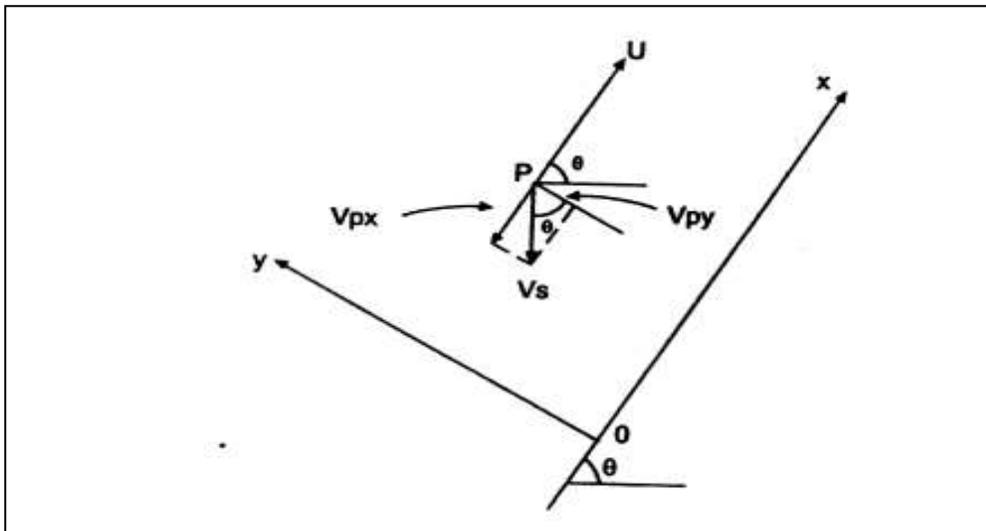


Figura 8.9 Sistema de coordenadas.

Por lo tanto,

$$v_{px} = U - v_s \text{sen} \theta \quad (8.20)$$

$$v_{py} = -v_s \cos \theta \quad (8.21)$$

donde v_{px} y v_{py} son las componentes de velocidad de v_p en X y Y.

Por definición,

$$v_{px} = \frac{dx}{dt}; v_{py} = \frac{dy}{dt} \quad (8.22)$$

Combinando las ecuaciones 8.20, 8.21 y 8.22 se tiene:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-v_s \cos \theta}{U - v_s \sin \theta} \quad (8.23)$$

La ecuación 8.23 es la ecuación diferencial de la trayectoria de la partícula integrando:

$$\int U dy - v_s y \sin \theta + v_s x \cos \theta = C_0 \quad (8.24)$$

donde:

C_0 = Constante de integración.

Llamando:

v_0 = Velocidad promedio de flujo

d = Profundidad de flujo, normal a la dirección de flujo

y dividiendo la ecuación 8.24 por $v_0 d$ se tiene:

$$\int \frac{U}{v_0 d} dY - \frac{v_s}{v_0} \cdot \frac{y}{d} \sin \theta + \frac{v_s}{v_0} \frac{x}{d} \cos \theta = C_1 \quad (8.25)$$

$$\int \frac{U}{v_0 d} dY - \frac{v_s}{v_0} Y \sin \theta + \frac{v_s}{v_0} X \cos \theta = C_1$$

donde: C_1 = Constante de integración ajustada y,

$$Y = \frac{y}{d} \quad X = \frac{x}{d}$$

La ecuación 8.25 es la ecuación general de la trayectoria de la partícula.

El valor de C_1 y de $\int \frac{U}{v_0} dY$ se puede evaluar para una trayectoria particular en un sistema determinado de sedimentación de alta tasa.

8.9.1 Sedimentadores de placas paralelas:

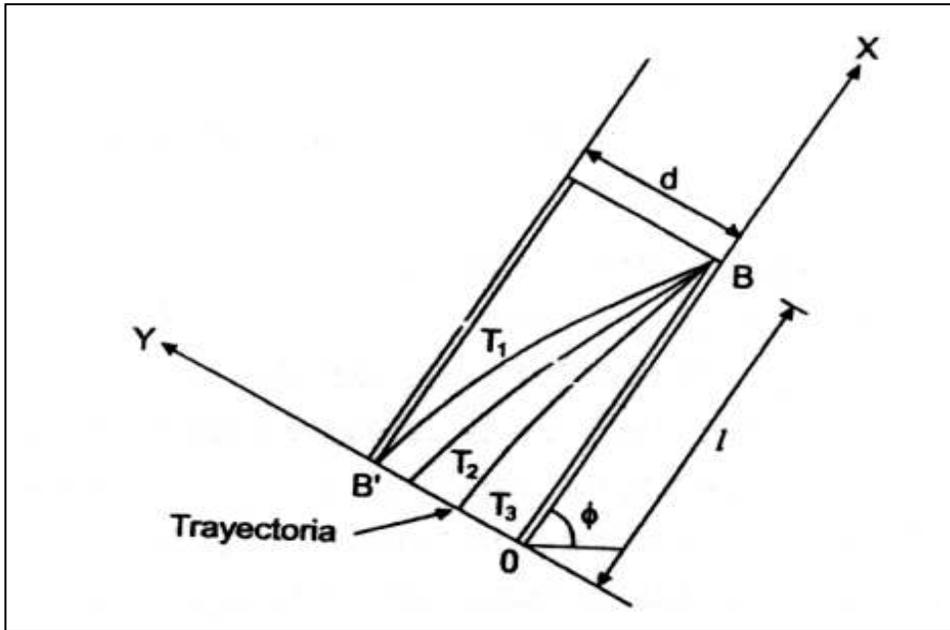


Figura 8.11 Esquema sedimentador de placas paralelas.

Para flujo laminar entre placas paralelas, como las de la figura 8.10, según Streeter:

$$\frac{U}{v_0} = 6(Y - Y^2) \quad (8.26)$$

Sustituyendo 8.26 en 8.25 e integrando, se tiene:

$$3Y^2 - 2Y^3 - \frac{v_s}{v_0} Y \sin \theta + \frac{v_s}{v_0} X \cos \theta = C_1 \quad (8.27)$$

La ecuación 8.27 es la ecuación general para la trayectoria de partículas suspendidas (T_1, T_2, T_3), en flujo laminar, a través de dos placas paralelas.

Para el punto B de la figura 8.11:

$$X = L$$

$$Y = 0$$

X y Y expresadas adimensionalmente,

Donde por definición: $L = \frac{l}{d}$ = longitud relativa del sedimentador

Reemplazando dichos valores en la ecuación 8.27 se obtiene:

$$C_1 = \frac{v_s}{v_0} L \cos \theta \quad (8.28)$$

Reemplazando la ecuación 8.28 en la ecuación se tiene:

$$3Y^2 - 2Y^3 - \frac{v_s}{v_0} Y \sin \theta + \frac{v_s}{v_0} (X - L) \cos \theta = 0 \quad (8.29)$$

La ecuación 8.29 es la ecuación de la familia de trayectoria de las partículas; la trayectoria real que tomará una partícula dependerá de la magnitud de la relación v_s/v_0 para la partícula. Entre la familia de trayectorias existe una trayectoria límite que se inicia en B', la parte superior del canal en su entrada, y representa la trayectoria superior de la familia. Dicha trayectoria superior representa físicamente la trayectoria limitante puesto que ella define la velocidad crítica de asentamiento de la partícula v_{sc} , para un sistema determinado. Toda partícula suspendida con una velocidad de asentamiento mayor que, o igual a, dicha velocidad crítica de asentamiento sería completamente removida en el sedimentador.

Como las coordenadas del punto B', en la figura 8.10, son:

$$X = 0$$

$$Y = 1$$

Reemplazando nuevamente, en la ecuación 8.29, se obtiene:

$$\frac{v_{sc}}{v_0} (\sin \theta + L \cos \theta) = 1 \quad (8.30)$$

La ecuación 8.30 indica que la eficiencia de un sedimentador de alta tasa está caracterizada por un parámetro S:

$$S = \frac{v_s}{v_0} (\sin \theta + L \cos \theta) \quad (8.31)$$

El valor crítico de S, S_c , para sedimentadores de placas paralelas es 1,0 como lo indica la ecuación 8.30. Por lo tanto, teóricamente, cualquier partícula suspendida, con un valor de S mayor o igual que, 1, en un sedimentador de placas paralelas, será removida.

En general, para sedimentadores de tasa alta, la velocidad crítica de asentamiento está dada por:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_0}{\sin \theta + L \cos \theta} \quad (8.32)$$

donde:

v_0 = Velocidad promedio del fluido en el elemento de sedimentación de alta tasa o carga superficial en el área de sedimentación de tasa alta

θ = Ángulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa

L = Longitud relativa del sedimentador de alta tasa, en flujo laminar

$S_c = 1.0$ para sedimentadores de placas paralelas

$S_c = 4/3$ para tubos circulares

$S_c = 11/8$ para conductos cuadrados

La ecuación 8.32 indica que la eficiencia de un sedimentador de alta tasa es función de la longitud relativa del sedimentador L y del ángulo de inclinación θ . Como lo demuestra Yao, L preferiblemente debe ser igual a 20 y en general menor de 40.

Por razones prácticas, para permitir la remoción continua del lodo, θ es generalmente igual a 60° .

En los sedimentadores de tasa alta se supone régimen de flujo laminar. En la práctica se acostumbra dejar el primer cuarto de la longitud del tanque de sedimentación libre de elementos de sedimentación de tasa alta para permitir buenas condiciones de entrada del caudal. Sin embargo, a la entrada existirá una región de transición en la cual el flujo uniforme se convierte gradualmente en flujo completamente laminar debido a la influencia de los contornos sólidos. La longitud relativa, L' , para la región de transición en tubos, según Streeter y Yao es:

$$L' = 0.058 \frac{v_0 d}{\nu} \quad (8.33)$$

donde:

ν = Viscosidad cinemática del fluido.

La ecuación 8.33, según Yao, puede aplicarse a otros tipos de sedimentadores. Sin embargo, esta ecuación da valores muy altos y se prefiere la ecuación recomendada por Schulza:

$$L' = 0.013 N_{RE} \quad (8.34)$$

$$L' = \frac{0.013 v_0 d}{\nu} \quad (8.35)$$

La existencia de la región de transición obliga a tener en cuenta, para los cálculos, la longitud de la zona de transición y tomar como valor de L en la ecuación 8.32 un valor de longitud relativa efectiva de sedimentación, en flujo laminar, L_c , igual a L corregida en la longitud de transición L' , con lo cual se provee un factor de seguridad en el diseño.

Por lo tanto, para verificar un diseño, la ecuación 8.32 se convierte en :

$$v_{sc} = \frac{S_C v_0}{\text{sen } \theta + L_C \cos \theta} \quad (8.36)$$

$$L_C = L - L' \quad (8.37)$$

donde:

L_C = Longitud relativa del sedimentador de tasa alta en flujo laminar, corregida en la longitud de transición.

Según Yao, en los casos en que L sea mayor que L_c se sugiere tomar como valor de longitud relativa del sedimentador un valor igual a $2L_c$, o sea:

$$L = 2L_c \quad (8.38)$$

y aumenta el valor de la longitud del sedimentador, L , al nuevo valor de L .

Algunos autores recomiendan verificar el número de Reynolds para garantizar flujo laminar en los sedimentadores de tasa alta. En general se recomienda:

$$N_{RE} < 500$$

$$N_{RE} < 250$$

$$N_{RE} < 200$$

$$N_{RE} = 280$$

Con:

$$N_{RE} = \frac{v_0 d}{\nu} \quad (8.39)$$

donde:

v_0 = Velocidad promedio de flujo en el sedimentador

d = Ancho del sedimentador o conducto

ν = Viscosidad cinemática

El tiempo de retención se calcula por la expresión:

$$t = \frac{L}{v_0} \quad (8.40)$$

En general el tiempo de retención es de 3 a 6 minutos en sedimentadores de tubos y de 15 a 25 minutos en sedimentadores de placas.

8.8 TIPOS DE TANQUES DE SEDIMENTACIÓN

En general los tanques de sedimentación son estanques rectangulares o circulares de aproximadamente 3 m de profundidad, con pantallas de entrada y vertederos efluentes. Recientemente se han introducido, con mucha frecuencia, los sedimentadores de placas planas, de tubos, de flujo ascensional, y otros tipos de sedimentadores de tasa alta, con el objeto de obtener el mismo grado de clarificación que en sedimentadores convencionales, pero con menor uso de terreno.

Los sedimentadores convencionales usados en purificación de aguas son generalmente rectangulares, circulares o cuadrados. En tanques rectangulares, figura 8.11, el flujo va esencialmente en una dirección, paralelo a la longitud del estanque, y se llama flujo rectilíneo. En tanques circulares de dosificación central, figura 8.12, el agua fluye radialmente desde centro al perímetro externo; esto se conoce como flujo radial. Otros tanques circulares tienen

dosificación perimetral con flujo en espiral o flujo radial. Algunos tipos de tanques de sedimentación, así como otras características de su construcción, se muestran en las figuras que aparecen a continuación.

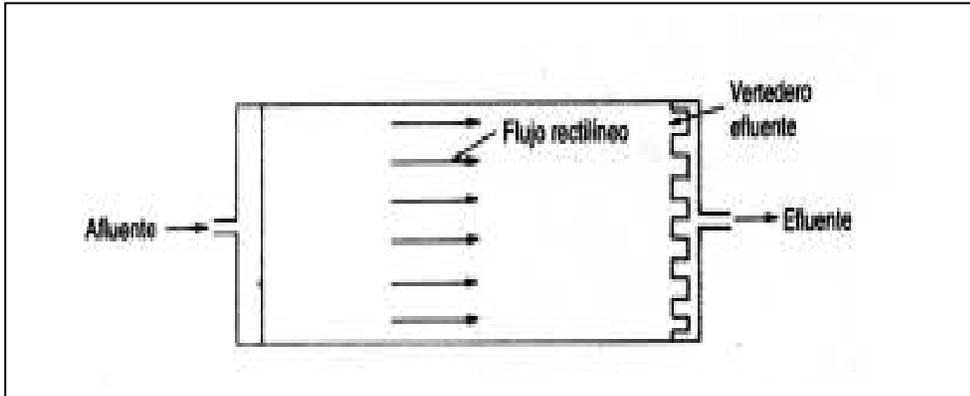


Figura 8.12 Tanque de sedimentación rectangular, flujo rectilíneo.

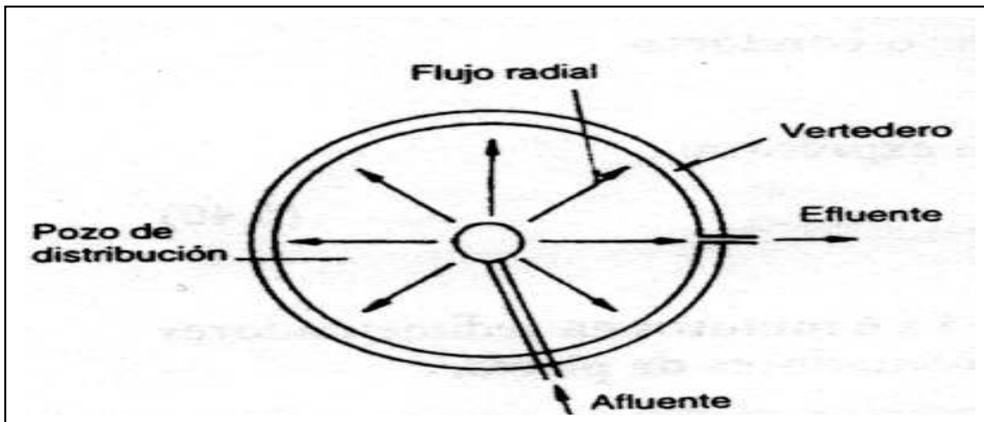


Figura 8.13 Tanque de sedimentación perimetral, flujo circular

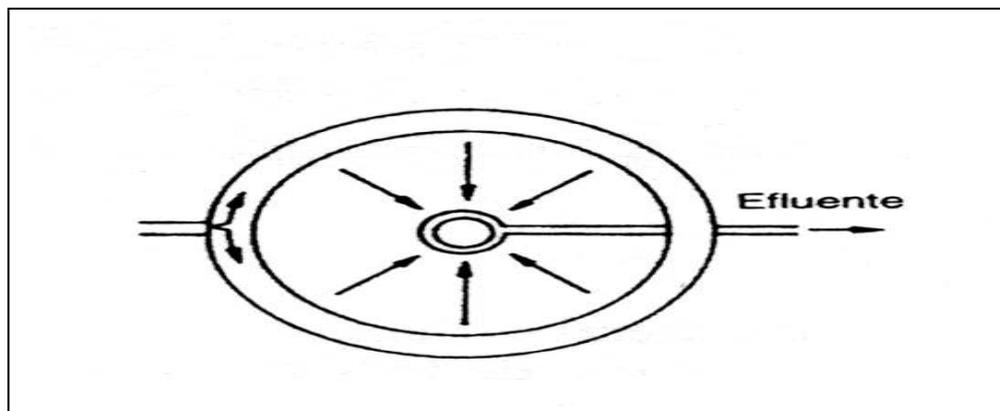


Figura 8.14 Tanque de sedimentación, dosificación central, flujo radial

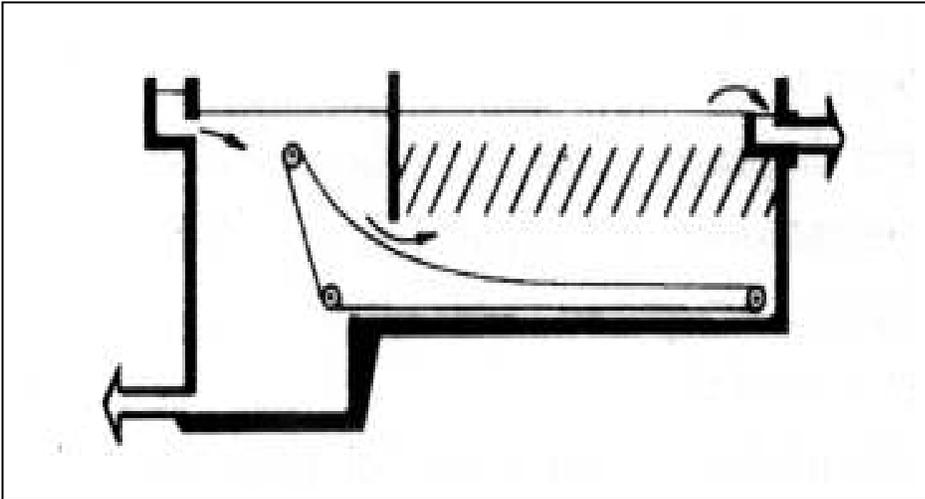


Figura 8.15 Sedimentador rectangular.

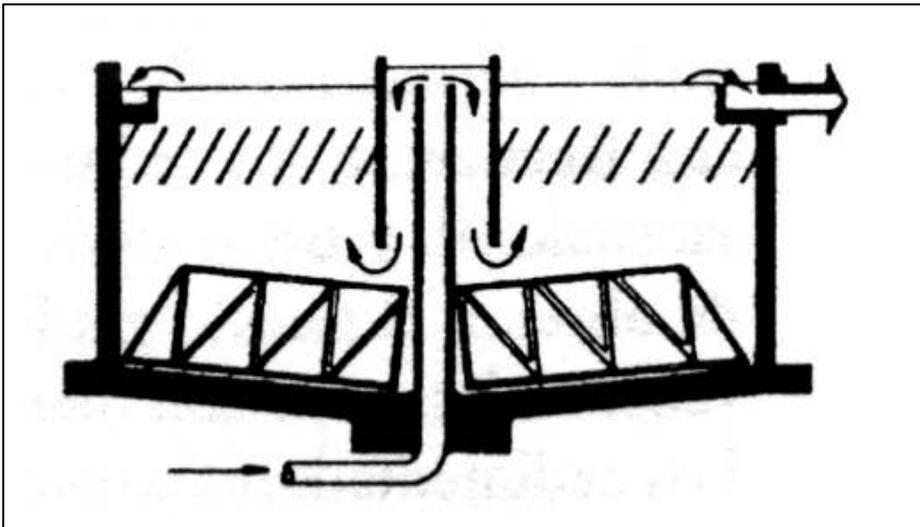
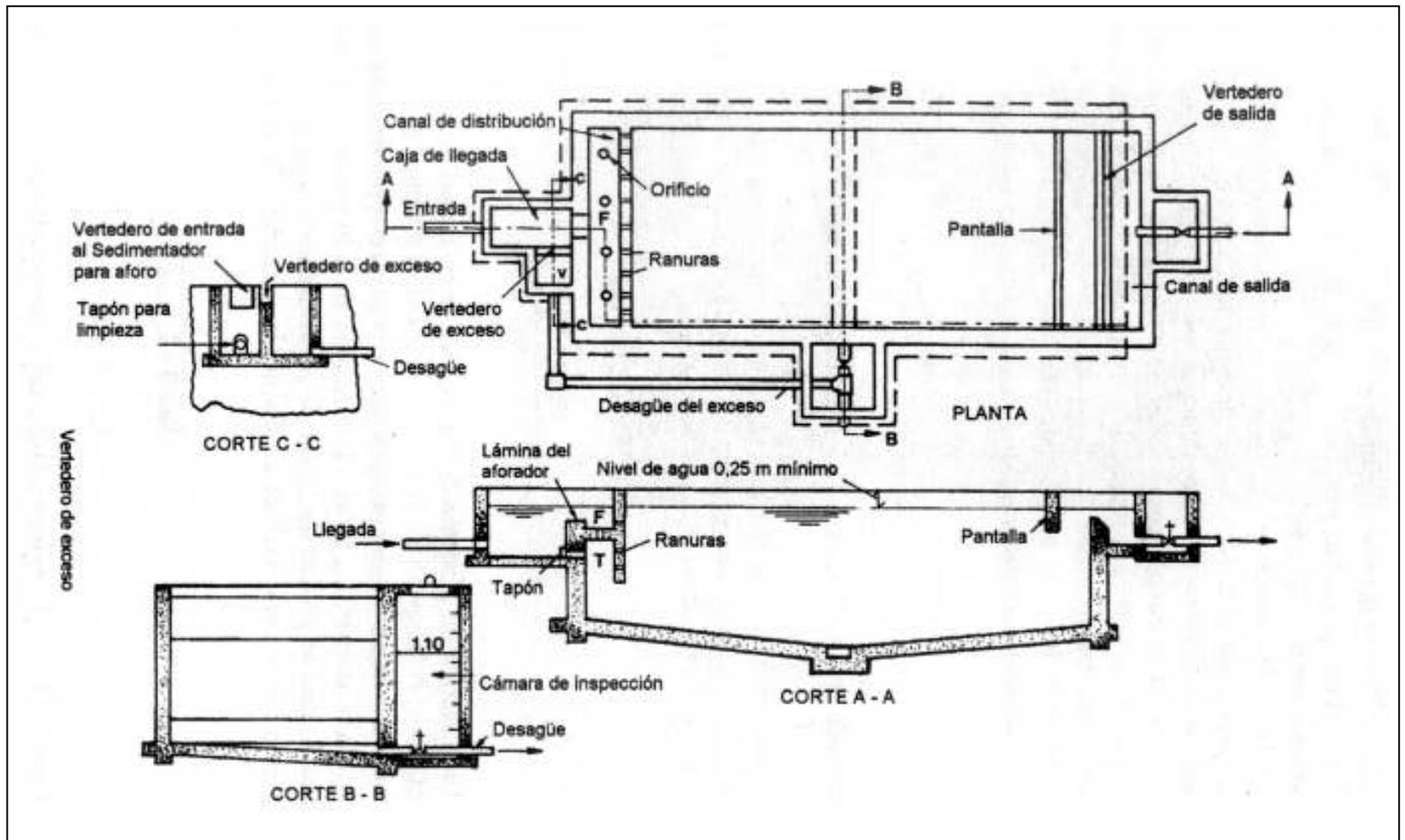


Figura 8.16 Sedimentador circular.

Figura 8.17 Sedimentador simple



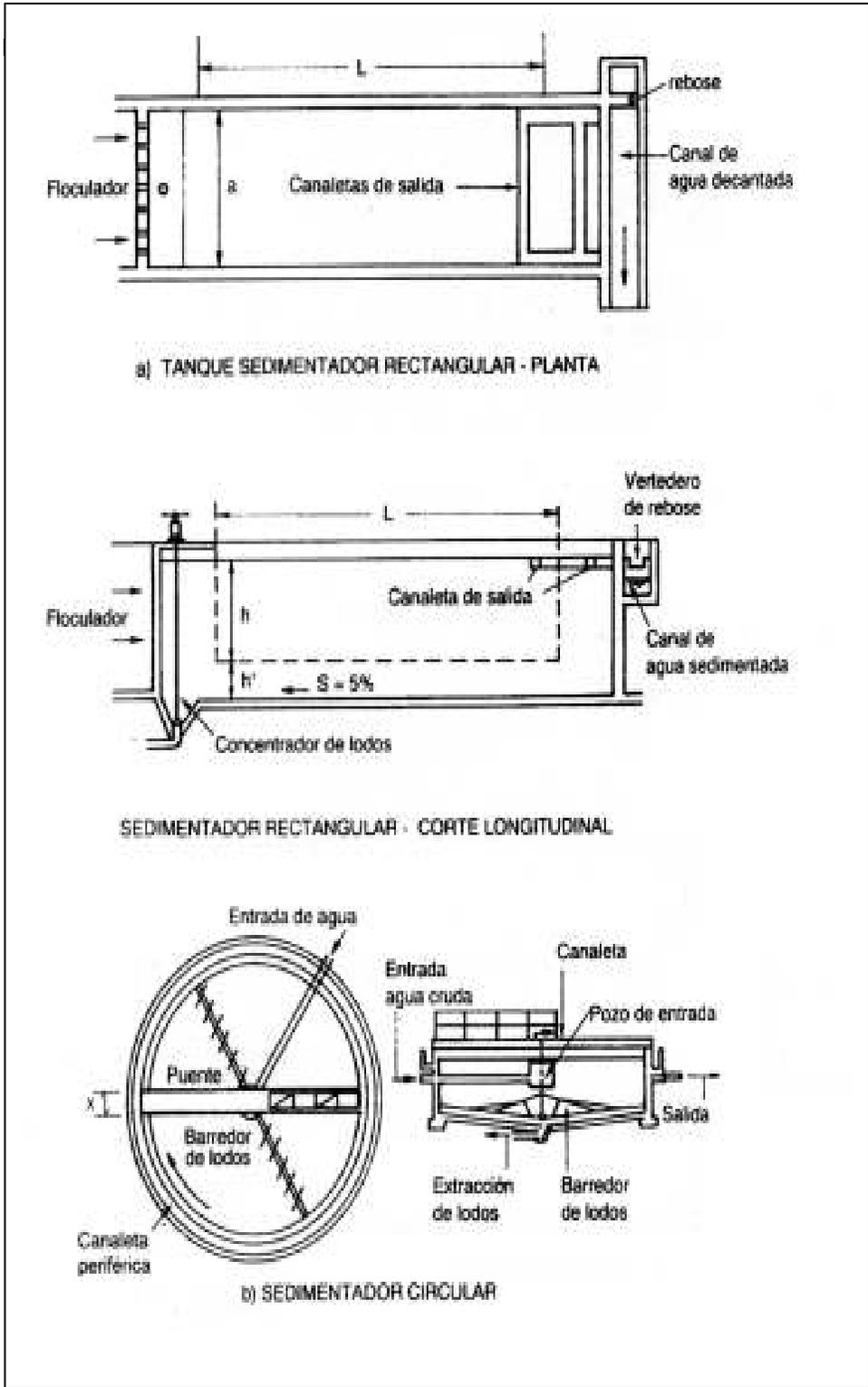


Figura 8.18 Sedimentadores horizontales

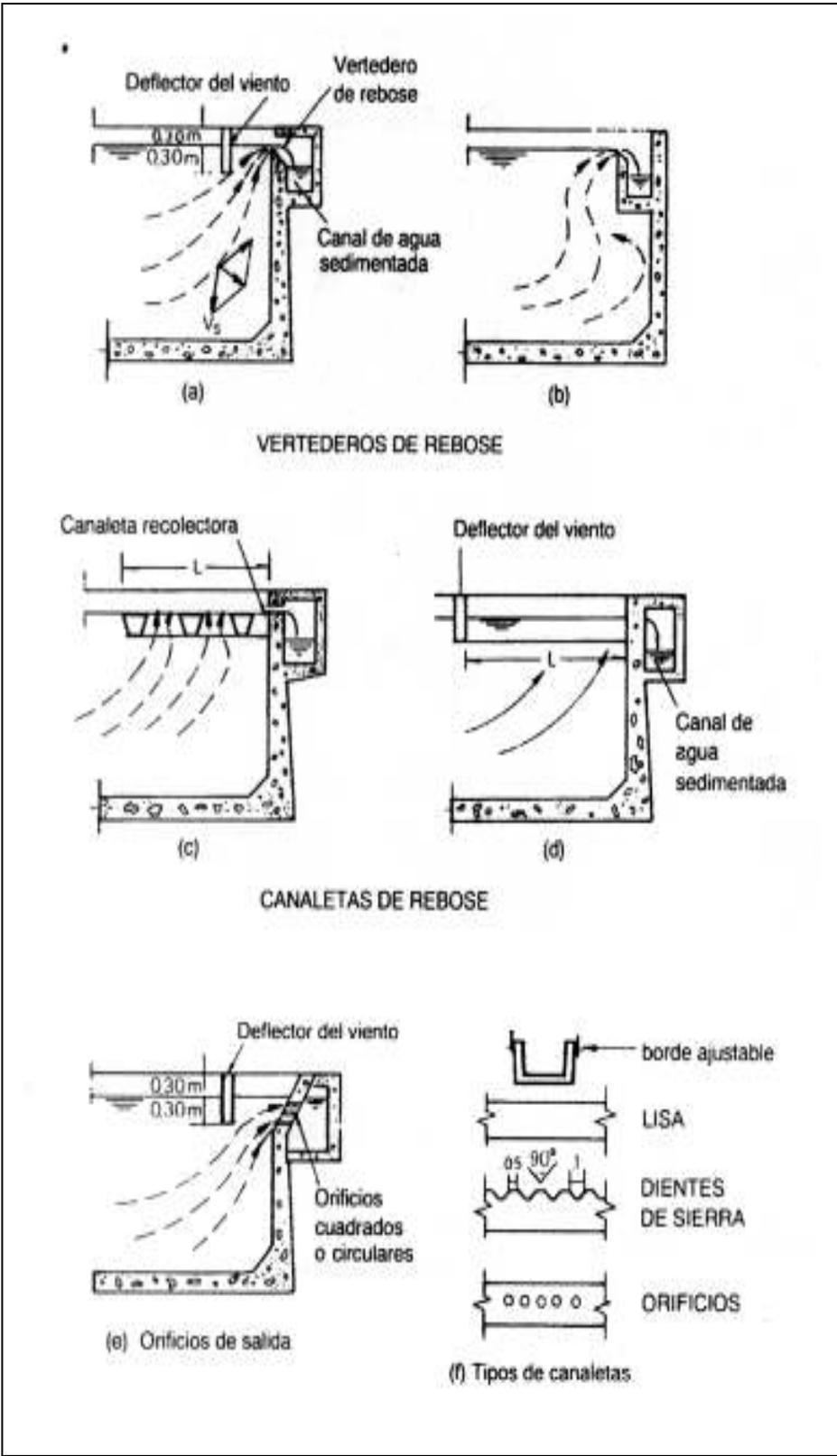


Figura 8.19 Estructuras de salida en sedimentadores rectangulares

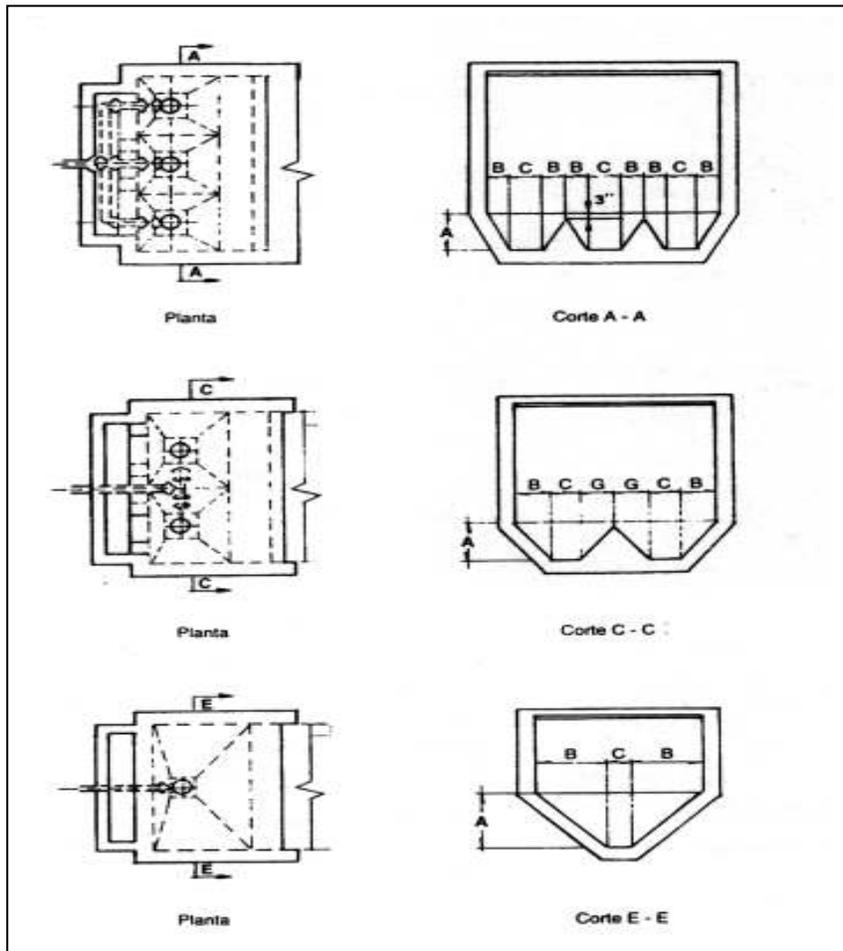


Figura 8.20 Distribución típica de tolvas de lodos para tanques rectangulares. Es recomendable que cada tolva esté dotada de su tubería de desagüe independiente con el fin de que se pueda desaguar separadamente.

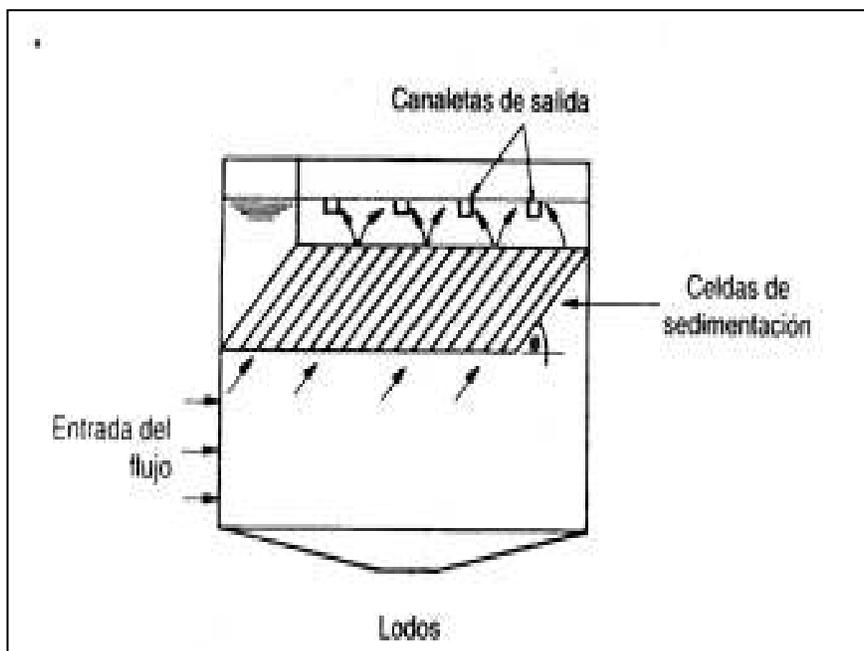


Figura 8.21 Descripción del sistema de alta tasa.

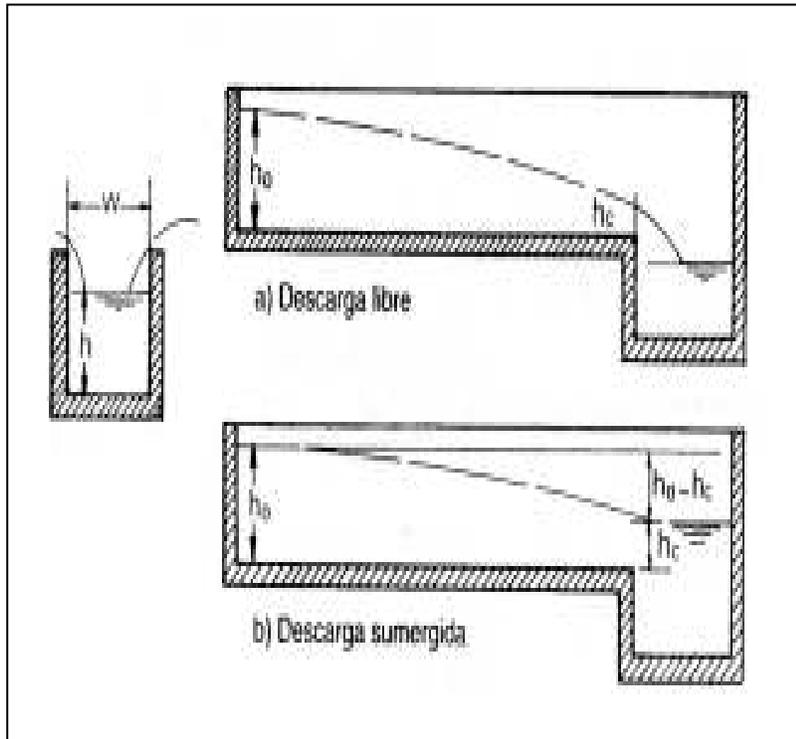


Figura 8.22 Canaletas para el agua decantada.

8.9 CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño de sedimentadores para clarificación del agua se basan en valores obtenidos a través de la experiencia en la operación de prototipos de plantas y plantas piloto de tratamiento del agua.

- Propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos.

La ecuación 8.7 o ley de Stokes:

$$U = \frac{gD^2}{18\nu}(S_s - 1)$$

indica que existen varias propiedades del agua y de sus sólidos suspendidos que afectan la sedimentación: la temperatura del agua, la densidad de las partículas y el tamaño de las mismas. La velocidad de asentamiento de una partícula varía inversamente con la viscosidad cinemática, la cual es función de la temperatura, como puede verse en el cuadro 8.1

Cuadro 8.1

Viscosidad cinemática del agua a diferentes temperaturas

T °C	V x 10 ⁶ , m ² /s
0	1.785
5	1.519
10	1.306
15	1.139
20	1.003
25	0.893
30	0.800

La temperatura tiene un efecto importante en la sedimentación, y con aguas frías debería reducirse la carga superficial de diseño.

La velocidad de asentamiento de una partícula variará también directamente con el valor de la diferencia $S_s - 1$. Por ello, a mayor densidad de la partícula mayor será su velocidad de asentamiento, o sea mayor la carga superficial de diseño.

El efecto de la variación en la densidad relativa de la partícula, S_s , para partículas discretas, puede determinarse con la ley de Stokes.

En las partículas discretas el efecto del tamaño de la partícula se visualiza con los valores del cuadro 8.2.

Cuadro 8.2

Viscosidades de asentamiento para algunas partículas

Diámetro Partícula mm	Clasificación	U mm/s	CS m ³ /d.m ²
10.0		1000	86400
1.0	Grava	100	8640
0.6		63	5443
0.4		42	3629
0.2		21	1814
0.1	Arena gruesa	8	691
0.06		3.0	328
0.04		2.1	181
0.02	Arena fina	0.62	54
0.01		0.154	13
0.004	limo	0.0247	2

- Carga superficial o tasa de sedimentación superficial.

Una de las principales características del tanque de sedimentación es su área superficial, la cual depende de la carga o tasa de sedimentación superficial, ecuación 8.9. La carga superficial es el parámetro más usado en la práctica para diseño y clasificación de sedimentadores.

En el tanque ideal de sedimentación convencional, la carga superficial podría hacerse igual a la velocidad de asentamiento de las partículas que se desea remover. Sin embargo, como no existe en la práctica tanques ideales, se acostumbra reducir la carga superficial y aumentar los tiempos teóricos de retención.

Los valores del cuadro 8.3 resumen algunos criterios de carga superficial usados para el diseño de sedimentadores convencionales.

Cuadro 8.3

Cargas superficiales típicas en sedimentadores convencionales

Tipo de agua	Tratamiento	Carga superficial m ³ /d.m ² C255
Superficial	Floculo de alumbre	14-22
	Floculo de polímero	18-27
Superficial o Subterránea	Ablandamiento con cal	22-44
		82
Subterránea	Unidades de flujo ascensional	37
		<58
		108
	Ablandamiento en unidades de flujo ascensional	58-88
		22-58
		58-88
Subterránea	Ablandamiento en unidades de flujo ascensional	147
		22-88
		88-132
Subterránea	Ablandamiento con cal	73
		106

Para sedimentadores de tasa alta tampoco existe un criterio unificado de valores de carga superficial; algunos de los intervalos o valores recomendados en la literatura se incluyen en el cuadro 8.4

Cuadro 8.4

Cargas superficiales típicas en sedimentadores de tasa alta

Cs, m/d	Observaciones
120-300	
120-240	Flujo ascensional
150-240	Flujo horizontal, T < 4°C, turbiedad < 100
150-180	Flujo horizontal, T < 4°C, turbiedad 100-1000
150-240	Flujo horizontal, T > 10°C, turbiedad < 100
150-180	Flujo horizontal, T > 10°C, turbiedad 100-1000
60-240	Valores promedio 180 m/d
150	Floculo de alumbre, agua fría
216	Sedimentadores tubulares
180-300	Sedimentadores tubulares

- Profundidad.

La eficiencia del tanque de sedimentación es afectada por el grado de floculación de los sólidos suspendidos, el cual, a la vez, depende del tiempo de retención. El volumen del tanque de sedimentación es igual al producto de su área superficial A por la profundidad d:

$$V = A \cdot d$$

El tiempo de retención es igual al volumen del tanque dividido por el caudal:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{Ad}{Q} \quad (8.41)$$

Por consiguiente, el tiempo de retención teórico es directamente proporcional a la profundidad; por ello, la eficiencia de remoción de partículas floculentas dependerá de la profundidad del tanque. Sin embargo, la eficiencia de remoción no está relacionada linealmente con el tiempo de retención. Además, como los tanques profundos son más costosos, no es deseable tenerlos excesivamente profundos.

En general, la profundidad de los tanques de sedimentación es mayor de 3 metros.

- Tiempo de retención.

El tiempo de retención depende del propósito del sedimentador. Para tanques o dársenas de sedimentación simple, el tiempo de retención debe ser lo suficientemente largo como para permitir el asentamiento de partículas con velocidad de asentamiento muy baja; en este caso el tiempo de retención puede ser de varios días.

En tanques convencionales usados para sedimentación de los sólidos provenientes de coagulación o ablandamiento de aguas, un tiempo de retención de 2 a 4 horas es generalmente suficiente como preparación del agua para su filtración subsecuente. Cuando el agua va a ser usada sin filtración se proveen tiempos de retención

hasta de 12 horas. En sedimentadores tubulares de alta tasa el tiempo de retención es de 3 a 6 minutos: en los de placas inclinadas, de 15 a 25 minutos.

- Velocidad horizontal

La velocidad de flujo a través del tanque de sedimentación no será uniforme en toda la sección transversal del tanque perpendicular a la dirección de flujo, aunque la entrada y salida sean diseñadas para distribución uniforme, debido a la existencia de corrientes de densidad, corrientes de inercia, cortocircuito y operación de mecanismos de remoción de lodos. La corriente de densidad es el flujo de un fluido dentro de otro, relativamente quieto, con una densidad diferente. Una corriente de densidad mayor que la del cuerpo principal del fluido se hundirá y circulará a lo largo del fondo del tanque a una velocidad mayor. Si la corriente de densidad es más liviana, correrá a lo largo del techo del tanque. Las diferencias de densidad se deben a diferencias de temperatura, contenido de sales o contenido de material suspendido.

El cortocircuito se presenta cuando una porción del fluido atraviesa el tanque en un tiempo menor que el tiempo de retención, debido a diferencias en las velocidades y longitudes de las trayectorias de corriente. El cortocircuito se incrementa mediante mezcla del contenido del tanque, altas velocidades de entrada, y por corrientes de densidad; por ello se presenta en todos los tanques reales.

Para minimizar las interferencias mencionadas, la velocidad a través de un tanque de sedimentación debe mantenerse entre 0.25 y 1.5 cm/s. Para tanques de alta tasa se recomiendan valores de velocidad promedio de flujo menores de 1 cm/s.

Según Smethurst, la velocidad media en el tanque de sedimentación debe ser menor de 2 cm/s.

- Unidades de entrada y salida del sedimentador.

La entrada al sedimentador se diseña para distribuir el agua uniformemente sobre la sección transversal del tanque entre el floculador y el sedimentador. Es más importante que la unidad de salida para controlar corrientes de densidad e inercia, y afecta por ello en mayor grado la eficiencia del sedimentador. La mejor unidad de entrada es una que permita el paso del agua al sedimentador sin tuberías o canales. La velocidad en los canales debe ser la suficientemente baja para evitar que el floculo se rompa, generalmente entre 15 y 60 cm/s. El principal propósito de la unidad de entrada es el de proveer una transición suave entre la velocidad relativamente alta de la tubería afluyente y la velocidad baja uniforme deseable en la zona de asentamiento para minimizar su interferencia con este proceso. El canal de entrada debe extenderse a todo lo ancho del tanque para asegurar la distribución uniforme sobre toda la sección transversal.

El propósito de la unidad de salida es similar al de la unidad de entrada, o sea proveer una transición suave entre la velocidad de flujo en el sedimentador y la velocidad en la tubería efluente; generalmente el nivel del agua en el sedimentador se controla a la salida. Las salidas pueden ser vertederos o aberturas sumergidas con control manual ejercido por las válvulas de control de nivel de entrada a los filtros.

A menudo los vertederos de salida son del tipo de abertura en V, algunas veces con facilidades para ajustar verticalmente su altura y controlar el caudal de salida.

Cargas típicas para vertederos de salida se muestran en el cuadro 8.5.

Cuadro 8.5

Cargas típicas de rebose sobre vertederos

Tipo de servicio	Carga, L/s.m
Clarificación	<7.25
Floculo de alumbre liviano	1.7 – 2.1
Floculo de alumbre pesado	2.1 – 3.1
Floculo de ablandamiento	3.1 – 3.7
Floculo de coagulación	<2.9
Floculo de coagulación	2 – 7

De conformidad con estudios realizados por Kawamura se deben tener en cuenta, además, los siguientes aspectos:

- La mejor localización de la pantalla difusora de entrada al sedimentador es a 2 – 2.5 m aguas abajo del muro de entrada.
- El tipo de difusor más efectivo tiene distribuidos uniformemente orificios de 125 mm con una relación de abertura del 6 – 8% para tanques con relación longitud/ancho y ancho/profundidad aproximadamente igual a 4/1.
- La velocidad máxima del flujo a través de los orificios debe ser 150 mm/s para prevenir rotura del floculo.
- La pérdida de carga óptima en los orificios de entrada es igual a 2 – 3 mm.
- En tanques sujetos a vientos severos, corrientes de densidad o variaciones de caudal, son recomendables dos paredes difusoras intermedias.
- En tanques sujetos a vientos benignos, corrientes de densidad o variaciones de caudal, una pared difusora intermedia es recomendable.

- Almacenamiento de lodos.

Al diseñar el sedimentador hay que tener en cuenta el volumen destinado al almacenamiento de lodos. Los lodos generalmente se mueven hidráulicamente hacia una tolva de lodos de donde son extraídos mediante una tubería de desagüe. El tanque tendrá, por consiguiente, en su fondo una pendiente suave hacia la tolva de lodos. Para el arrastre de los lodos se puede también usar mecanismos de arrastre de lodos. Para el arrastre de los lodos, de movimiento lento para no alterar el proceso de sedimentación o la resuspensión de los lodos; por esta razón, la velocidad del mecanismo de arrastre de los lodos debe ser menor de 0.5 cm/s. La pendiente longitudinal varía entre 2 y 3%, la pendiente transversal del 10 al 12% y el diámetro mínimo del desagüe 30 cm. En general la pendiente más usada para el fondo de tanques rectangulares es del 1% y de 1.2/1 a 2/1 para las tolvas de lodos.

- Criterios adicionales para diseño de sedimentadores.

- Los sedimentadores deben tener capacidad suficiente para permitir la sedimentación adecuada de los caudales extremos en la planta.
- El número de tanques se determinara mediante el caudal total , el grado de flexibilidad de operación y la economía del diseño. Debe proveer un mínimo de dos tanques, para poder sacar una unidad de servicio para mantenimiento y limpieza. Según Sánchez Montenegro, si hay varias unidades rectangulares adosadas, el costo mínimo se produciría cuando se cumple la ecuación:

$$\frac{a}{L} = \frac{n+1}{2n} \quad (8.42)$$

donde:

a = Ancho de cada sedimentador

L = Longitud de cada sedimentador

n = Número de sedimentadores

Los sedimentadores estarían adosados según la dimensión L, o sea que el ancho total es n.a.

En plantas grandes, sin embargo, el número de tanques será determinado por el tamaño máximo práctico posible de un solo tanque y por la efectividad de la sedimentación.

- La carga superficial y el tiempo de retención se seleccionan de conformidad con las propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos.
- Si se usa un equipo mecánico de recolección de lodos se ajusta la pendiente (generalmente es 0.17%) y la relación longitud/ancho de tal forma que permita acomodar satisfactoriamente el equipo.
- En tanques se usa comúnmente una relación longitud/ancho entre 3/1 y 5/1. En general se prefieren tanques de menos de 75 m de longitud.
- Los lodos pueden recogerse en una, dos o tres tolvas de lodos; en cada caso, cada tolva debe equiparse con tubería separada del drenaje. Se debe poder desocupar el tanque en un tiempo de 30-60 minutos. Para calcular la tubería de desagüe se puede usar la ecuación siguiente:

$$S = \frac{A}{4850t} \sqrt{d} \quad (8.43)$$

donde:

S = Sección del desagüe

A = Área superficial del sedimentador, m²

t =Tiempo de vaciado en horas

d = Altura del agua sobre la boca del desagüe, m

- La descarga de desagüe para la altura máxima está dada por:

$$Q = 0.61\sqrt{2gd} \quad (8.44)$$

donde:

Q = Descarga en m³/s²

g = Aceleración de la gravedad, m/s²

Para prevenir asentamientos de lodo en la tubería de desagüe, la velocidad de flujo debe ser mayor de 1.4 m/s.

- La longitud del vertedero de salida de determina para la carga sobre el vertedero escogido. Cuando un solo vertedero, a lo ancho del extremo del tanque, no satisface la longitud requerida, se provee la longitud necesaria usando varios vertederos colocados en el tercio extremo de salida del tanque o agregando vertederos en V a las canaletas de recolección de agua clarificada. El nivel del agua en el tanque se sedimentación se controla por las canaletas y, en la actualidad, no se recomiendan pantallas permeables sobre la estructura de salida del sedimentador.
- o En un tanque de sedimentación real, en la mayoría de los casos, el flujo es turbulento y debe evitarse que ocurra arrastre del material sedimentado. La velocidad requerida para iniciar el arrastre de las partículas puede calcularse por la expresión desarrollada por Camp a partir de estudios hechos por Shields:

$$v_a = \sqrt{\frac{8\beta}{f} g(S_s - 1)D} \quad (8.45)$$

donde:

v_a = Velocidad de arrastre o velocidad horizontal de flujo, m/s

$\beta = 0.04 - 0.1$

0.04 – 0.06, constante que depende del tipo de material sedimentado

f = Factor de fricción de Darcy-Weisbach, 0.03 para arena, 0.02 – 0.03

g = Aceleración de la gravedad, m/s²

D = Diámetro promedio de las partículas, m

S_s = Densidad relativa de las partículas

La ecuación anterior indica que la velocidad requerida para iniciar el arrastre es independiente del tamaño y profundidad del tanque y sólo es función del factor de fricción, el tamaño promedio de las partículas y de su densidad relativa. La velocidad de flujo en un sedimentador debe ser menor de 1.25 cm/s, la relación longitud/ancho, de 3 a 5, la relación longitud/profundidad, de 7 a 30 y la carga de rebose sobre el vertedero, menor o igual a 7 L/s.m.

El primer filtro de arena se inventó en Escocia en 1804. En 1829 la Compañía del río Támesis, en Londres, emprendió la construcción de filtros lentos de arena, y en 1892, se demostró su eficiencia para control biológico con ocasión de la epidemia de cólera ocurrida en Hamburgo.

La producción de agua clara y cristalina es prerequisite para el suministro de agua segura y requiere de la filtración. Aunque cerca del 90% de la turbiedad y el color son removidos por la coagulación y la sedimentación, una cierta cantidad de floculo pasa al tanque de sedimentación y requiere su remoción. Por ello, para lograr la clarificación final se usa la filtración a través de medios porosos; generalmente dichos medios son arena o arena y antracita.

En la planta de purificación la filtración remueve el material suspendido, medido en la práctica como turbiedad, compuestos de floculo, suelo, metales oxidados y microorganismos. La remoción de microorganismos es de gran importancia puesto que muchos de ellos son extremadamente resistentes a la desinfección y, sin embargo, son removibles mediante la filtración. Lo anterior indica por qué en la práctica se considera que el propósito principal de la filtración es remover turbiedad e impedir la interferencia de la turbiedad con la desinfección, al proveer protección a los microorganismos de la acción del desinfectante.

9.1 MECANISMOS DE REMOCIÓN

Generalmente, se piensa de los filtros como de un tamiz o microcriba que atrapa el material suspendido entre los granos del medio filtrante. Sin embargo, la acción de colar, cribar o tamizar el agua es la menos importante en el proceso de filtración, puesto que la mayoría de las partículas suspendidas pueden pasar fácilmente a través de los espacios existentes entre los granos del medio filtrante.

El mecanismo por el cual un filtro retiene y remueve el material suspendido, posiblemente es el resultado de la acción conjunta de diferentes acciones físicas, químicas y biológicas ocurrientes en el filtro con mayor o menor intensidad según el tipo de filtro y la

calidad del agua filtrada. Se resumen los mecanismos de remoción de partículas en los cuadros 9.1 y 9.2.

Como puede observarse, la filtración depende de una combinación compleja de mecanismos físicos y químicos; en aguas de consumo la adsorción juega el papel más importante ya que a medida que el agua pasa a través del lecho del filtro las partículas suspendidas hacen contacto y son adsorbidas sobre la superficie de los granos del medio o sobre material previamente depositado. Las fuerzas que atraen y retienen las partículas sobre los granos son las mismas que en la coagulación y floculación y, por lo tanto, es muy importante obtener una buena coagulación antes de la filtración.

Cuadro 9.1

Variables principales en el diseño de filtros

Variable	Significado
1. Características del medio filtrante	Afecta la eficiencia
a. Tamaño del grano.	de remoción de
b. Distribución granulométrica	partículas y el
c. Forma, densidad y composición del grano.	incremento en
d. Carga del medio.	pérdida de carga.
2. Porosidad del lecho filtrante.	Determina la
	calidad de sólidos
	que pueden
	almacenarse en el
	filtro.
3. Profundidad del lecho filtrante	Afecta la pérdida de
	carga y la duración
	de la carrera.
4. Tasa de filtración	Determina el área
	requerida y la

	pérdida de carga. Afecta la calidad del efluente.
5. Pérdida de carga disponible	Variable de diseño.
6. características del afluente	Afectan las
a. Concentración de sólidos suspendidos	características de remoción del filtro.
b. Tamaño y distribución del floculo	
c. Resistencia del floculo	
d. Carga eléctrica del floculo	
e. Propiedades del fluido.	

Cuadro 9.2

Mecanismos de remoción en un filtro

Mecanismo	Descripción
1. Cribado	
a. Mecánico	Partículas más grandes que los poros del medio son retenidas mecánicamente.
b. Oportunidad de contacto	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.
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. 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 haciendo aparecer turbiedad en el efluente.
<hr/>	
6. Adsorción 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.
a. Enlace	
b. Interacción química	
7. Adsorción física	
a. Fuerzas electrostáticas	
b. Fuerzas electrocinéticas	
c. Fuerzas de Vander Waals	
8. Floculación	Partículas más grandes capturan partículas más pequeñas y forman partículas aún más grandes.
9. Crecimiento biológico	Reducen el volumen del poro y puede promover la remoción de partículas.

9.2 DESCRIPCIÓN DE LA FILTRACIÓN

El filtro rápido por gravedad es el tipo más usado en tratamiento de aguas. La operación de filtración supone dos etapas: filtración y lavado; las dos etapas se identifican en la figura 9.1.

En un filtro rápido convencional, el final de la etapa de filtración o carrera del filtro se alcanza cuando los sólidos suspendidos (turbiedad) en el efluente comienza a aumentar; cuando la pérdida de carga es tan alta que el filtro ya no produce agua a la tasa deseada, usualmente 2.4 m de pérdida, o cuando la carrera del filtro es de 36 horas o más. Generalmente, cuando una de las condiciones anteriores se presenta, se procede a lavar el filtro para remover el material suspendido acumulado dentro del lecho filtrante y para recuperar su capacidad de filtración. Usualmente el lavado se hace invirtiendo el flujo a través del filtro (figura 9.1), aplicando un flujo suficiente de agua para fluidizar el medio filtrante y producir el frote entre los granos del mismo, y desechando el material removido a través de las canaletas de lavado.

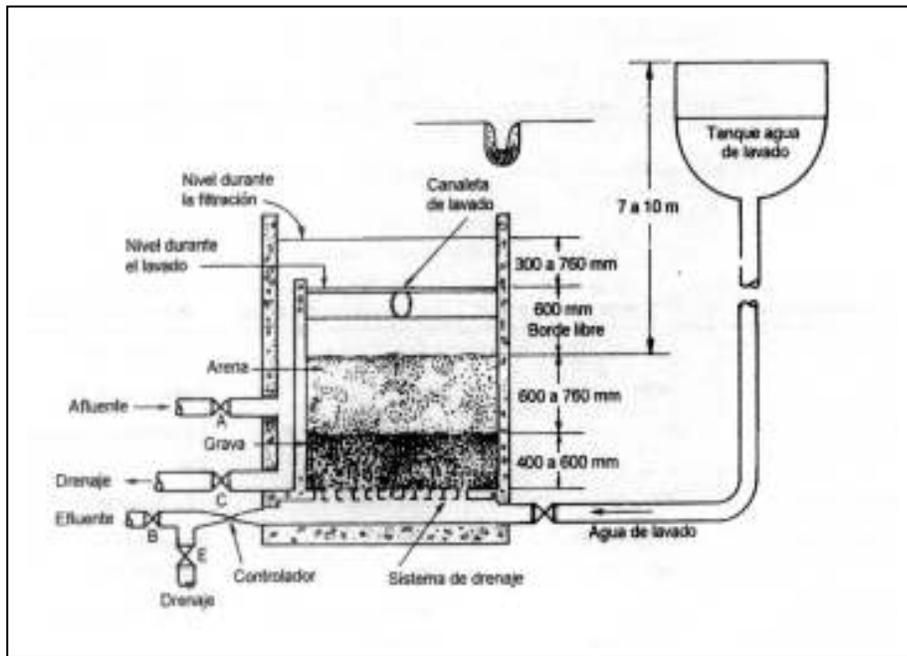


Figura 9.1 Esquema indicativo de la operación de un filtro rápido convencional de arena

Válvula	Posición	De la	Válvula
	Filtrado	Lavado	Filtrada desecho
A. Afluente	Abierta	Cerrada	Abierta
B. Efluente	Abierta	Cerrada	Cerrada
C. Drenaje	Cerrada	Abierta	Cerrada
D. Agua de lavado	Cerrada	Abierta	Cerrada
E. Drenaje agua filtrada	Cerrada	Cerrada	Abierta

9.3 SISTEMAS DE FILTRACIÓN

Muchos son los sistemas de filtración propuestos y construidos; sin embargo, se puede hacer una clarificación de acuerdo con la dirección de flujo, el tipo de lecho filtrante, la fuerza impulsora, la tasa de filtración y el método de control de la tasa de filtración.

9.3.1 Dirección de flujo

De acuerdo con la dirección de flujo, los filtros pueden ser de flujo hacia abajo, hacia arriba o de flujo dual, como se esquematiza en la figura 9.2.

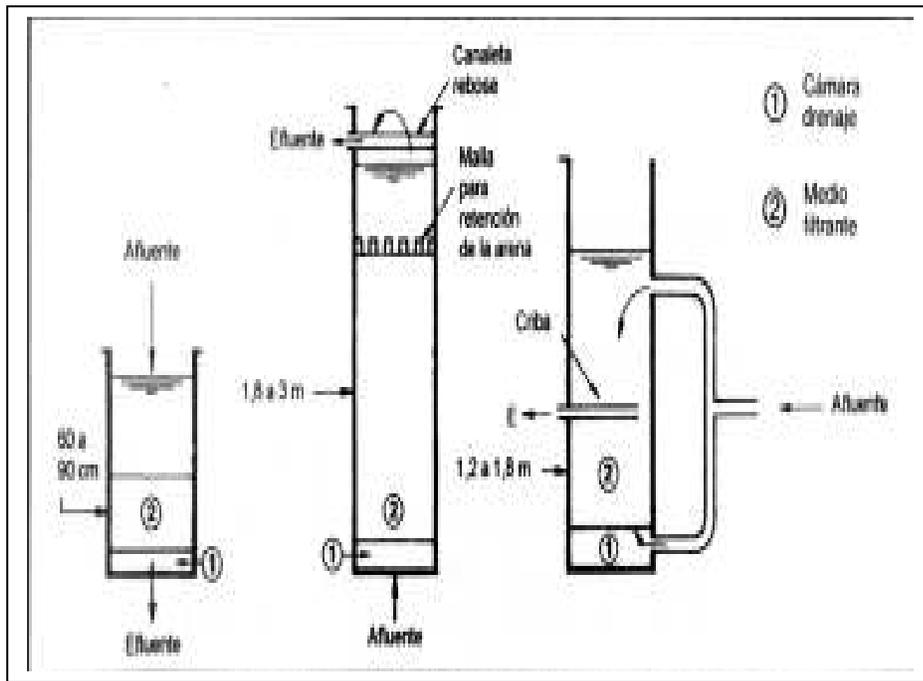


Figura 9.2 Tipos de filtros

9.3.2 Tipo de lecho filtrante

Los filtros utilizan generalmente un solo medio, arena o antracita; un medio dual, arena y antracita o un lecho mezclado: arena, antracita y granate o ilmenita. La figura 9.3 permite comparar los tres tipos de medios filtrantes comúnmente usados en tratamientos de aguas.

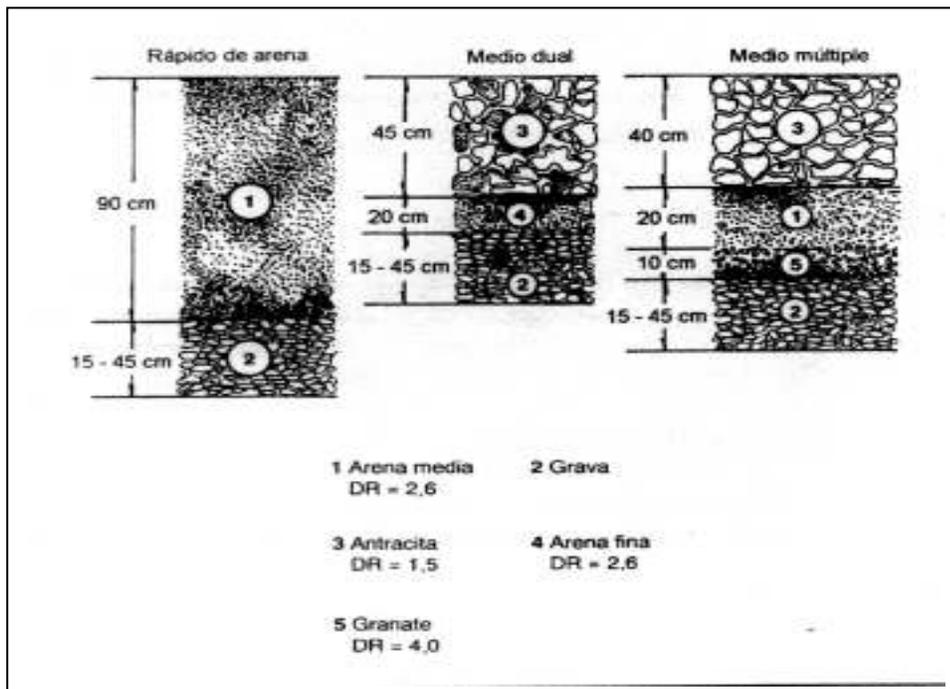


Figura 9.3 Medios de filtración

9.3.3 Fuerza impulsora

De acuerdo con la fuerza impulsora utilizada para vencer la resistencia friccional ofrecida por el lecho filtrante, los filtros se clasifican como filtros de gravedad o de presión. El filtro por gravedad es el filtro más usado en plantas de purificación de agua. El filtro a presión se ha usado principalmente en la filtración de aguas para piscinas y en pequeñas plantas donde su instalación es ventajosa.

9.3.4 Tasa de filtración

Los primeros filtros usados para tratamiento de agua fueron los filtros lentos, figura 9.4, los cuales utilizan una capa de arena fina de 1 m soportada sobre un lecho de grava de aproximadamente 0.30 m. Estos filtros fueron luego reemplazados por los filtros rápidos, filtros de arena, generalmente con lavado ascensional, con tasas de filtración mucho mayores y por consiguiente, con requerimientos de área mucho menores. Posteriormente, con el uso de medios filtrantes duales o lechos mezclados, se lograron diseños mucho más económicos en área, al usar tasas de filtración todavía mayores que las de los filtros rápidos convencionales.

El cuadro 9.3 resume algunas de las principales características de los filtros por gravedad más utilizados en nuestro medio.

Cuadro 9.3
Principales características de filtros

Características	Filtros lentos de arena	Filtros rápidos de arena	Filtros de alta tasa
Tasa de filtración	2.5 (<12 m/d)	120 m/d	180-480 m/d
Medio	Arena	Arena	Arena y antracita
Distribución del medio	No estratificado	Estratificado: fino a grueso	Estratificado: fino a grueso
Duración carrera	20-60 días	12-36 horas	12-36 horas
Pérdida de carga	Inicial: 0.6 m Final: 1.2 m	Inicial: 0.3m Final: 2.4-3 m	Inicial: 0.3 m Final: 2.4-3 m
Agua de lavado	No usa	2-4% del agua filtrada	6% del agua filtrada
Profundidad del medio	0.6 – 1.0 m	0.60-0.75 m	Antracita 0.4-0.6 m Arena 0.15-0.3 m
Profundidad de grava	0.30 m	0.30-0.45 m	0.30-0.45 m
Drenaje	Tubería perforada	Tubería perforada Falsos fondos	Tubería perforada Falsos fondos

9.3.5 Método de control

La tasa de filtración puede expresarse así:

$$Tasa\ de\ filtración = \frac{Fuerza\ impulsora}{Resistencia\ del\ filtro} \quad (9.1)$$

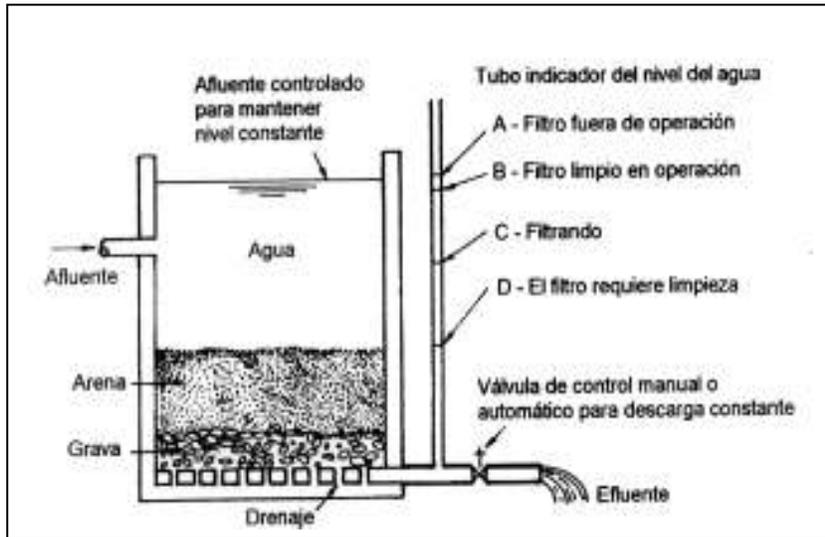


Figura 9.4 Filtro lento de arena.

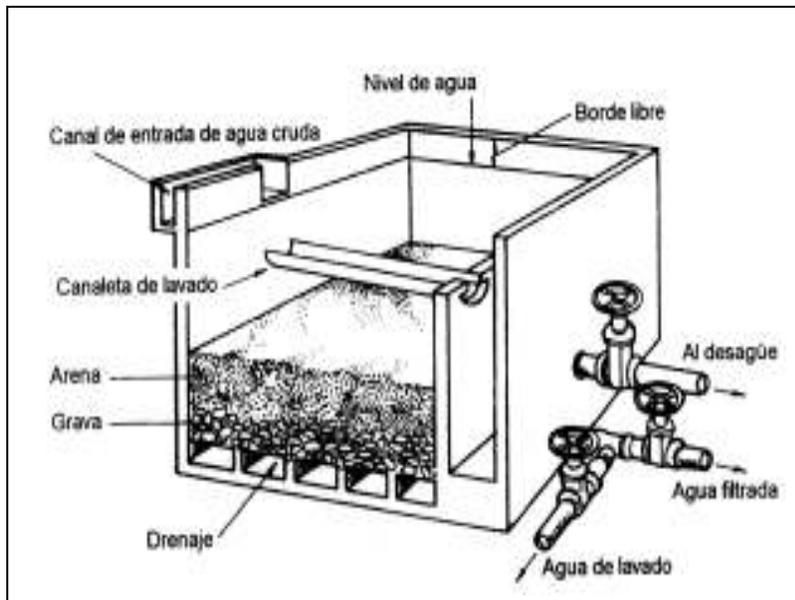


Figura 9.5 Filtro rápido de arena.

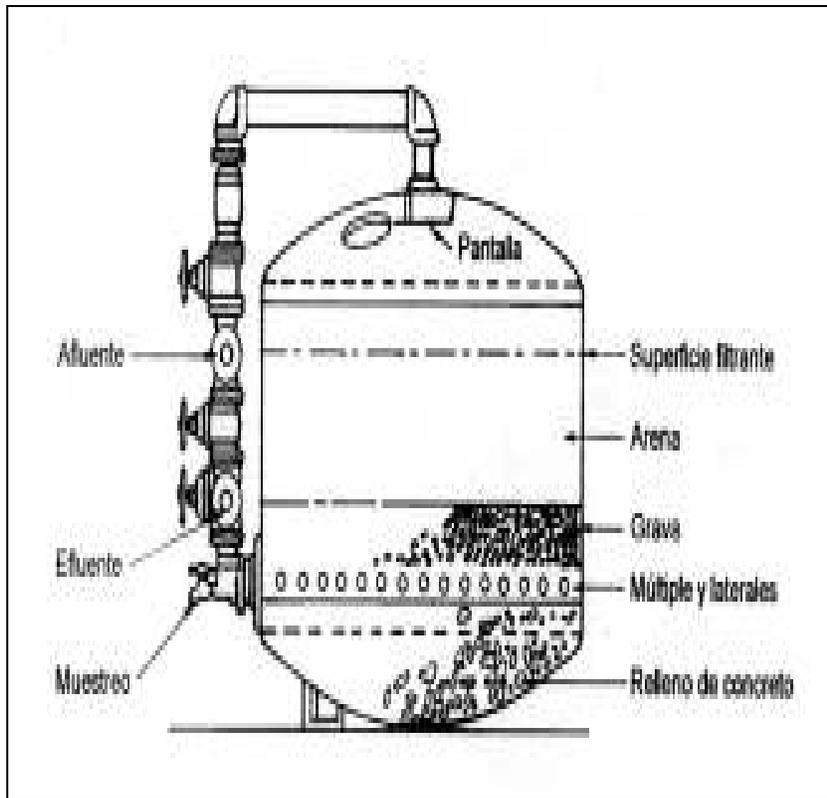


Figura 9.6 Corte a través de un filtro a presión.

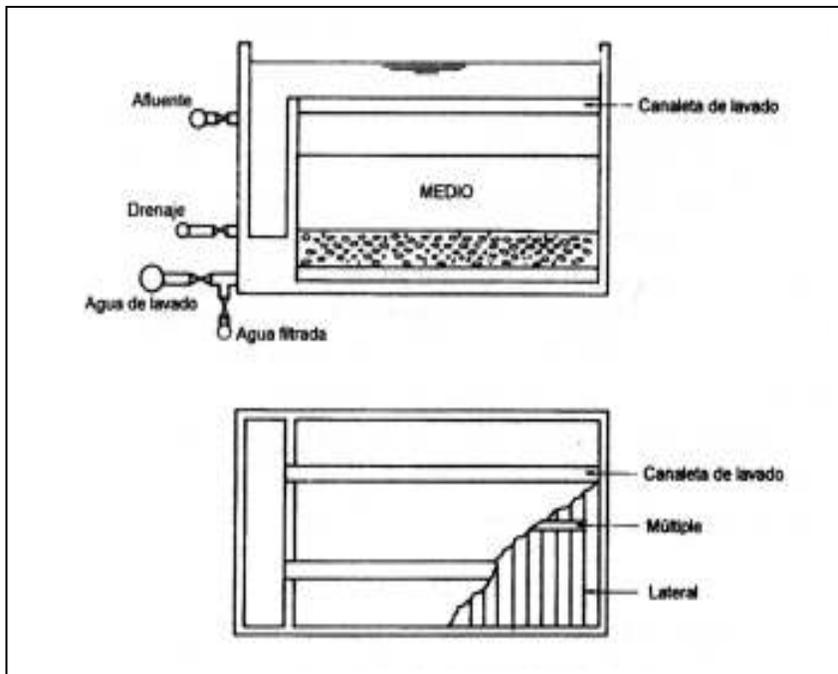


Figura 9.7 Esquema de un filtro rápido convencional.

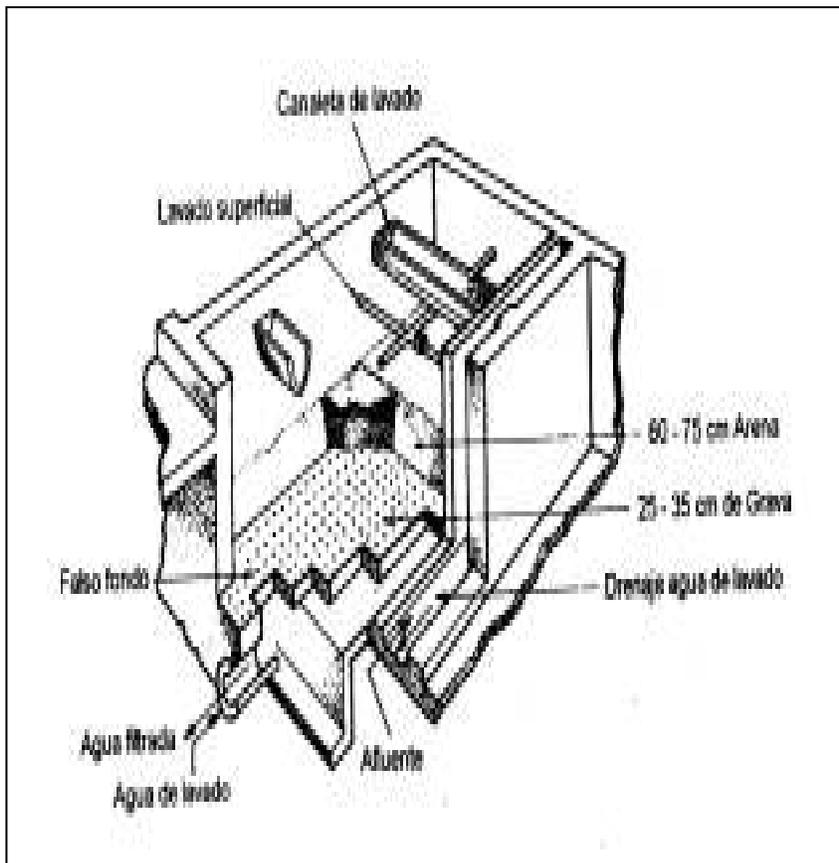


Figura 9.8 Filtro rápido de arena

En la ecuación anterior la fuerza impulsora representa la pérdida de presión en el filtro, el cual empuja el agua a través del filtro. Al comenzar la carrera de filtración, el filtro está limpio; la fuerza impulsora requerida es mínima pues sólo se requiere vencer la resistencia del lecho filtrante limpio y del sistema de drenaje. A medida que se efectúa la filtración, los sólidos suspendidos removidos se acumulan dentro del medio filtrante; la fuerza impulsora debe vencer la resistencia ofrecida por el lecho taponado y el sistema de drenaje. Por lo tanto, si se desea mantener una tasa de filtración, la fuerza impulsora debe aumentar proporcionalmente al aumento en la resistencia del filtro; de lo contrario, el caudal a través del filtro declina y la filtración será de tasa declinante.

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

1. Pérdida de carga constante, filtración de tasa constante, figura 9.9 a. Es el tipo de control que se pretende en los filtros rápidos convencionales con 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 caudal 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 caudal efluente.

Al iniciar la carrera la válvula de control está casi cerrada para proveer la resistencia adicional requerida para mantener el caudal 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.

Como desventaja principal de este sistema de control se señalan los costos altos 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 causando cambios súbitos en la tasa de filtración lo cual produce deterioro de la calidad del agua filtrada.

1. Pérdida de carga variable, filtración de nivel constante, figura 9.9 b. 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.

2. Filtración con afluente igualmente distribuido, figura 9.9 c. En estos filtros, el caudal 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 caudal, si el caudal total de la planta permanece constante.
- Cuando se seca un filtro se 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 vertedero 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 de entrapamiento de aire 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.

3. Pérdida de carga variable, nivel variable, tasa declinante con vertedero de control, figura 9.9 d. El efluente entra 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 afluente 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 afluente. En la mayoría de los casos, la pérdida de energía en la tubería, el medio y el drenaje, será del orden de 0.9 a

1.2 m 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 la cual se provee una tubería o canal afluente común a todos ellos, con pérdida de carga despreciable, o sea sin restricciones de entrada. La tubería o canal y válvula afluente, deberá ser capaz de entregar el caudal que cada filtro pueda tomar en cualquier momento.

Se recomienda colocar un orificio o válvula sobre la tubería 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 caudal mayor del promedio deseado.

Cada filtro acepta, en cualquier momento, la proporción del caudal 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 caudal se distribuya automáticamente y los filtros más limpios acepten la capacidad perdida por los filtros más sucios.

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

La variación de la pérdida de energía en el lecho filtrante debida al taponamiento, h_2 , de la pérdida debida a la fricción en el lecho limpio y en la tubería de drenaje, h_1 , de la cabeza total disponible, h_m , del caudal y del nivel del agua en un filtro de tasa declinante, sin restricciones, se presenta en la figura 9.10.

Las ventajas señaladas para la operación de filtros en tasa declinante son las siguientes:

- Para aguas que muestran 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 caudal) 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 caudal decreciente.

El tipo de operación más apropiado para filtros rápidos por gravedad es el de la tasa declinante, a menos que la energía disponible de diseño sea bastante alta, por ejemplo mayor de 3 m, en cuyo caso los filtros de tasa constante o los filtros de presión pueden ser más económicos.

En resumen se puede decir que todos los sistemas de control de filtros tienen por objeto minimizar las variaciones bruscas en la tasa de filtración y prevenir las altas velocidades de flujo al inicio de la carrera de los filtros, para impedir las fugas de turbiedad y la consecuente pérdida de calidad en el efluente. Por otra parte, el costo y la dificultad de mantenimiento de los controladores convencionales de tasa de filtración han hecho que se impulse la utilización de filtros de tasa declinante.

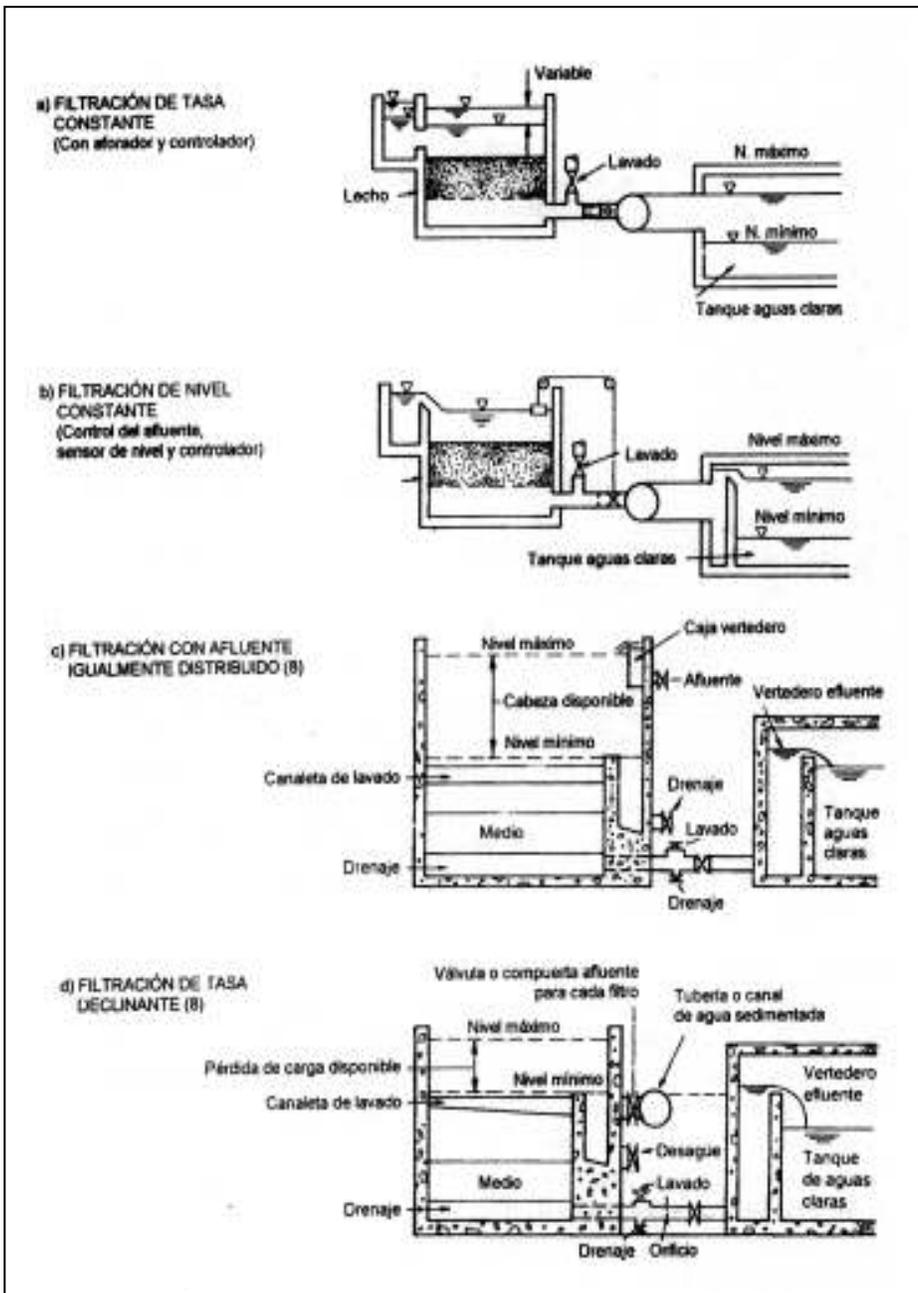


Figura 9.9 Sistemas de control de filtros.

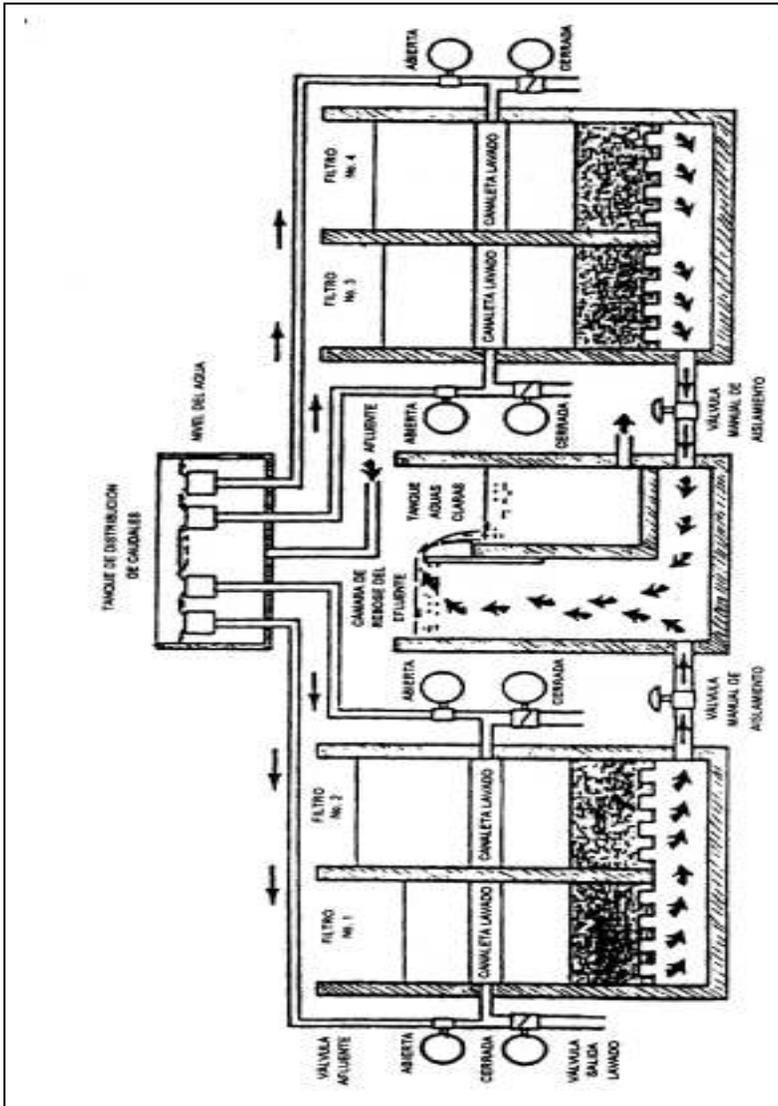


Figura 9.9c Filtración con afluente igualmente distribuido.

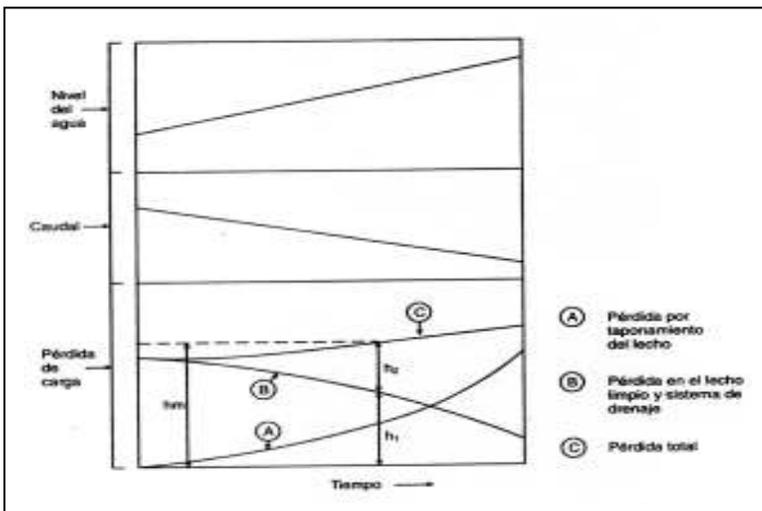


Figura 9.10 Variables de un filtro de tasa declinante sin restricciones.

9.4 HIDRÁULICA DE LA FILTRACIÓN

Muchas son las ecuaciones utilizadas para determinar la pérdida de carga en un filtro limpio, entre las más conocidas las de Carmen Kozeny, Fair y Hatch, Rose y Hazan.

El flujo de agua a través de un filtro, a las tasas empleadas en tratamiento de agua, obedece a la ley de Darcy (ver figura 9.11)

$$v = k \frac{h}{L} \quad (9.2)$$

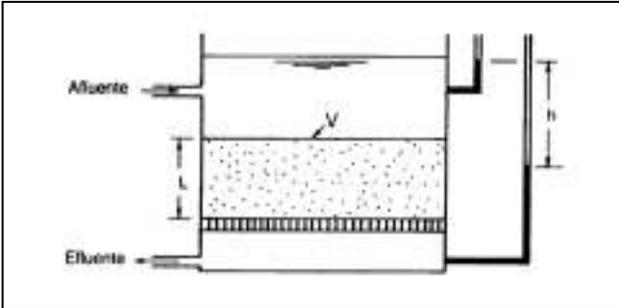


Figura 9.11 Esquema de flujo de un filtro.

donde:

h = Pérdida de carga en el lecho, m

L = Profundidad del lecho, m

v = Velocidad superficial, m/s

k = Coeficiente de permeabilidad, m/s

Por lo tanto la tasa de filtración es directamente proporcional a la cabeza o energía disponible de filtración y a la permeabilidad del lecho, e inversamente proporcional al espesor del medio.

Mediante análisis dimensional e investigación experimental Rose estableció una ecuación que permite determinar analíticamente la pérdida de carga por fricción a través de lechos de material granular, granos de arena esférico de tamaño uniforme, la cual tiene aplicación en el cálculo de pérdida de energía a través de un filtro limpio. La ecuación de Rose es la siguiente:

$$h = 1.067 C_D \frac{1}{e^4} \frac{L v^2}{d g} \quad (9.3)$$

$$C_D = \frac{24}{N_{RE}} + \frac{3}{\sqrt{N_{RE}}} + 0.34 \quad (9.4)$$

$$N_{RE} = \frac{\rho v d}{\mu} = \frac{v d}{\nu} \quad (9.5)$$

donde:

h = Pérdida de carga a través del lecho, m

C_D = Coeficiente de arrastre

e = Porosidad del lecho (volumen de vacíos/volumen del lecho)

L = Profundidad del lecho, m

ρ = Densidad del agua, kg/m³

d = Diámetro característico de los granos, m

v = Velocidad de filtración, m/s

g = Aceleración de la gravedad, m/s²

N_{RE} = Número de Reynolds

μ = Viscosidad dinámica, Pa.s

ν = Viscosidad cinemática, m²/s

La ecuación 9.3 es de fácil aplicación si se supone un lecho de filtración de tamaño uniforme. Sin embargo, para aplicarla a lechos filtrantes estratificados como los de los filtros rápidos, se debe reemplazar adecuadamente el término del diámetro de los granos. Haciendo:

α = Factor de forma de área superficial

β = Factor de forma de volumen

A = Área superficial real del grano

V = Volumen real del grano

d = Diámetro medido del grano

ψ = Factor de esfericidad

d_0 = Diámetro del grano esférico de volumen equivalente

A_0 = Área superficial de la esfera de diámetro d_0

Se tiene:

$$A = \alpha d^2$$

$$V = \beta d^3$$

$$d = \frac{\alpha}{b} \cdot \frac{V}{A}$$

$$\psi = \frac{A_0}{A} = \frac{\pi d_0^2}{\alpha d^2} = 4.84 \frac{\beta^{2/3}}{\alpha} \quad (9.6)$$

Para partículas esféricas de diámetro d:

$$\frac{A}{V} = \frac{\pi d^2}{\frac{\pi d^3}{6}} = \frac{6}{d}$$

$$\frac{\alpha}{\beta} = 6.0 ; \quad d = \frac{6V}{A}$$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación 9.3 se tiene:

$$\frac{h}{L} = 0.178 \frac{C_D v^2 A}{g e^4 V} \quad (9.7)$$

La aplicación de la ecuación 9.7 es directa, excepto por la evaluación del término A/V. Si todos los granos del medio filtrante son de tamaño y forma uniforme, el valor de A/V para un solo grano es el mismo que para el lecho total y se cumple la ecuación 9.6.

$$d = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{V}{A}$$

Si los granos varían de tamaño, pueden estar empacados homogéneamente dentro del lecho, caso de los filtros lentos o pueden estar estratificados por tamaño. Caso de los filtros rápidos. Suponiendo que las partículas o granos entre tamices adyacentes son de tamaño uniforme, se puede encontrar el valor de la relación A/V en términos de la componente o proporción en peso retenida entre tamices.

Para lechos estratificados, filtros rápidos,

$$\frac{A}{V} = \frac{\alpha}{\beta} \sum C_{Di} \frac{P_i}{d_i} \quad (9.8)$$

donde:

P_i = Fracción en peso de partículas de tamaño d_i

$d_i = (d_1 d_2)^{1/2}$, tamaño promedio geométrico de las aberturas de los dos tamices adyacentes

C_{Di} = Coeficiente de arrastre para los granos de tamaño promedio d_i

Por lo tanto, la ecuación de Rose para filtros rápidos será:

$$\frac{h}{L} = 0.178 \frac{v^2}{ge^4} \cdot \frac{\alpha}{\beta} \sum C_{Di} \frac{P_i}{d_i} \quad (9.9)$$

Para lechos empacados homogéneamente, caso de los filtros lentos

$$\frac{A}{V} = \frac{\alpha}{\beta} \sum \frac{P_i}{d_i} \quad (9.10)$$

Por lo tanto, para filtros lentos la ecuación de Rose será:

$$\frac{h}{L} = 0.178 \frac{C_D v^2}{ge^4} \cdot \frac{\alpha}{\beta} \sum \frac{P_i}{d_i} \quad (9.11)$$

Valores determinados de α , β y Ψ se incluyen en el cuadro 9.4.

Cuadro 9.4

Valores aproximados de factores de forma para arena

Tipo de arena	α	B	Ψ
Angular	0.64	6.9	0.81
Afilada	0.77	6.2	0.85
Erosionada	0.86	5.7	0.89
Redondeada	0.91	5.5	0.91
Esférica	0.52	6.0	1.00

9.5 FLUJO A TRAVÉS DE LECHOS EXPANDIDOS

Las ecuaciones de Rose sirven para calcular la pérdida de carga a través de un lecho limpio, es decir, un lecho de espacios libres sin obstrucciones. Sin embargo, cuando los lechos son usados para remover el material suspendido del agua, la porosidad del lecho está cambiando continuamente debido a la recolección de las partículas en los vacíos del lecho; la pérdida de carga aumenta con el tiempo y la capacidad de flujo debe ser restablecida periódicamente. La restauración de la capacidad de flujo del lecho se hace mediante remoción de las porciones obstruidas del lecho o mediante arrastre del material acumulado en los vacíos por expansión líquida del lecho.

En los filtros lentos la penetración de los sólidos es superficial y la limpieza se hace mediante remoción de la capa superior del medio a intervalos de un mes o unos pocos meses, lavado y reemplazo. En los filtros rápidos, los

cuales se tapan mucho más rápidamente debido a sus cargas hidráulicas más altas, los sólidos penetran profundamente dentro del lecho y la limpieza se hace mediante lavado, en sentido inverso al del flujo, a una tasa aproximadamente igual a 10 veces la tasa de filtración normal.

En los filtros rápidos, el flujo de agua hacia arriba expande el lecho produciendo una condición fluidizada de las partículas, es decir, soportadas por el fluido, en la cual el material acumulado es arrastrado por el agua de lavado. El arrastre con aire comprimido antes del lavado hídrico mejora la limpieza y reduce el consumo de agua.

La figura 9.12 ilustra el comportamiento de un lecho poroso bajo la acción del lavado. Una vez que el agua de lavado es admitida en el fondo del filtro, el lecho comienza a expandirse y existe una pérdida de carga inicial. A medida que el lecho se expande, la tasa de incremento de la pérdida de carga disminuye y cuando todo el lecho está justamente fluidizado, es decir, suspendido en el fluido, la pérdida de carga se hace constante. En este punto la fuerza de lavado hacia arriba es equivalente a la fuerza gravitacional, hacia abajo, de las partículas del lecho en el agua.

Un incremento adicional en el caudal de lavado aumenta la expansión pero no la pérdida de carga. Una expansión excesiva no es deseable puesto que las partículas serían forzadas a separarse, la acción de frote sería reducida y el consumo de agua de lavado sería mayor.

De conformidad con la figura 9.13, la cual muestra un lecho en condiciones de lavado, la expansión es igual a:

$$\frac{L_e - L}{L}$$

Cuando un lecho de partículas de tamaño uniforme alcanza el punto de fluidización, el peso efectivo de las partículas, o sea la fuerza gravitacional, está equilibrado por la fuerza hacia arriba del agua; es decir,

$$\Delta p \cdot S = LS(1 - e)(\rho_s - \rho)g \quad (9.12)$$

$$h_1 = L(1 - e) \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho} \quad (9.13)$$

$$h_1 = L(1 - e)(S_s - 1) \quad (9.14)$$

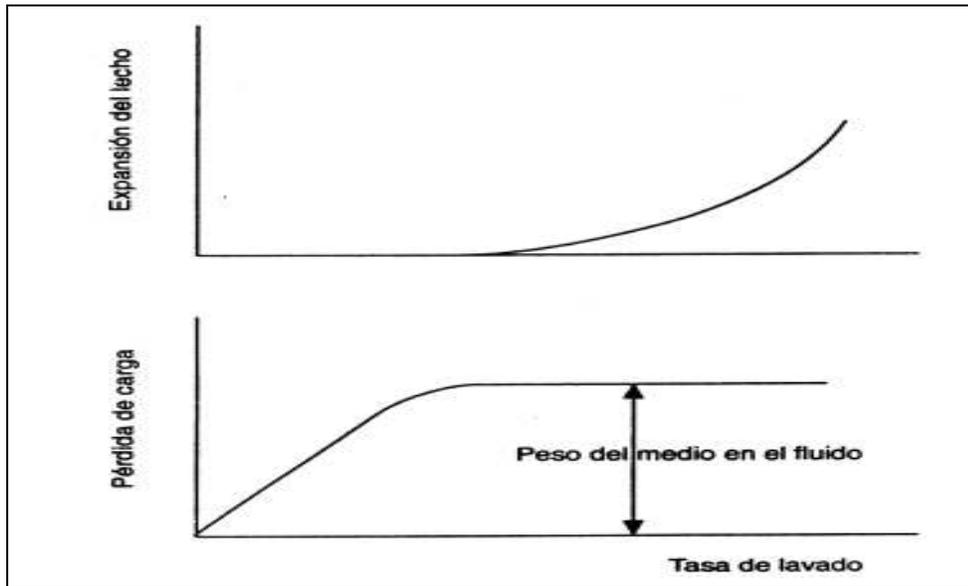


Figura 9.12 Comportamiento de un lecho filtrante durante el lavado.

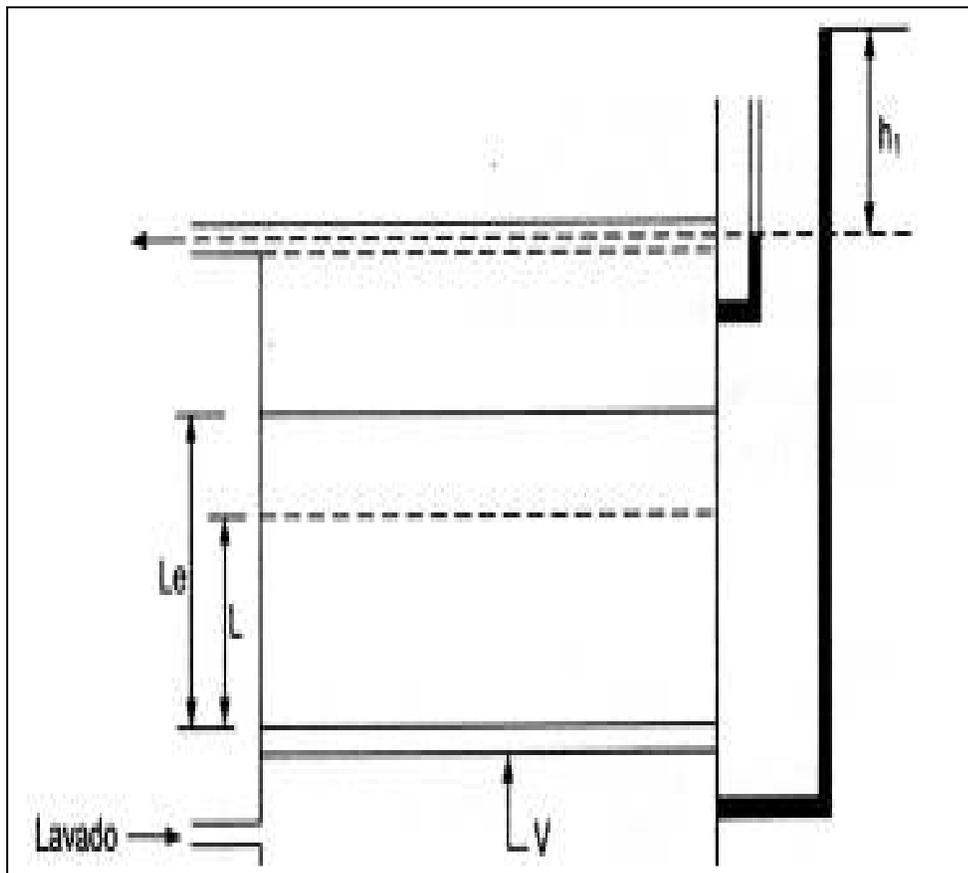


Figura 9.13 Esquema de un filtro sometido a lavado.

donde:

Δp = Caída de presión por fricción a través del lecho fluidizado, N/m^2

S = Sección transversal del lecho, m^2

- L = Profundidad del lecho fijo, m
- ρ_s = Densidad de las partículas, kg/m³
- ρ = Densidad del fluido, kg/m³
- e = Porosidad del lecho fijo
- S_s = Densidad relativa de las partículas
- g = Aceleración de la gravedad, m/s²
- h₁ = Pérdida de carga por fricción a través del lecho fluidizado, m

Teniendo en cuenta que la masa total de partículas permanece constante, tanto en el lecho fijo como en el expandido, se puede encontrar una relación entre las porosidades y las profundidades del lecho fijo y las del lecho expandido:

$$LS(1-e)\rho_s = L_e S(1-e_e)\rho_s$$

$$L_e = L \frac{1-e}{1-e_e} \quad (9.15)$$

donde:

- L_e = Profundidad del lecho expandido, m
- e_e = Porosidad del lecho expandido

La solución de la ecuación 9.15 para L_e depende de la evaluación de e_e. Fair y Geyer han encontrado experimentalmente que para la suspensión del medio granular del filtro:

$$e_e = \left[\frac{v_b}{v_s} \right]^{0.22} \quad (9.16)$$

Por lo tanto, para la fluidización del lecho:

$$v_b = v_s e^{4.5} \quad (9.17)$$

donde:

- v_b = Velocidad del agua de lavado, m/s
- v_s = Velocidad de asentamiento de las partículas del medio, m/s
- e = Porosidad del lecho filtrante

9.6 LAVADO DE FILTROS

El lavado de filtros consiste, convencionalmente, en hacer pasar agua ascensionalmente a través del lecho filtrante, a una velocidad tal que los granos del medio filtrante se muevan a través del flujo ascensional, se froten unos contra otros y se limpien de los depósitos de mugre formados sobre ellos. La velocidad ascensional del agua, 10-14 mm/s, hace que el lecho filtrante se expanda a un espesor mayor que el del lecho es reposo, en un valor generalmente menor del 40%

Los operadores lavan los filtros cuando la pérdida de energía en ellos alcanza unos 2-3 m, cuando se observa floculo en el efluente, cuando hay fugas de turbiedad o cuando la carrera de filtración es de 36 horas.

El lavado puede consistir en una fluidización simple, con o sin ayuda de lavado superficial; en una fluidización parcial con ayuda de lavado con aire, o en un lavado combinado con agua y aire. La velocidad del agua de lavado debe ser suficiente para arrastrar el material suspendido removido por el filtro, pero no tan alta como para producir arrastre del medio filtrante.

Según Kawamura, a 20°C, para arena y antracita típicas usadas para filtros, con densidades relativas del orden de 2.65 y 1.55 respectivamente, se tiene:

$$V_b > 5\text{mm/s}$$

$$\text{Para arena: } v_t = 10D_{60} \quad (9.18)$$

$$\text{Para antracita: } v_t = 4.7 D_{60} \quad (9.19)$$

donde:

v_b = Velocidad ascensional de lavado

v_t = Velocidad de arrastre, m/min

D_{60} = Producto del tamaño efectivo por el coeficiente de uniformidad, mm

El lecho filtrante se considera completamente fluidizado cuando la fuerza de fricción ejercida por el agua de lavado excede el peso de las partículas del medio.

De acuerdo con la ecuación 9.17, la velocidad de lavado para fluidización del medio se puede tomar como:

$$v_b \geq v_s e^{4.5} \quad (9.20)$$

donde:

v_b = Velocidad del agua de lavado, m/min

v_t = Velocidad de asentamiento de las partículas del medio, m/min

e = Porosidad del medio, aproximadamente 0.45 para arena y 0.5 para antracita

Kawamura demuestra que la limpieza de un medio granular, durante el lavado, 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. Dicho autor prueba, además, que la abrasión o frote máximo ocurre cuando la velocidad de lavado es igual al 10% de la velocidad de arrastre.

Por lo tanto:

$$v_b = 0.1 v_s \quad (9.21)$$

O sea que para lavado de arena a 20°C la velocidad apropiada de lavado está dada por:

$$v_b = D_{60} \quad (9.22)$$

Y para antracita:

$$v_b = 0.47 D_{60} \quad (9.23)$$

Para las ecuaciones 9.22 y 9.23:

v_b = Velocidad apropiada de lavado, m/min

D_{60} = Producto del tamaño efectivo por el coeficiente de uniformidad, o percentil –60 del análisis granulométrico, mm

Para temperaturas diferentes a 20°C se hace la corrección correspondiente mediante la expresión:

$$V_{bT} = V_{b20} \times \mu_T^{-1/3} \quad (9.24)$$

donde:

μ_T = Viscosidad a la temperatura T, en centipoises

$$\mu(cP) = \mu \left[\frac{Ns}{m^2} \right] \times 1000 ; \text{ puesto que } 1 \text{ cP} = 0.001 \text{ Pa.s}$$

V_{bT} = Velocidad apropiada de lavado a la temperatura T

V_{b20} = Velocidad apropiada de lavado a 20°C

La expresión del lecho durante el lavado es otro parámetro usado para medir la efectividad del lavado. Algunos autores enfatizan la importancia de una expansión del 50% en la arena durante el lavado. Otros consideran razonable una expansión del 40% para lechos de arena y del 25% para lechos de antracita.

De la ecuación 9.15 se tiene que la relación de expansión, RE, es igual a:

$$RE = \frac{Le - L}{L} = \frac{e_e - e}{1 - e_e} \quad (9.25)$$

Reemplazando según la ecuación 9.16 y suponiendo que la velocidad de arrastre es por lo menos igual a la velocidad de asentamiento de las partículas se tiene:

Sustituyendo, para el valor óptimo de $v_b = 0.1v_t$, ecuación 9.21, se tiene:

$$RE = \frac{\left[\frac{v_b}{v_t}\right]^{0.22} - e}{1 - \left[\frac{v_b}{v_t}\right]^{0.22}}$$

Sustituyendo, para el valor óptimo de $v_b = 0.1 v_t$, ecuación 9.21, se tiene:

$$RE = \frac{(0.1)^{0.22} - e}{1 - (0.1)^{0.22}}$$

$$RE = \frac{0.6 - e}{0.4} \quad (9.26)$$

Para arena: $e = 0.4-0.48$; con promedio de 0.45

$$RE = \frac{0.6 - 0.45}{0.4} = 0.375 = 37.5\%$$

Para antracita: $e = 0.45-0.54$; con valor promedio de 0.50

$$RE = \frac{0.6 - 0.50}{0.4} = 0.25 = 25\%$$

9.7 PÉRDIDA DE CARGA MÁXIMA EN LOS FILTROS

Convencionalmente los filtros se diseñan para energías disponibles de filtración de 2-3 m. En filtros sin controladores, de tasa declinante, no se proveen cabezas de filtración mayores de 2 m. Se recomienda cabezas disponibles de filtración de 1.8 m, especialmente para filtros de lecho dual, teniendo en cuenta la calidad del efluente y las características de desarrollo de pérdida de carga en el filtro.

9.8 NÚMERO Y TAMAÑO DE LOS FILTROS

En plantas pequeñas el número mínimo es generalmente dos y aun uno si existe suficiente almacenamiento de agua tratada para lavado del filtro y para las necesidades de consumo durante la puesta fuera de servicio del filtro. En plantas grandes el número mínimo de filtros es cuatro.

El tamaño mínimo de cada filtro depende principalmente de la tasa de lavado y de la conveniencia de garantizar una distribución uniforme de agua de lavado, lo cual es más difícil en áreas grandes. También depende del diseño estructural y de la reducción de la capacidad filtrante de la planta, cuando se pone una unidad fuera de servicio para su lavado.

En plantas de autolavado, lavado de un filtro con el caudal tratado en los otros, el número mínimo de filtros es de cuatro.

Morril y Wallace sugirieron la expresión siguiente para calcular el número de filtros N:

$$N = 0.044\sqrt{Q} \quad (9.27)$$

donde:

Q = caudal de la planta en m³/d

Cleasby demuestra que para un diseño de costo mínimo se deben satisfacer las relaciones siguientes:

- Para una sola fila de filtros sobre un costado de la galería:

$$\frac{L}{W} = \frac{NC_1 + 2NC_2}{(N + 1)C_2} \quad (9.28)$$

- Para dos filas de filtros con una galería central:

$$\frac{L}{W} = \frac{NC_1 + 4NC_2}{2(N + 2)C_2} \quad (9.29)$$

donde:

L = Longitud óptima del filtro (perpendicular a la galería)

W = Ancho óptimo del filtro (paralelo a la galería)

N = Número de filtros

C₁ = Costo por unidad de longitud de galería de filtros: incluye tubería, placa de piso y placa de techo. No se incluyen válvulas ni accesorios, puesto que no son función de la longitud de la galería sino del número de filtros

C₂ = Costo por unidad de longitud de pared del filtro

Los datos de costos aplicados a las ecuaciones 9.28 y 9.29 indican que la relación óptima de L/W está comprendida entre 3 y 6. Sin embargo, el diseño más común es el de hacer los filtros cuadrados.

9.9 SELECCIÓN DEL MEDIO FILTRANTE

La selección de un medio filtrante es determinada por la durabilidad requerida, el grado deseado de purificación, la duración de la carrera del filtro y la facilidad deseable de su lavado.

El medio ideal debe poseer un tamaño tal que permita obtener un efluente satisfactorio; debe ser de un material durable, capaz de retener la máxima cantidad de sólidos y ofrecer facilidad para limpiarlo con una cantidad mínima de agua de lavado.

En una arena gruesa la permeabilidad es mayor que en una arena fina aunque la porosidad y el volumen de vacío sea igual. Los poros pequeños de la arena fina causan mayor resistencia al flujo, o sea menor permeabilidad.

Una arena puede poseer partículas del mismo tamaño, es decir, gradación uniforme; o puede estar constituida por partículas que van desde tamaño fino hasta grueso, gradación no uniforme. La arena de gradación uniforme posee mayor porosidad que una no uniforme, y por ello, mayor permeabilidad.

Allen Hazan definió el tamaño efectivo, TE, como el tamaño de partículas o del grano, en mm, tal que un 10% del material en peso es más pequeño que dicho tamaño. En otras palabras el TE es el tamaño del tamiz, en mm, que permite el paso del 10% del medio filtrante. El TE corresponde, aproximadamente, al tamaño promedio por conteo y es un parámetro usado para caracterizar medios filtrantes. De la misma manera, Hazen definió el coeficiente de uniformidad, CU, como la relación del tamaño de granos que tiene un 60% más fino que él mismo, al tamaño que tiene un 10% más fino que el mismo. En otras palabras:

$$TE = d_{10}$$

$$CU = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{\text{Tamaño part ículadel 60\% que pasa}}{\text{Tamaño part ículadel 10\% que pasa}} = \frac{d_{60}}{TE}$$

También puede afirmarse que el CU es la relación entre el tamaño del tamiz que deja pasar el 60%, en peso, del material y su TE. El coeficiente de uniformidad representa la pendiente promedio de la curva granulométrica, en la región comprendida entre los tamaños correspondientes al 60% y al 10% que pasan. Entre más bajo sea su valor, más uniforme será la gradación de la arena y consecuentemente, entre más alto sea su valor, menos uniforme será la arena.

Hazen demostró que la permeabilidad varía en proporción al cuadrado del tamaño efectivo.

9.9.1 Arena

La arena es el medio filtrante más usado, posiblemente por ser el más económico. En filtros rápidos de arena la profundidad del lecho es de 60-70 cm, el TE de 0.45-0.55 mm y el CU de 1.2-1.7. El manual de diseño de plantas de tratamiento de la AWWA señala: la mayoría de los filtros rápidos de arena usan arena con TE de 0.35-0.50 mm, aunque algunos tienen arena con TE de 0.7 mm. El CU es generalmente 1.3-1.7 y la profundidad de 60-75 cm. Una especificación típica de arena para filtros rápidos es la del cuadro 9.5.

Cuadro 9.5

Arena típica para filtros rápidos

N° Tamiz	Abertura mm	% Retenido sobre Mínimo	El tamiz Máximo
70	0.208	0	1
50	0.295	0	9
40	0.417	40	60
30	0.586	40	60
20	0.833	0	9
16	1.168	0	1

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 gradada. El tamaño efectivo de la arena en filtros rápidos varía entre 0.35 y 0.7 mm; un valor típico es el de 0.5 mm. Dicho medio permite tratar aguas con turbiedades de 5-10 UTJ a tasas hasta de 120 m/d.

El coeficiente de uniformidad varías entre 1.3 y 1.7.

9.9.2 Antracita

Se clasifica un carbón como antracítico cuando tiene carácter no aglomerante y cumple las especificaciones del cuadro 9.6.

Cuadro 9.6

Carbones de clase antracítica

Grupo	% Material volátil
1. Metaantracita	≤ 2
2. Antracita	$> 2 \text{ y } \leq 8$
3. Semiantracita	$> 8 \text{ y } \leq 14$

En ocasiones se usa carbón de antracita triturado en vez de arena como medio granular filtrante. Según la AWWA la antracita para filtros debe ser limpia, dura, con dureza mayor de 2.7 en la escala de MOHS, 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 – 70 cm con tamaño efectivo de 0.70 mm o mayor.

9.9.3 Arena – antracita

Teóricamente, el tamaño y el espacio libre de las partículas de un medio filtrante deben variar uniformemente entre grueso y fino, en la dirección del flujo, a través del filtro, con el objeto de remover en la zona de medio grueso el material más grueso y en la zona de medio fino el material más fino. Así se aprovecha mejor toda la longitud del lecho filtrante, se incrementa la tasa de filtración y se mejora la calidad del efluente.

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, 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 purificar aguas con turbiedades menores de 15 UTJ a tasas de filtración de 240-300 m/d. En los cuadros 9.7 y 9.8 se muestran granulometrías típicas de carbón y arena para filtros duales.

Cuadro 9.7

Granulometría típica para un medio dual

Tamiz	Abertura mm	% que pasa	
		Carbón	Arena
4	4.750	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

Cuadro 9.8

Filtro típico de medio dual

Características	Valor	
	Intervalo	Típico
ANTRACITA		
Profundidad,	20-60	46
cm	0.8-2.0	1.2
TE, mm	1.4-1.8	1.5
CU		
ARENA		
Profundidad,	25-60	30
cm	0.3-0.8	0.5
TE, mm	1.2-1.6	1.4
TASA DE	CU	120-600
FILTRACIÓN		350

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

$$\frac{d_1}{d_2} \left[\frac{S_2 - 1}{S_1 - 1} \right]^{2/3} \quad (9.30)$$

Donde d_1 y d_2 son los diámetros de partículas con densidades relativas S_1 y S_2 respectivamente. Los granos de antracita deben tener un tamaño aproximadamente igual al doble del de los de arena.

TE carbón = 2 TE arena

9.10 LECHO DE GRAVA

El tamaño y la profundidad de la capa inferior de grava depende del sistema de drenaje usado; asimismo, el tamaño y la profundidad de la carga superior de grava depende del tamaño de la capa inferior de medio fino (arena o antracita) que soporte.

El lecho de grava ideal es uno en el cual ésta es casi esférica en forma y existe un incremento uniforme en tamaño desde el lecho hasta el fondo. La profundidad del lecho de grava puede variar entre 15 y 60 cm; es usual una profundidad de 45 cm en filtros rápidos. Piedras tan grandes como de 7.5 cm pueden colocarse cerca de los drenajes del filtro pero se prefiere un tamaño máximo de 2.5 cm. La capa del fondo debe extenderse por lo menos 10 cm sobre el punto de salida más alto del agua de lavado proveniente del sistema de drenaje. La grava debe ser dura, redondeada, con una densidad relativa promedio no menor de 2.5.

El cuadro 9.9 presenta las características de un lecho típico de grava para un sistema de drenaje de tuberías.

Cuadro 9.9

Lecho típico de grava para sistema de drenaje por tuberías

Descripción	N° capa				
	1	2	3	4	5
Profundidad de la capa en cm	10	7.5	7.5	10	10
Abertura de la malla cuadrada en pulgadas					
Pasando	1	¾	1/2	1/4	1/8
Retenida	3/4	1/2	1/4	1/8	1/16

9.11 DRENAJES PARA FILTROS

La función más importante del drenaje del filtro es proveer una distribución uniforme del agua de lavado; además sirve para recoger el agua filtrada.

Existen diferentes tipos de drenaje: fondo Leopold, fondo Wagner, fondo Wheeler, falso fondo con viguetas prefabricadas, falso fondo Eternit, etc.; la mayoría requiere el uso de grava para soportar el medio fino y mejorar la distribución del agua de lavado. En tales casos se deben seguir las especificaciones del fabricante para su uso. Las figuras 9.14 y 9.15 ilustran dos tipos de drenaje usados para filtros.

Comúnmente se usan drenajes de tubería perforada consistentes en un múltiple y varios laterales. Las siguientes son algunas recomendaciones para su diseño:

$$\frac{\text{Áreatoraldeorificios}}{\text{Áreafiltrante}} = 0.15 \text{ a } 0.5\%$$

$$= 0.2 \text{ a } 1.5\%$$

$$= 0.2 \text{ a } 0.33$$

$$= 0.2 \text{ a } 0.7\%$$

$$\frac{\text{Árealaterales}}{\text{Áreadeorificioesservida}} = 2 \text{ a } 4$$

$$\frac{\text{Áreamúltiple}}{\text{Árealateralesservida}} = 1.5 \text{ a } 3$$

- Los orificios y los laterales se colocan a distancias de 7.5 a 30 cm.
- El diámetro de los orificios varía entre 6 y 19 mm.
- La relación entre la longitud de los laterales y su diámetro \emptyset , no debe exceder de 60. Por eso, para una longitud de laterales de 1 m se usa $\emptyset = 2''$; para laterales de 2 m se usa $\emptyset = 3''$; etc.
- La pérdida de carga en un lateral de diámetro constante, desde la entrada hasta el orificio más alejado, es aproximadamente igual a la pérdida, para todo el caudal, calculada para 1/3 de la longitud total del lateral.
- Es aconsejable que la velocidad del agua, en el múltiple, no sea mayor de 2.5 m/s y en los laterales de 1.8 m/s.
- Los orificios se colocan por debajo, desplazados 30° con la vertical, con los laterales soportados sobre bloques de concreto de 4 cm de altura, sobre el fondo del filtro.

9.12 TUBERÍAS DE LOS FILTROS

Las galerías de tuberías de los filtros son innecesarios en plantas de tasa declinante como la que se ilustra en las figuras 9.16 y 9.17. Cuando se diseñan filtros convencionales, con lavado por tanque elevado o bombeo, se provee una galería de tubería para localizar los tubos, controles, válvulas, bombas y accesorios. Dichas galerías deben ser amplias, bien iluminadas y ventiladas, para facilitar el mantenimiento. Las tuberías de los filtros se diseñan con base en criterios de velocidad como se indica en el cuadro 9.10.

Cuadro 9.10

Velocidades de diseño para tuberías de filtros

Tuberías	Velocidad m/s
Afluente	0.3-1.2
Efluente	0.9-1.8
Agua de lavado	1.5-3.0
Drenaje agua de lavado	0.9-2.4
Drenaje agua filtrada	1.8-3.6

9.13 HIDRÁULICA DEL SISTEMA DE LAVADO

La pérdida de carga durante el lavado se expresa así:

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

donde:

H = Pérdida total de carga durante el lavado

h_1 = Pérdida de carga a través del lecho expandido

h_2 = Pérdida de carga a través del lecho de grava

h_3 = Pérdida de carga a través del sistema de drenaje

h_4 = Pérdida de carga en la tubería, válvulas, controlador, etc.

$$h_1 = L(1 - e)(S_s - 1) \quad (9.31)$$

Según Dixon:

$$h_2 = \frac{v_b L}{3} \quad (9.32)$$

donde:

v_b = Velocidad de lavado, m/min

L = Altura del lecho de grava, m

h_2 = Pérdida de carga, m

$$h_3 = \frac{1}{2g} \left[\frac{v_b}{\alpha\beta} \right]^2 \quad (9.33)$$

donde:

h_3 = Pérdida en el sistema de drenaje, m

v_b = Velocidad de lavado, m/s

α = Coeficiente del orificio, generalmente 0.6

β = Relación entre el área total de orificio y el área filtrante, generalmente 0.2-0.7%

$$h_4 = f \frac{L}{D} \cdot \frac{1}{2g} \left[\frac{4Av_b}{\pi D^2} \right] \quad (9.34)$$

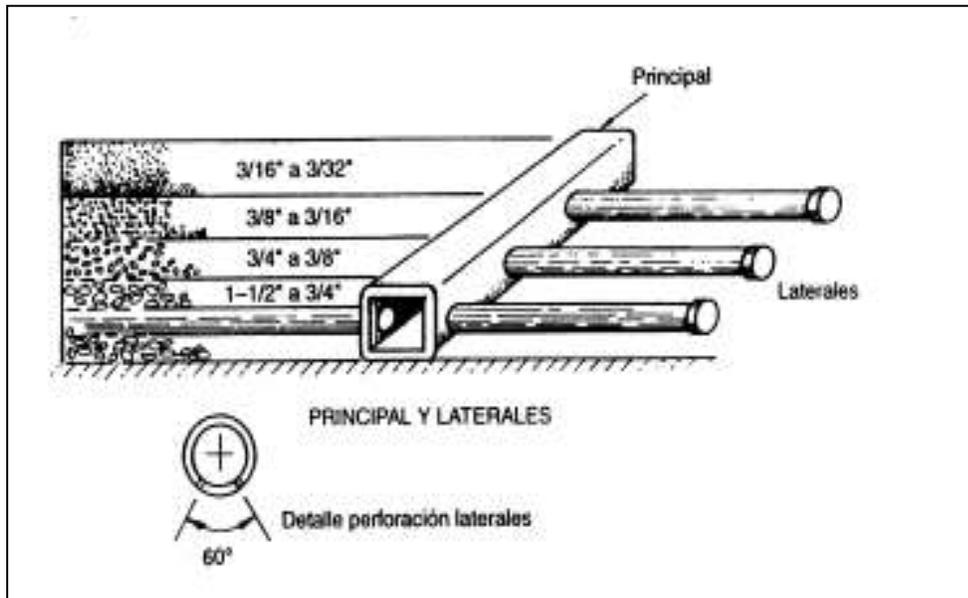


Figura 9.14 Drenaje con tuberías perforadas.

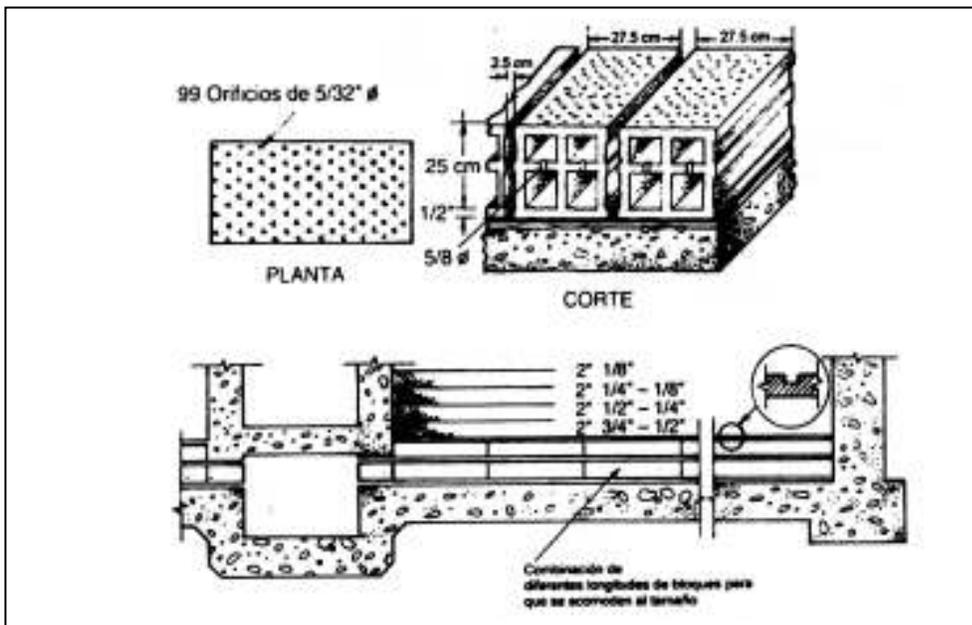


Figura 9.15 Drenaje con fondo Leopold.

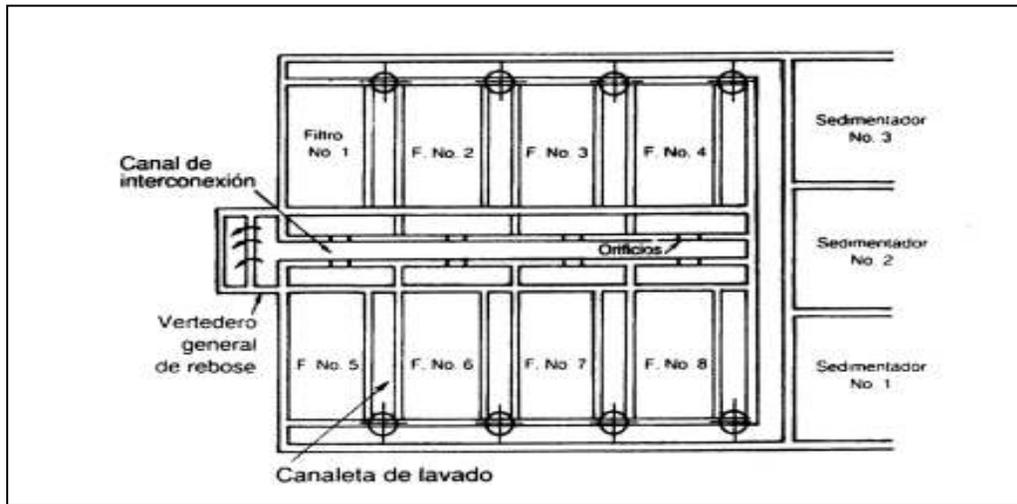


Figura 9.16 Planta de filtros con orificio de control.

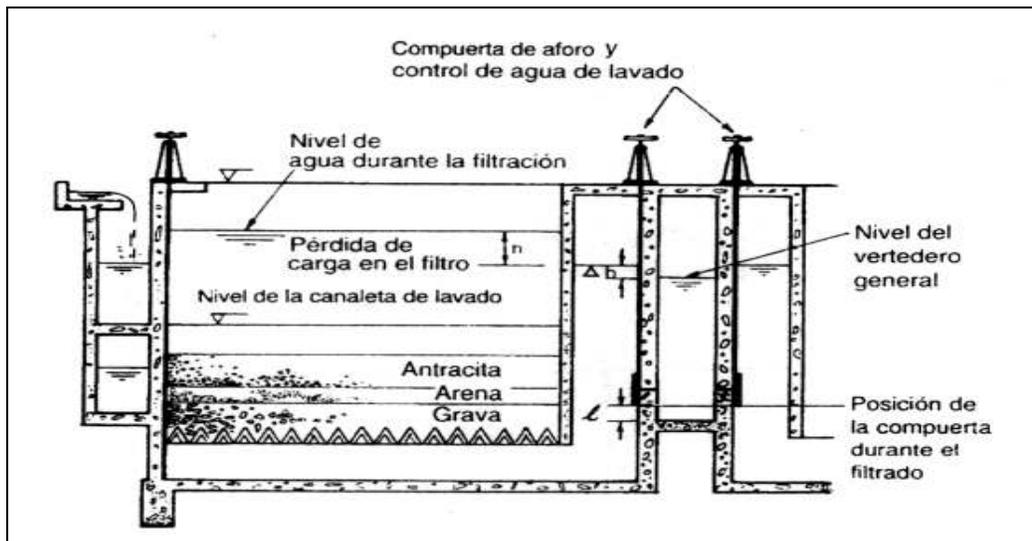


Figura 9.17 Corte de un filtro con orificio de control.

donde:

h_4 = Pérdida en la tubería, válvulas, controlador, etc, m

g = Aceleración de la gravedad, m/s^2

f = Factor de fricción

L = Longitud equivalente de la tubería de lavado, m

D = Diámetro de la tubería, m

A' = Área del lecho filtrante, m^2

v_b = Velocidad de lavado, m/s

9.14 CANALETAS DE LAVADO

Las canaletas pueden ser de concreto, plástico reforzado, fibra de vidrio u otro material anticorrosivo apropiado; de forma rectangular, trapecial, en V o en U. Se usan en el techo del filtro para igualar la cabeza estática sobre el sistema de drenaje durante el lavado y ayudar así a la distribución uniforme del agua de lavado, recoger el agua de éste a medida que emerge de la arena y conducirla al canal o drenaje de aguas de lavado.

Las canaletas deben estar por encima de la superficie del lecho expandido de arena o antracita para impedir la posible pérdida de medio filtrante durante el lavado. Las canaletas deben tener capacidad suficiente para sacar el caudal máximo de lavado. Las dimensiones de la canaleta de lavado pueden hallarse mediante la ecuación siguiente:

$$Q = 1.38 bh^{1.5} \quad (9.34)$$

donde:

Q = Caudal, m³/s

b = Ancho de la canaleta, m

h = Profundidad máxima del agua en la canaleta, m

Al valor de h se le adiciona un borde libre para prevenir ahogamiento de la canaleta con agua de lavado, generalmente de 5 a 10 cm. El fondo de la canaleta puede ser a nivel o con una ligera pendiente.

Algunos autores recomiendan colocar las canaletas a una distancia no mayor de 2 m entre bordes y con los vertederos a una altura igual a la tasa de lavado en cm/min sobre el lecho de arena, es decir 60 a 90 cm sobre el borde superior de la arena.

El espaciamiento y la altura de las canaletas también pueden definirse con base en las relaciones siguientes, de acuerdo con el esquema de la figura 9.18.

H₀ = Altura de la canaleta sobre el lecho filtrante

$$(0.75 L + P) < H_0 < (L + P)$$

S = Espaciamiento entre ejes de las canaletas

$$1.5 H_0 < S < 2H_0$$

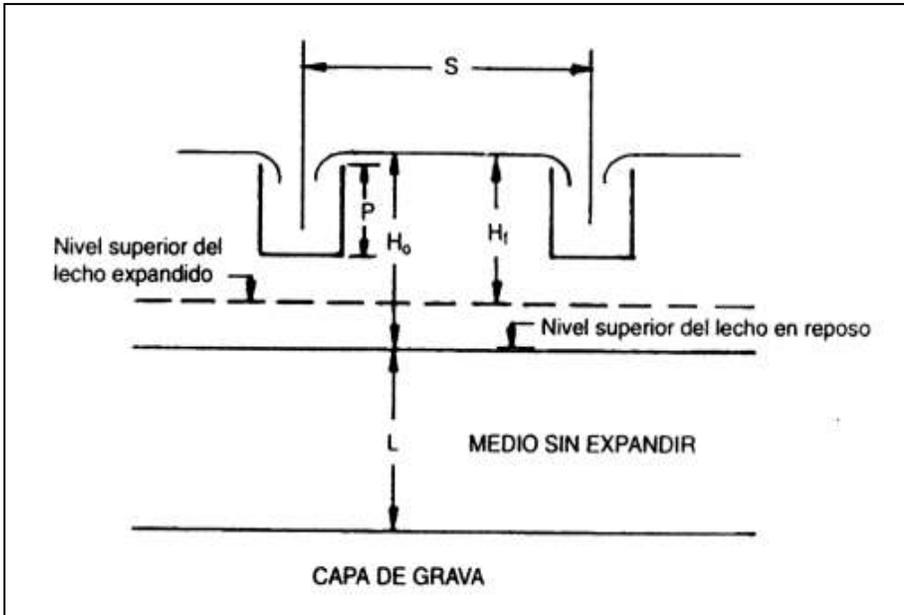


Figura 9.18 Esquema dimensiones canaleta de lavado.

10.1 DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

La ósmosis inversa se define como el transporte espontáneo de un disolvente desde una disolución diluida a una disolución concentrada a través de una membrana semipermeable ideal, que impide el paso del soluto pero deja pasar el disolvente. Como se indica en la figura 10.1, este flujo de disolvente puede reducirse si aplicamos una presión en el lado de la membrana. Para una cierta presión llamada presión osmótica, se alcanza el equilibrio y la cantidad de disolvente que pasa en ambas direcciones es la misma.

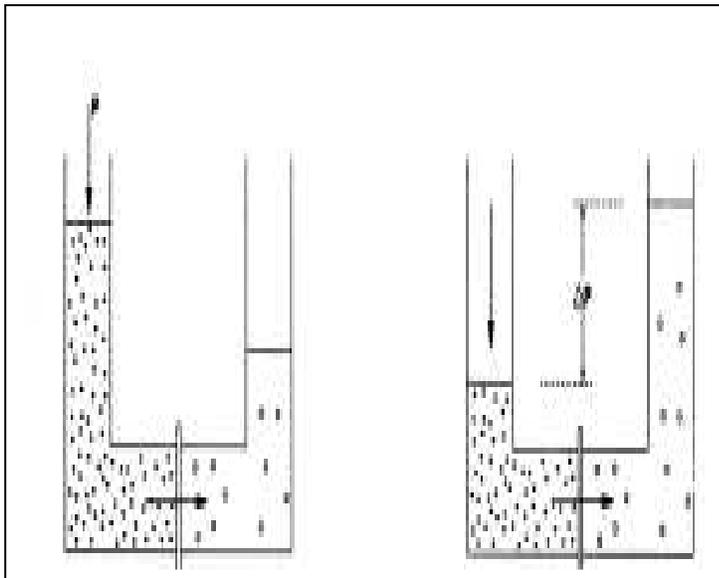


Figura 10.1 Principios del proceso de ósmosis inversa

Si la membrana es idealmente semipermeable, la presión osmótica es una propiedad de la solución solamente. Por lo tanto, la presión osmótica debe ser considerada como una medida de cierta diferencia real, expresable como presión, que existe en la naturaleza de la solución y el disolvente puro.

Si la presión en el lado de la solución se incrementa por encima de la presión osmótica, la dirección de flujo se invierte. Entonces el disolvente puro pasará desde la solución hacia el solvente. Este fenómeno constituye la base de la ósmosis inversa aplicada en el tratamiento del agua y agua residual. La energía útil por unidad de volumen suministrada a este proceso lo es en una forma de presión que es superior a la presión osmótica de equilibrio.

10.2 DIFERENCIA ENTRE ÓSMOSIS Y OTROS PROCESOS DE MEMBRANAS

Aunque en ocasiones se ha querido ver la ósmosis como un proceso de filtración a escala molecular, se comprende fácilmente que la ósmosis inversa es un fenómeno claramente diferente de la filtración o microfiltración. Los tres aspectos que marcan más claramente la diferencia son:

1. En la filtración todo el caudal atraviesa el elemento separador, que impide únicamente el paso de partículas sólidas de un determinado tamaño.
En la ósmosis inversa en cambio, sólo una parte del caudal de alimentación atraviesa la membrana constituyendo el producto, mientras el resto es eliminado sin atravesar la membrana y constituye el rechazo.
2. En la ósmosis inversa no se produce la acumulación del material separado sobre la superficie de la membrana, como ocurre en el otro proceso, pues precisamente el rechazo produce el arrastre de dicho material.
3. En la filtración el flujo del agua a tratar es perpendicular a la membrana, mientras que en la ósmosis es paralelo a ella.

10.3 TEORIAS DE LA ÓSMOSIS

La membrana de ósmosis inversa debe ser capaz de afectar las propiedades termodinámicas y de transporte del agua y de las sales, mediante fuerzas que no dependen en principio del tamaño de los iones o moléculas que han de separarse. Estas fuerzas pueden ser de rango corto como las de Van der Waals o de rango largo como las de Coulomb.

La forma en que se produce el paso de agua a través de los poros de la membrana, se produce en dos etapas:

- Según Sourirajan, existe un flujo convectivo de agua a través de los poros de la membrana, que se produce en dos etapas:
- En la primera, el agua es absorbida preferencialmente sobre la superficie de la membrana.
- En la segunda, esta capa con el agua absorbida es drenada a través de los poros en la membrana.

Según este modelo, el tamaño molecular de los materiales del agua de alimentación juega un importante papel en la determinación de su rechazo por la membrana.

- La teoría alternativa propuesta por Merter parte de que la membrana no tiene poros y por tanto el flujo convectivo no puede existir.

En su lugar el agua se disuelve en la capa superficial de la membrana y después se difunde a través de una capa sin poros de la misma.

En el segundo modelo el rechazo es función de la solubilidad relativa del soluto y del solvente.

Ambos modelos predicen con bastante exactitud el flujo neto de agua, que desciende al aumentar la presión osmótica a causa de la acumulación de solutos cerca de la superficie.

10.4 ECUACIONES FUNDAMENTALES

El proceso de desalación queda enmarcado por una serie de ecuaciones que definen o aclaran los distintos aspectos que deben conocerse y que en última instancia permiten realizar el proyecto o diseño de las distintas instalaciones.

Si partimos de los flujos o caudales que se generan en el proceso podemos distinguir:

- Flujo o caudal de alimentación, que es el que se pretende desalar y se aplica en un lado de la membrana: F_a .
- Flujo o caudal de producto, que corresponde al agua a la que se le han eliminado o reducido las sales: F_p .
- Flujo o caudal de concentrado (rechazo), que arrastra las sales que han sido separadas por la membrana y que se depositarían sobre ella: F_r .

La relación entre las citadas magnitudes es:

$$F_a = F_p + F_r \quad (10.1)$$

Del mismo modo tendremos las concentraciones del agua de alimentación, C_a , producto C_p , y rechazo C_r , relacionados entre sí también mediante:

$$C_a \cdot F_a = C_p \cdot F_p + C_r \cdot F_r \quad (10.2)$$

A partir de aquí se consideran las dos ecuaciones principales.

10.4.1 Ecuación de flujo de agua

$$F_a = A (P_m - \Delta \phi_m) \quad (10.3)$$

donde:

F_a = Caudal de agua que atraviesa la membrana, l/m²/hora

A = Coeficiente de transporte de la membrana, l/m²/hora

P_m = Presión diferencial a través de la membrana, atm o Kg/cm²

$\Delta \phi_m$ = Presión osmótica diferencial a ambos lados de la membrana, atm o Kg/cm²

El coeficiente A es característico de cada membrana y depende de varios factores como son, el espesor de la membrana, la temperatura o la composición química de la solución.

De esta ecuación se deduce que el caudal es directamente proporcional a la presión neta aplicada, es decir, a la diferencia de presiones y al coeficiente de transporte; es decir, a una característica propia de la membrana y a otra propia del funcionamiento.

Por ello, si el coeficiente de transporte aumenta, el caudal también lo haría, sin que fuera preciso aumentar la presión neta. En esas condiciones mantendríamos el mismo caudal aplicado una presión menor. Esta es la característica principal que se busca, junto con el rechazo de sales, en el proceso de mejora de membranas.

Como, de los dos caudales en que se bifurca el caudal a tratar, uno de ellos, la salmuera, concentra las sales rechazadas, éstas en mayor o menor cantidades van acumulando sobre la superficie de la membrana, produciendo el fenómeno conocido como concentración de la polarización.

Este fenómeno incrementa la presión osmótica de la solución de concentrado y por lo tanto, de acuerdo con la ecuación anterior, haría disminuir la presión neta y en consecuencia el flujo o caudal de agua a través de la membrana.

Pero además el caudal de una membrana depende de otros factores como:

- Espesor de la membrana.
- Dimensión de los poros y su distribución en la superficie de la membrana.
- Condiciones hidrodinámicas.

La disminución del espesor de la membrana ha sido una constante de la investigación a lo largo de los años, pero esta característica debe conjugarse con un tamaño de poros adecuado para rechazar un porcentaje suficientemente elevado de sales, y con una resistencia adecuada para soportar las presiones de funcionamiento.

En los últimos tiempos se han conseguido mejoras muy notables en membranas de agua salobre, que funcionan a bajas presiones; sin embargo, las membranas de agua de mar que deben soportar presiones muy elevadas no han logrado avances de la misma magnitud.

El caudal que atraviesa la membrana queda definido en unas condiciones de presión y temperatura predeterminadas, y en cada situación deben aplicarse las condiciones oportunas para adaptarlo a las condiciones reales de funcionamiento; esto es lo que se conoce como normalización de la membrana.

10.4.2 Ecuación de transporte de sales

$$F_s = K_s (C_a - C_p) \quad (10.4)$$

donde:

F_s = Flujo de sales, g/cm²/seg

K_s = Coeficiente de transporte de sales, cm/seg

C_a = Concentración de sales en el agua de alimentación, g/cm³

C_p = Concentración de sales en el agua producto, g/cm³

El coeficiente de transporte de sales es una característica de cada membrana.

La polarización aumenta la concentración de sales en el agua de alimentación, C_a , a medida que el caudal avanza a lo largo de la membrana. Por tanto aumenta el flujo de sales F_s , y hace empeorar la calidad del producto.

En esta ecuación se ve que no existe dependencia directa entre la presión y el flujo de sales; es decir, al aumentar la presión no mejora el transporte de sales, ni por tanto tampoco el rechazo de sales.

Sí mejora en cambio el caudal de permeado, por lo que el efecto resultante es una mejora de la calidad, dado que la misma cantidad de sales se disuelven en un volumen mayor.

10.4.3 Rechazo de sales

$$RS (\%) = (1 - C_p/C_a) * 100 \quad (10.5)$$

Es el parámetro más importante de la membrana y se basa en el proceso de fabricación y en los polímeros que forman la membrana, sin embargo, este valor para cualquier membrana varía para los distintos iones.

La sílice coloidal es rechazada en un porcentaje muy elevado.

10.4.4 Paso de sales

$$PS (\%) = C_p/C_a * 100 \quad (10.6)$$

Por lo tanto también:

$$RS = 100 - PS \quad (10.7)$$

La determinación de todos estos parámetros se hace en condiciones específicas determinadas por cada fabricante, aunque suelen estandarizarse en cuanto a presión, temperatura, salinidad del agua preparada artificialmente, y en ocasiones recuperación.

10.4.5 Recuperación

También conocido como conversión o recobro del sistema, es el porcentaje de producto que se obtiene a partir de un determinado volumen de agua de alimentación:

$$R (\%) = F_p/F_a * 100 \quad (10.8)$$

F_p y F_a , medidos en las mismas unidades, $m^3/hora$ o $m^3/día$.

Este factor es muy distinto según se trate de membranas individuales o de módulos en los que intervienen más membranas colocadas en serie.

En las membranas espirales, dicho factor no suele ser superior a 12–15% si se trata de membranas de agua salobre y del 10% en caso de agua de mar.

En membranas de fibra hueca, sin embargo, dicho factor se eleva hasta el 85% en agua salobre y al 60% en agua de mar.

Para elevar la conversión de un sistema de membrana es necesario incrementar el número de pasos o escalones de producción.

10.4.6 Concentración del producto

$$C_p = (1 - RS)(C_a + C_r)/2 \quad (10.9)$$

10.4.7 Concentración del rechazo

$$C_r = RS.C_a/(1 - R) \quad (10.10)$$

Este parámetro es importante conocerlo en el diseño, para establecer la forma de eliminación de un caudal, que según los casos puede ser importante y potencialmente contaminante.

En los casos de agua salobre de salinidad moderada, puede incluso ser aprovechado recirculándolo a la cabecera del sistema.

A través de esta ecuación se ve también claramente cómo se puede influir en la calidad del rechazo para que no cree problemas en su eliminación, decidiendo desde el diseño de la instalación el tipo de membrana a elegir y la conversión del sistema.

10.4.8 Proporción de reducción

$$C_a/C_p = 1/(1-RS) \quad (10.11)$$

Este factor es un indicativo de la calidad de la membrana y sobre todo permite ver claramente la diferencia entre unas y otras.

10.5 CONFIGURACIONES

Las membranas de ósmosis inversa que se han desarrollado a lo largo de los años se han estructurado en su configuración en torno a cuatro tipos principales:

10.5.1 Membranas de tipo plano

Están constituidas por una lámina que se coloca dentro de un marco circular o rectangular, que actúa de soporte de la membrana y le confiere rigidez y resistencia. La superficie de estas membranas es pequeña, por lo que para

aumentar la producción de los equipos que disponen de estas membranas, se colocan unas encima de otras, constituyendo una especie de pilas o columnas de membranas.

El principal inconveniente de este tipo de membranas es su pequeña capacidad productiva, resultan voluminosas, pesadas e incómodas para operar. Ello ha motivado el que no hayan tenido demasiado éxito en el tratamiento de aguas potables, en el que los volúmenes a tratar son grandes.

Su principal ventaja es que la separación entre membranas es amplia, por lo que se obstruyen menos que otras y además en caso de ensuciamiento se limpian fácil y eficazmente con aire y agua.

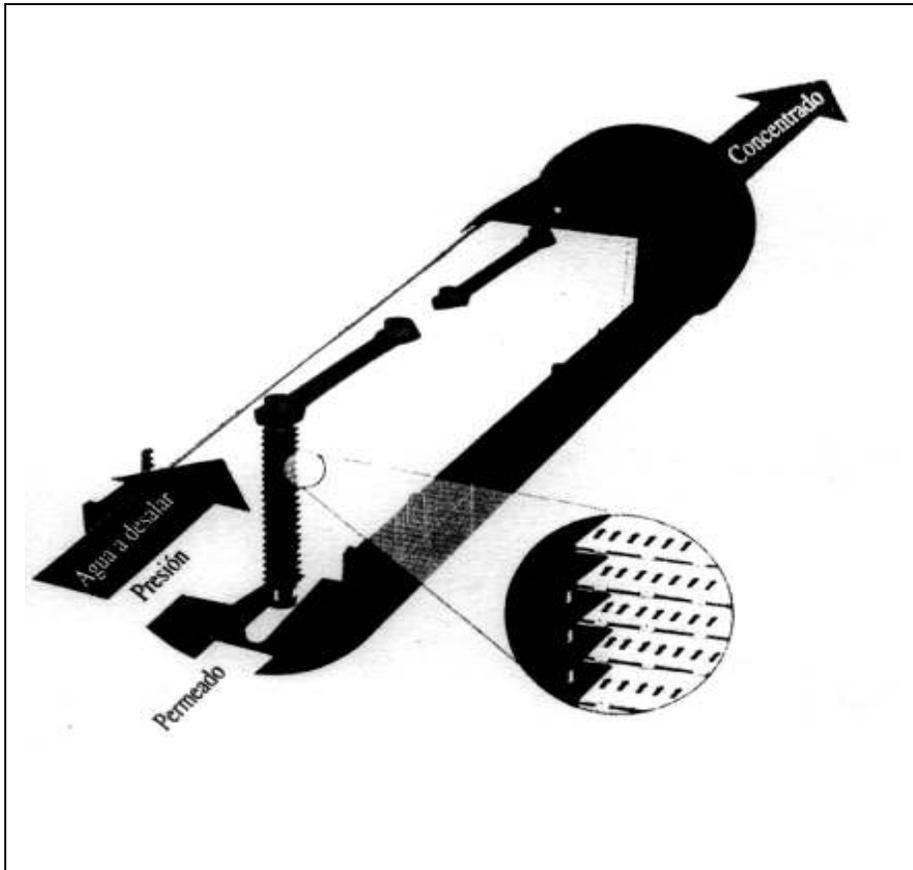


Figura 10.2 Membrana plana rectangular

10.5.2 Membranas tubulares

Representan una alternativa a las anteriores, buscan conseguir una mayor superficie unitaria, pero sin renunciar a las ventajas de dificultad de ensuciamiento y fácil limpieza.

La membrana, generalmente de $\frac{1}{2}$ " de diámetro, va alojada en el interior de un tubo de PVC que soporta la presión del proceso. El tubo va provisto de los orificios necesarios para entrada y salida de los flujos de agua que intervienen en el proceso.

El agua alimenta a la membrana por su interior y el permeado se obtiene por la parte exterior de la misma. Para aumentar la capacidad de la instalación se colocan varios tubos en paralelo, pero aún en estos casos resulta pequeña.

Aunque algo más compactas que las anteriores siguen siendo demasiado voluminosas en relación con su capacidad productiva.

Su facilidad de fabricación permitió durante algún tiempo su utilización en instalaciones pequeñas industriales para tratamiento de agua.

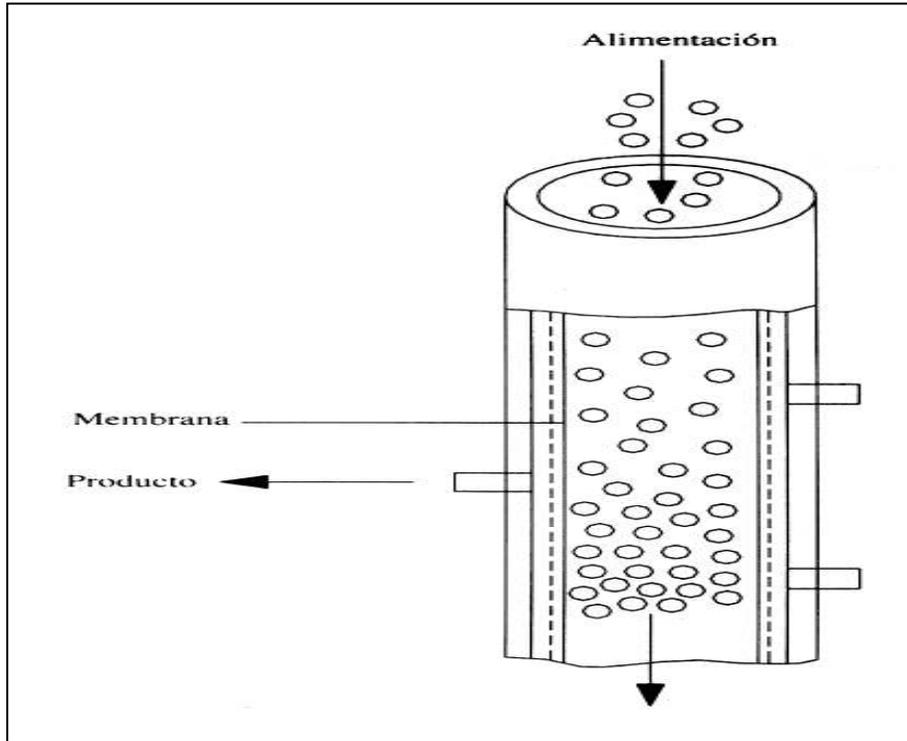


Figura 10.3 Membrana tubular

10.5.3 Membranas de fibra hueca

Están constituidas por un haz de millones de tubos capilares del tamaño de un cabello humano, huecos interiormente.

Las primeras fibras que se desarrollaron de este tipo eran de acetato de celulosa y producían un caudal muy pequeño, sin embargo, se consideró que podían ser útiles para desalación puesto que eran muy baratas de fabricar y muy delgadas.

El agua a tratar entra por un extremo de este tubo o carcasa y se distribuye a través de un tubo central provisto de perforaciones en dirección hacia las paredes del tubo. Las fibras se colocan paralelas alrededor de este tubo central, doblándose en uno de los extremos y retornando al otro, de forma que la longitud de cada fibra es aproximadamente el doble que la del tubo. Por ambos extremos del tubo las fibras quedan incrustadas en una masa de material epoxi, para darles rigidez. Posteriormente se corta uno de los extremos de forma que cada fibra queda abierta en uno de los lados del tubo, por ambos extremos, facilitando la salida del producto, mientras que el otro extremo en el que está situada la parte doblada queda rígidamente sujeta.

El conjunto resultante se suele llamar módulo o permeato, también membrana y la gran cantidad de fibras que contiene da al conjunto una gran compactación, que ayuda a resistir las presiones aplicadas.

El agua a presión se aplica a la membrana desde el exterior del capilar y la pared de la fibra actúa como lámina o membrana separadora reteniendo las sales, mientras que por el interior o “alma” circula el agua producto que ha atravesado la membrana. La salmuera se desplaza de una manera radial hacia los bordes del tubo siendo recogida mediante un colector para su evacuación.

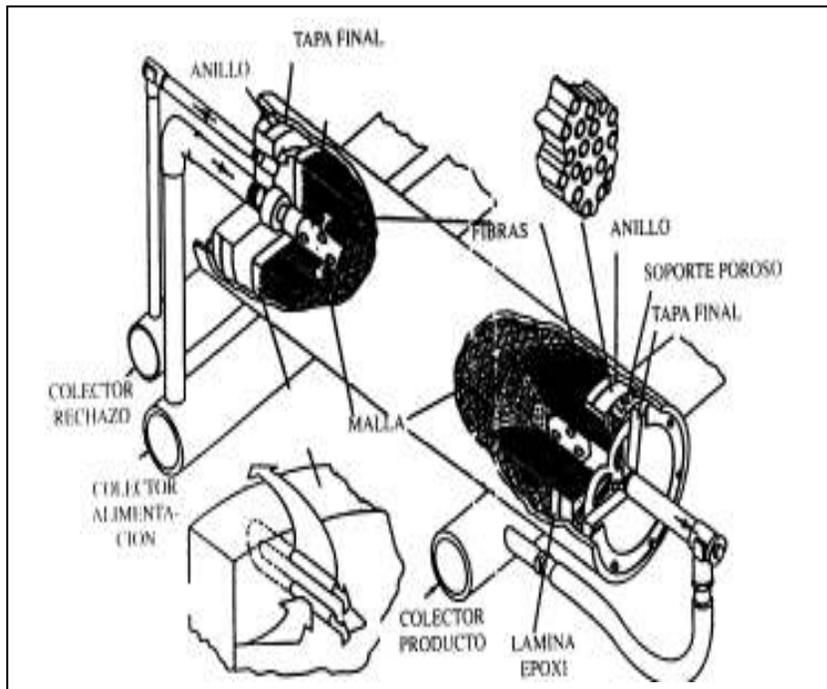


Figura 10.4 Membrana de fibra hueca.

10.5.4 Membranas de arrollamiento en espiral

Están formadas por varias láminas rectangulares, que constituyen las membranas propiamente dichas, enrolladas alrededor de un eje cilíndrico provisto de perforaciones que permiten recoger el agua producto.

Para el enrollamiento de las láminas desaladoras se disponen éstas alternadas con un separador impermeable y una malla, de forma que en una membrana arrollada en espiral existen tantas láminas como separadores y mallas. La malla plástica determina los canales hidráulicos por los que circula el agua a tratar y por su forma cuadrículada garantiza un régimen de funcionamiento turbulento lo que produce las posibilidades de obstrucción por elementos extraños.

El separador impermeable permite aislar el caudal que pasa por cada una de las láminas o membranas y separarlo de la salmuera.

El conjunto de membranas, mallas y separadores se sella mediante un pegamento por tres lados, mientras que por el cuarto lado que constituye la única salida posible para el agua que ha atravesado las membranas, se une al eje perforado.

Finalmente se cierra el conjunto con una envuelta exterior de poliéster con fibra de vidrio, que permite lograr una gran estanqueidad.

El enrollamiento permite introducir una gran superficie de membrana en un espacio reducido.

Con estos dos últimos tipos de configuraciones se ha conseguido reducir considerablemente el espacio ocupado por las membranas, aumentando la capacidad del módulo y reduciendo su precio.

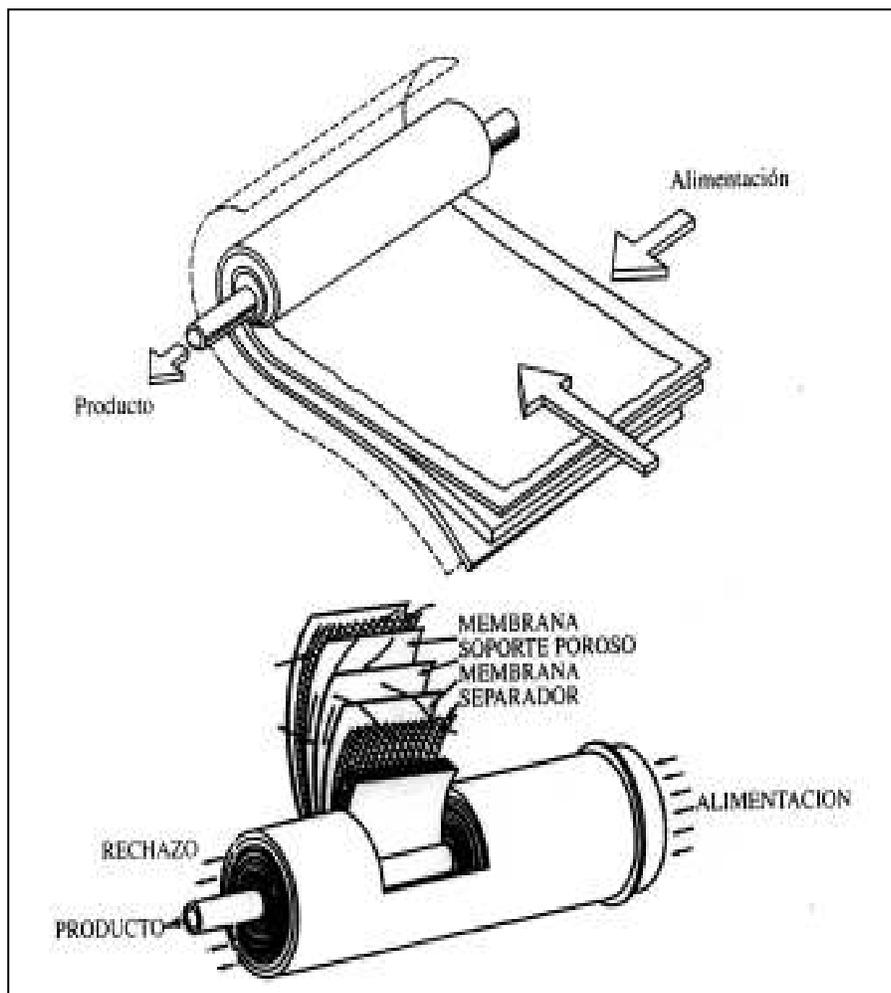


Figura 10.5 Membrana de arrollamiento en espiral.

10.6 MODULACIÓN DE LAS MEMBRANAS

Las membranas tanto espirales como de fibra hueca deben colocarse en la instalación en una estructura resistente que las mantenga inmóviles ante las presiones que se aplican.

Así mismo la colocación de las numerosas membranas de que puede constar una instalación debe ocupar el menor espacio posible.

Las fibras componentes de las membranas de fibra hueca se alojan en un tubo de presión de PRFV, que constituye lo que se conoce normalmente como módulo de fibra hueca o incluso membrana de fibra hueca. Es decir que una membrana de fibra hueca es en realidad un conjunto de fibras en el interior de un recipiente de presión perfectamente sellado y con los correspondientes colectores, para permitir la entrada y salida de los distintos flujos que se generan en el proceso. Los distintos tubos se colocan en paralelo o en serie para alcanzar la producción necesaria.

Todos estos tubos se colocan en una estructura que los soporta, con todas las conexiones necesarias entre ellos, así como los colectores de alimentación, producto y rechazo del conjunto.

Esta estructura con el conjunto de tubos y colectores, que forman la unidad de producción típica de cada instalación, y que se alimentan desde una bomba, constituye el bastidor o tren de ósmosis inversa.

En el caso de las membranas de arrollamiento en espiral, cada unidad formada por un conjunto de láminas va recubierto exteriormente de una película de poliéster reforzado con fibra de vidrio y alojadas en un tubo de presión, generalmente también de este material, con capacidad para alojar 6 ó 7 elementos, aunque también se construyen para aplicaciones específicas, de 2, 3 ó 4 membranas.

Las membranas en el interior del tubo de presión se conectan unas con otras, para que formen un conjunto estanco y resistente a los movimientos longitudinales y transversales, mediante los correspondientes interconectores, también de material plástico y alta resistencia. De esta forma se evitan fugas de salmuera que contaminarán el producto y deformaciones como consecuencia de los sucesivos golpes de ariete que se producen cada vez que se arranca la instalación.

Los tubos de presión, de uno y otro tipo, están cerrados por ambos extremos con sendas tapas que disponen de orificios para la conexión de las tuberías de alimentación, producto y rechazo.

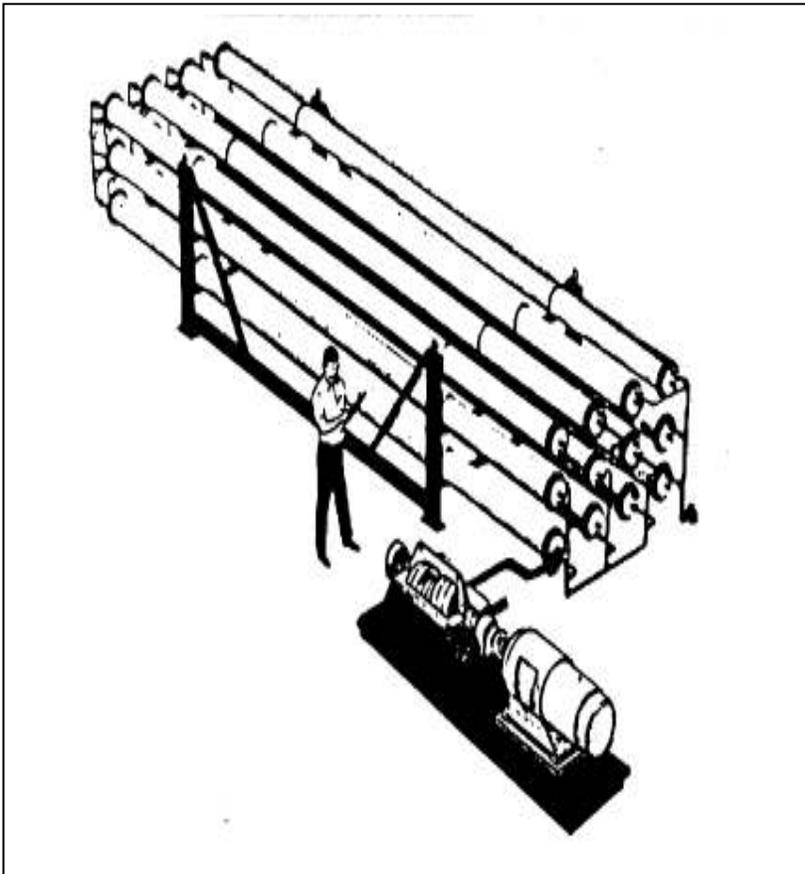


Figura 10.6 Bastidor de ósmosis inversa.

10.7 COLOCACIÓN DE LAS MEMBRANAS

Las membranas tienen una superficie limitada y también una producción determinada. Como por otra parte el porcentaje de recuperación por elemento es relativamente pequeño, 10-15%, si colocamos un solo elemento en la instalación, una gran parte del caudal de agua a tratar sería despreciado como salmuera, con la consiguiente ineficiencia del sistema.

Para aprovechar mejor el caudal de salmuera las membranas se colocan en serie, para que el rechazo de una membrana sea utilizado como alimentación de la siguiente.

Los tubos de presión con capacidad de membranas para membranas de arrollamiento espiral y la colocación por parejas de los permeatos de fibra hueca, mejoran esta recuperación, pero aún así su capacidad sigue siendo limitada.

Para adaptarse a la producción deseada deben colocarse por tanto los distintos módulos en paralelo, de aquí surgen los distintos tipos de estructuras de producción en que se colocan las membranas.

10.7.1 Etapa

Es cada una de las unidades de producción que son alimentadas desde una fuente única (bomba de presión), es decir, un conjunto de tubos de presión o de membranas de fibra hueca colocadas en paralelo y alimentadas por una bomba constituye una etapa.

Si para aumentar la eficiencia de la instalación, el rechazo de los tubos de presión o permeatos, que sale a una determinada presión, se introduce en otro tubo de presión o membrana, estos tubos o permeatos constituyen otra etapa.

Se comprende fácilmente que al aumentar el número de etapas de una instalación se eleva el caudal recuperado como producto.

Sin embargo, como al pasar el agua de alimentación de una membrana a otra, se va incrementando su salinidad y el rechazo de sales de la membrana no varía, de acuerdo con la ecuación (10.4) aumenta el flujo de sales y por tanto empeora la calidad, es decir, que al aumentar el número de etapas empeora la calidad del agua producto.

10.7.2 Paso

Es el conjunto de tubos de presión o membranas que siendo alimentadas con los caudales de agua que salen de las membranas de la primera etapa de la ósmosis precisan de otra fuente de energía distinta de la anterior para recuperar un nuevo caudal.

Si el caudal de agua producto o el caudal de rechazo de una instalación de ósmosis es rebombeado mediante otra bomba que eleva su anterior presión, para alimentar a otro conjunto de membranas, estamos hablando de un paso.

10.7.3 Etapas de salmuera

Es la estructura más frecuente de producción y consiste en una serie de tubos colocados en paralelo y otros en serie, de modo que la salmuera de los primeros es utilizada como alimentación de los segundos. En la figura (10.7) aparece una instalación de este tipo de tres etapas. Dado que en cada etapa se recupera una parte de producto, el

caudal de salmuera que llega a la segunda etapa es menor que la inicial y así sucesivamente, por lo que en cada etapa disminuye el número de tubos.

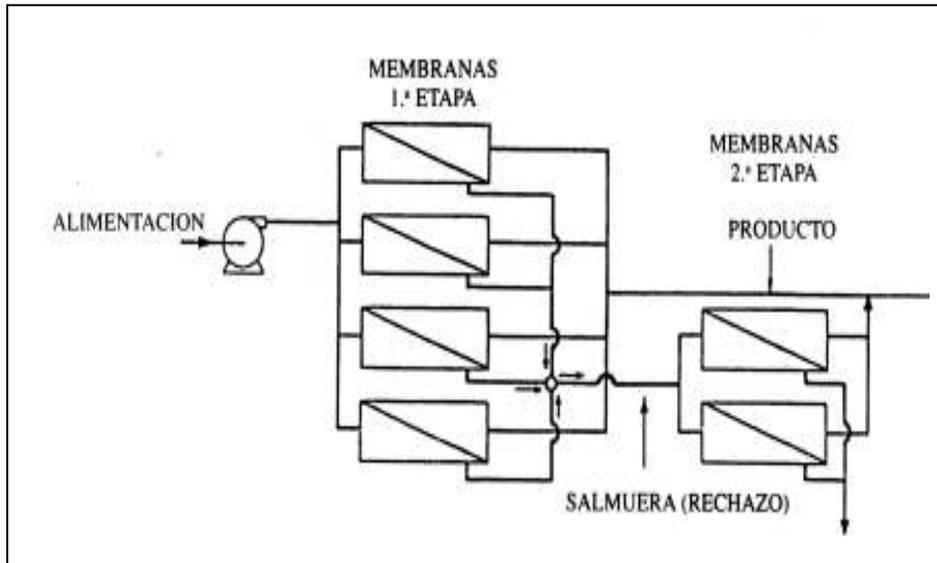


Figura 10.7 Instalación de etapas de salmuera.

De acuerdo con las características de recuperación de la membrana, el porcentaje máximo de recuperación por tubo de presión de elementos es del 50%, por lo que el máximo de etapas que se suelen colocar son tres. Mediante la primera se recuperaría el 50%, mediante la segunda un 25% (50% del caudal de salmuera de la primera) y mediante la tercera un 12.5% (mitad del caudal de salmuera de la segunda etapa). En total sería un 87.5%. recuperaciones superiores son difíciles y no justificarían una cuarta etapa; sería preferible recuperar algo más del límite del 50% en cada una de las tres etapas.

En cualquier caso este límite del 50% no es absoluto, sino sólo una referencia prudente que dan los fabricantes de membrana y que se utilizan en el diseño.

El diseñar una instalación con dos o tres etapas no depende sólo de los gustos del proyectista y de la necesidad de recuperar un gran porcentaje del agua tratada, sino sobre todo de la composición química del agua.

A medida que se recupera un porcentaje mayor la salmuera va incrementando su concentración y son las solubilidades de los iones presentes los que determinarán la capacidad de recuperación de la instalación y por tanto el número de etapas.

10.8 PARÁMETROS TÉCNICOS

Una membrana de desalación viene definida por una serie de parámetros técnicos que son las herramientas que se utilizan a la hora de hacer un diseño de una instalación, con objeto de hacer una estimación o proyección de la calidad del agua que se va a obtener.

10.8.1 Rechazo

Es la característica principal de la membrana y la que permite definir su campo de actuación o funcionamiento en relación con el agua que se desea tratar.

Hay que tener en cuenta que el diseño de una instalación de membranas depende tanto de la calidad del agua que se desea tratar como la que se requiere conseguir.

No existe una membrana perfecta que elimine el 100% de las sales contenidas en el agua que pasa a su través, pero el desarrollo técnico ha permitido acercarse cada vez más a esta cifra. Los parámetros que caracterizan a una membrana desde este punto de vista son dos:

- Paso de sales: es el porcentaje de sales que pasa a través de la membrana. Se determina midiendo la concentración del agua de alimentación y del agua producto, y aplicando la fórmula:

$$P_s = 100(C_p/C_a) \quad (10.12)$$

- Rechazo de sales: Es el porcentaje de sales que rechaza la membrana y se determina a partir del paso de sales mediante la fórmula:

$$R_s = 100(C_a - C_p)/C_a = 100(1 - C_p/C_a) \quad (10.13)$$

Es por tanto el complemento del paso de sales, de forma que si una membrana tiene un paso de sales del 4% tendrá un rechazo del 96% y si tiene un rechazo de sales del 99.6% tendrá un paso de sales del 0.4%.

10.8.2 Presión

La presión a la que funciona la membrana debe ser la necesaria para vencer la presión osmótica diferencial, entre las soluciones existentes a un lado y otro de la membrana, y dar un caudal suficiente.

Dependiendo del tipo de módulo de que se trate existe una presión máxima de operación que no puede rebasarse, produciéndose un descenso de la permeabilidad de la membrana por compactación o incluso su rotura o destrucción.

10.8.3 Temperatura

Es aquella a la que se realiza el proceso, que lógicamente será variable en función del lugar geográfico o la época del año en que se realiza el tratamiento. Las membranas de ósmosis inversa pueden soportar temperaturas de hasta 45°C.

10.8.4 Conversión o recobro

Es la relación expresada en porcentaje del caudal que puede desalarse a partir de un determinado caudal de alimentación a la instalación.

Es una relación que puede variarse a voluntad pero dentro de unos límites muy concretos.

A medida que aumentamos el recobro de una instalación, aprovechamos más el agua a tratar y reducimos en consecuencia el caudal o volumen de salmuera que hay que eliminar.

La membrana, en cambio, en función de sus características, rechaza una cantidad o porcentaje fijo de sales que se encuentra en la salmuera; por tanto, cuanto menor sea el caudal del rechazo más concentrado será éste, es decir, que la conversión está limitada por la concentración de sales en la salmuera o dicho de otro modo por el coeficiente de solubilidad de las sales presentes en la salmuera.

Sabemos que todas las sales se disuelven en el agua, pero que su poder de disolución es limitado y viene determinado por el índice o coeficiente de solubilidad de cada sal. Una vez rebasado dicho coeficiente la sal empieza a precipitar en la solución.

En el caso de las membranas de ósmosis inversa el problema viene acrecentado por el hecho de que esa precipitación se produce sobre la superficie de la membrana, con lo que se provoca una obstrucción de los poros de la misma.

El resultado es una pérdida de las características de la membrana, principalmente caudal y rechazo de sales, que pueden llegar a ser irreversibles.

Cuando menor es la conversión menor es el riesgo de precipitación de sales, por lo que una de las formas de garantizar el funcionamiento prolongado de una instalación de desalación es reduciendo la conversión, aunque ello tiene otras implicaciones económicas en cuanto a la inversión y a los costos energéticos.

También pueden mejorarse la conversión y de hecho es lo que se hace normalmente en las instalaciones, de alguna de las siguientes formas:

- a) Regulando el pH. Dado que la solubilidad de las sales varía con el pH de la solución, podremos regular el pH de ésta hasta un valor en el que el coeficiente de solubilidad de las sales con mayor tendencia a precipitar, en función de su contenido en el agua de alimentación, sea mayor.
- b) Actuando sobre la temperatura. Puesto que la temperatura tiene también una incidencia en la solubilidad de una sal, subiendo o bajando ésta se mejora la eficiencia.
- c) Añadiendo antiincrustantes que permiten mantener las sales en la salmuera en un estado de supersaturación, varias veces superior a los límites de solubilidad habituales.

10.8.5 Factor de ensuciamiento

Las condiciones físicas y/o químicas del agua a tratar producen un ensuciamiento más o menos importante en las membranas.

Debe esto tenerse en cuenta en el diseño y se refleja en lo que se conoce como factor de ensuciamiento. Dicho índice es un número, menor que la unidad que trata de expresar el deterioro que experimenta la membrana cada año tanto en su caudal como en el rechazo de sales, a consecuencia del uso.

Este parámetro o coeficiente teórico que utilizan los fabricantes, permite la obtención de un margen de seguridad en el funcionamiento de la instalación.

11.1 PURIFICACIÓN DEL AGUA POR OZONO

El ozono (del griego *ozein*, 'oler'), es la forma alotrópica del oxígeno que tiene tres átomos en cada molécula, y cuya fórmula es O₃. Es un gas azul pálido de olor fuerte y altamente venenoso. El ozono tiene un punto de ebullición de -111,9 °C, un punto de fusión de -192,5 °C y una densidad de 2,144 g/l. El ozono líquido es de color azul intenso, y fuertemente magnético. El ozono se forma al pasar una chispa eléctrica a través de oxígeno, y produce un olor detectable en las inmediaciones de maquinaria eléctrica. El método comercial de obtención consiste en pasar oxígeno frío y seco a través de una descarga eléctrica silenciosa. El ozono es mucho más activo químicamente que el oxígeno ordinario y es mejor como agente oxidante.

Se considera al ozono el desinfectante más potente que se conoce, el único que responde realmente ante los casos difíciles (presencia de amebas, etc). No comunica ni sabor ni olor al agua; la inversión inicial de una instalación para tratamiento por ozono es superior a la cloración pero posee la ventaja que no deja ningún residuo.

11.2 PURIFICACION DE AGUA POR RAYOS ULTRAVIOLETA

La desinfección por ultravioleta usa la luz como fuente encerrada en un estuche protector, montado de manera que, cuando pasa el flujo de agua a través del estuche, los rayos ultravioleta son emitidos y absorbidos dentro del compartimiento. Cuando la energía ultravioleta es absorbida por el mecanismo reproductor de las bacterias y virus, el material genético (ADN/ARN) es modificado, de manera que no puede reproducirse. Los microorganismos se consideran muertos y el riesgo de contraer una enfermedad, es eliminado. Los rayos ultravioleta se encuentran en la luz del sol y emiten una energía fuerte y electromagnética. Están en la escala de ondas cortas, invisibles, con una longitud de onda de 100 a 400 nm (1 nanometro=10⁻⁹m).

11.3 PURIFICACION DE AGUA POR CLORACION

Cloración es el procedimiento para desinfectar el agua utilizando el cloro o alguno de sus derivados, como el hipoclorito de sodio o de calcio. En las plantas de tratamiento de agua de gran capacidad, el cloro se aplica después de la filtración. Para obtener una desinfección adecuada, el cloro deberá estar en contacto con el agua por lo menos durante veinte minutos; transcurrido ese tiempo podrá considerarse el agua como sanitariamente segura. Para desinfectar el agua para consumo humano generalmente se utiliza hipoclorito de sodio al 5.1%. Se agrega una gota por cada litro a desinfectar.

11.3.1 DOSIFICACIÓN DEL CLORO GASEOSO

La dosificación del cloro se inicia donde el cilindro se conecta al clorador, o al múltiple de suministro de cloro si se conecta más de un cilindro. El sistema de dosificación termina en el punto en que la solución de cloro se mezcla con el agua que va a ser desinfectada.

Los componentes básicos del sistema de dosificación son:

- Báscula
- Válvula y tuberías
- Clorador
- Inyector o eyector y difusor

La báscula permite registrar la cantidad de cloro usada en la desinfección y la cantidad remanente en el cilindro. Las válvulas y tuberías, las cuales deben satisfacer los requerimientos, permiten hacer las conexiones necesarias para conducir el cloro al sitio de dosificación y para regular o suspender el suministro. El clorador puede ser una unidad simple, de montaje directo sobre el cilindro, o un gabinete de piso, que permita medir con exactitud y seguridad el flujo de cloro gaseoso desde el cilindro y entregar las dosis exactas establecidas. El clorador está dotado de reguladores de presión y vacío, accionados por diafragmas y orificios que reducen la presión del cloro gaseoso. La presión reducida permite un flujo uniforme del gas, medido con exactitud por un rotámetro. Además, mantiene un vacío en la línea al inyector para propósitos de seguridad. Si se presenta una fuga en la línea de vacío, el aire entrará por la línea de ventilación haciendo que la válvula aliviadora de vacío se cierre y detenga el flujo de cloro gaseoso. Para cambiar la dosis de cloro, el operador ajusta manualmente el control del rotámetro. El inyector o eyector es un aditamiento tipo Vénturi que hala o arrastra el cloro gaseoso dentro de un flujo corriente de agua de dilución, formando una solución fuerte de cloro en agua. El inyector crea también el vacío necesario para operar el clorador.

La solución altamente corrosiva de cloro, con pH entre 2 y 4, es transportada al punto de aplicación por tubería de material inoxidable, PVC o similar, donde se distribuye mediante un difusor. El difusor es una o más tuberías cortas, generalmente perforadas, que dispersan uniforme y rápidamente la solución de cloro dentro del caudal de agua a tratar. Existen dos tipos principales de difusores: aquellos usados en tuberías de hasta 0.9 m de diámetro es simplemente un tubo que se introduce hasta el eje de la tubería principal para proveer mezcla completa de la solución de cloro con el agua en una distancia no mayor de 10 diámetros. Las figuras 11.1 y 11.2 muestran dos esquemas típicos de dosificación de cloro gaseoso.

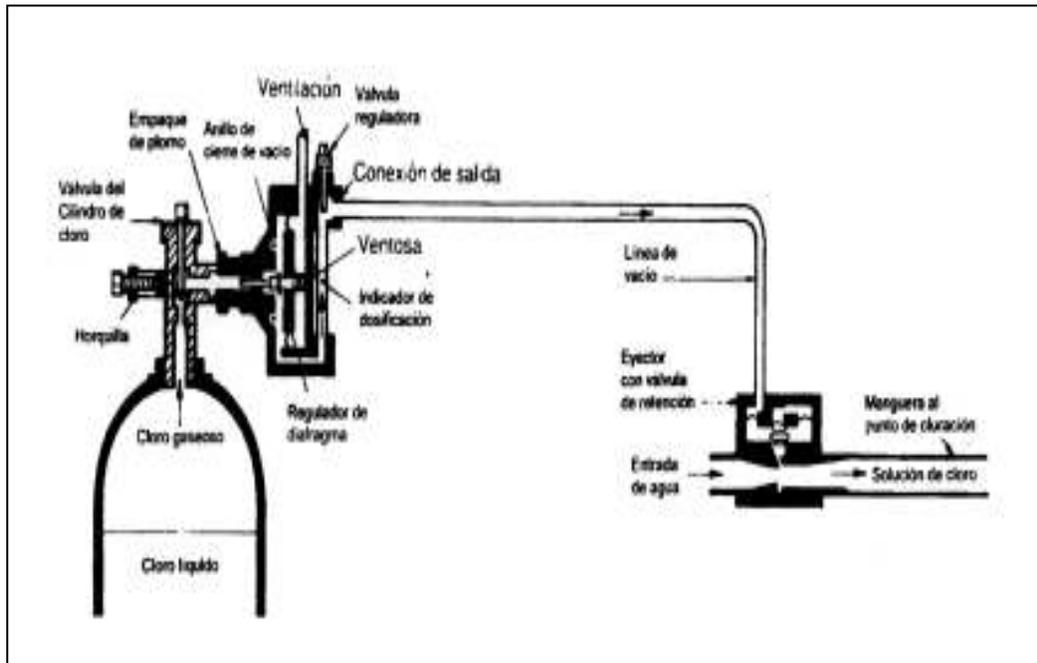


Figura 11.1 Sistema de dosificación de cloro.

Cuando la tasa de extracción de cloro gaseoso es mayor de 680 kg/d, 1500 lb/d, se utilizan estaciones de cloración con evaporador. El evaporador es un aparato de calentamiento usado para convertir cloro líquido en cloro gaseoso. En los casos en que la tasa de extracción de cloro gaseoso excede de los 680 kg/d, tasa máxima de extracción de cloro gaseoso para un cilindro de tonelada a 21 °C, el cloro se extrae líquido del cilindro y se conecta al evaporador, el cual acelera el cambio de cloro líquido en cloro gaseoso, haciendo posible obtener tasas de hasta 4400 kg/d. Para tasas de extracción de hasta 19 kg/d de cloro se utilizan cilindros de 100 a 150 libras, 45 a 68 kg y contrapresiones de agua de 241 kPa a 21 °C. Si se extraen tasas mayores de 19 kg/d, la presión en el cilindro caerá muy rápido causando una disminución súbita de la temperatura del cilindro.

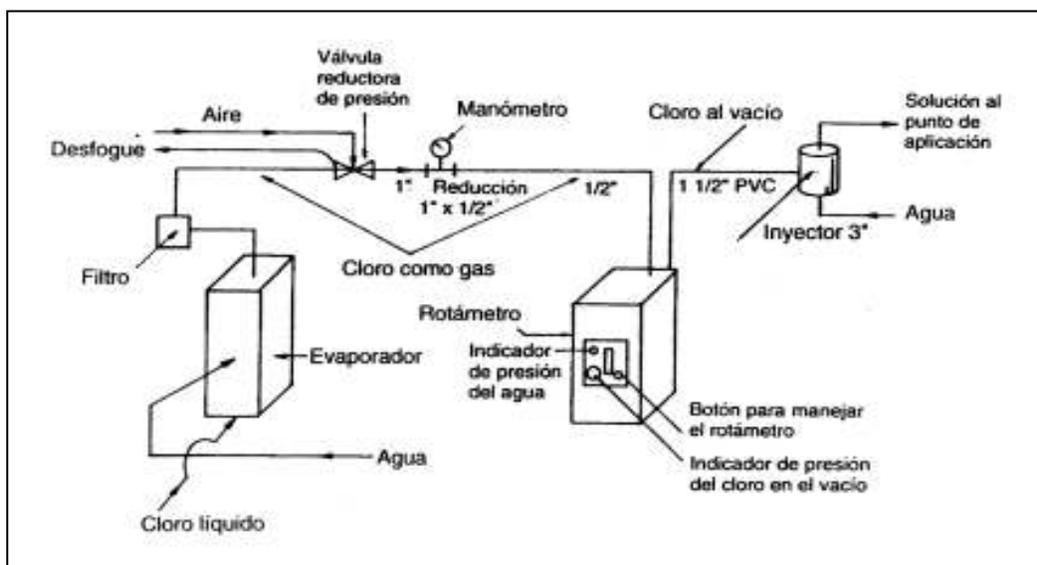


Figura 11.2 Esquema dosificación de cloro.

Si la tasa de extracción se mantiene alta se formará escarcha sobre el exterior del cilindro y se reducirá la tasa de extracción porque la temperatura más fría retarda la vaporización de cloro líquido. Para eliminar la escarcha se debe promover circulación de aire alrededor del cilindro, con un ventilador dentro del cuarto de cloración, o simplemente se debe reducir la tasa de extracción. En ningún caso se debe aplicar calor directamente al cilindro, puesto que la presión puede aumentar a un punto en que la válvula falla y se produce una fuga seria de cloro.

La hidráulica del flujo de cloro, en el sistema de dosificación, es una consideración importante en plantas grandes, donde es necesario transportarlo por largas distancias y en grandes cantidades.

Los principales factores a tener en cuenta en el diseño del sistema de dosificación de cloro se resumen a continuación:

- La capacidad del clorador debe ser tal que se pueda obtener un residual de cloro libre de por lo menos 2 mg/L en el agua, después de un tiempo de contacto de 30 minutos, para el caudal máximo y la demanda máxima de cloro prevista.
- Se debe proveer por lo menos una unidad de reserva que permita garantizar el suministro continuo de la dosis apropiada para desinfección.
- La luz solar no debe alcanzar directamente los cilindros de cloro.
- La tasa máxima de extracción de cloro de un cilindro de 68 kg, 150 lb, es aproximadamente de 16 kg/d a temperatura ambiente y descarga a presión atmosférica.
- Para el control de la dosificación de cloro debe proveerse una báscula de plataforma apropiada al tipo y la cantidad de cilindros requeridos.
- Para minimizar la posibilidad de relicuefacción del cloro gaseoso, la distancia entre el clorador y el cilindro de cloro debe ser tan corta como sea posible y el sistema de suministro de cloro, preferiblemente, debe estar a una temperatura más baja que el clorador.
- La temperatura mínima recomendable para el área de almacenamiento de cloro es de aproximadamente 10°C. Por debajo de esta temperatura el flujo de cloro es crítico y se recomienda aislamiento apropiado de los cilindros.
- Cuando se requieren más de dos cilindros de cloro de 68 kg, 150 lb, se debe considerar el uso de cilindros de tonelada. Para más de un cilindro de 68 kg se deben usar múltiples de 2, 3, 5 o 10 cilindros.
- A temperatura ambiente la tasa máxima de extracción de cloro gaseoso de un cilindro de tonelada es aproximadamente de 180 kg/d. Si la tasa de extracción es mayor de 680 kg/d, 1500 lb/d, se recomienda la extracción de cloro líquido y el uso de evaporador.

11.3.2 FLUJO DE CLORO LÍQUIDO EN TUBERÍAS

El flujo de cloro líquido en estaciones de cloración está restringido a la tubería entre los cilindros y el evaporador. Como el cloro líquido se vaporiza rápidamente ante cualquier cambio súbito de caudal en el sistema, el análisis del flujo de cloro líquido es diferente al de cualquier otro líquido. Cuando se presenta un cambio en el caudal, el líquido en el evaporador se vaporiza rápidamente causando una caída súbita de presión en el sistema, debida al cambio en la demanda.

El proceso de vaporización se extiende hacia atrás, dentro de la tubería de conducción entre los cilindros y el evaporador, creando bolsas de gas que impiden el flujo de cloro líquido. Dicha vaporización instantánea ocurre en los puntos de pérdida alta por fricción, tales como válvulas de entrada y salida. Una vez que la vaporización se estabiliza en el evaporador, la presión aumenta en él, cesa la vaporización en la tubería y el sistema se equilibra y opera normalmente hasta que se presente otro cambio brusco en el caudal del cloro líquido. Mientras más larga sea la tubería, más tiempo toma el sistema en estabilizarse.

En 150 m de tubería se requieren de 5 a 10 minutos, según el cambio de caudal, para iniciar la restauración de la presión normal, y cerca de dos horas para una completa restauración. El fenómeno, además, está relacionado con la temperatura; una tubería de cloro líquido larga, expuesta al sol, estará más caliente que el cilindro y tenderá a calentar el cloro por encima de su presión de vapor causando vaporización en la tubería. Sin embargo, el flujo de cloro líquido enfriará la tubería y la vaporización cesará cuando nuevamente baje la presión de vapor. Por lo tanto, dependiendo de la temperatura ambiente, de la presión en el cilindro y de la tasa de cambio en el caudal, se observarán muchas combinaciones de fluctuación de presión. Con base en los cambios súbitos de caudal, bajo condiciones diferentes de clima y presión en los cilindros, se recomienda limitar la pérdida de presión en la tubería a un máximo de 0.25 lb/pulg², cada 30 m, en tuberías de 150 m de longitud o más largas y, a 0.5 lb/pulg², cada 30 m, en tuberías de menos de 150 m de longitud. El cuadro 11.1 presenta los diámetros de tubería para flujo de cloro líquido.

Cuadro 11.1

Diámetro de tubería para flujo de cloro líquido

Diámetro pulgadas	FLUJO MÁXIMO DE CLORO	
	Longitud < 150 m	Long = 150-450 m
¾	10896	7718
1	21792	15254
1.25	45400	32688
1.5	76272	52210

Aunque los caudales del cuadro 11.1 pueden parecer muy grandes para las pérdidas estipuladas y los diámetros señalados, debe anotarse que las velocidades de flujo del cloro líquido son muy bajas, como se observa en los cálculos siguientes: Para tubería de 1", calibre 80, el diámetro interno es de 0.957". Por lo tanto:

$$\text{Área} = \frac{\pi(0.957 \times 0.0254)^2}{4} = 0.64 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Para un flujo de 21.792 kg/d o 0.25 kg/s, con cloro líquido a 20°C y densidad de 1.408 kg/m³, se tiene:

$$\text{Caudal} = \frac{0.25}{1408} = 0.00018 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Velocidad = \frac{0.00018}{4.64 \times 10^{-4}} = 0.39 \text{ m/s}$$

11.3.3 FLUJO DE CLORO GASEOSO

El cloro gaseoso fluye en las tuberías del evaporador al clorador y del clorador al inyector. En la tubería del clorador al inyector, bajo vacío, debe ponerse especial atención porque la pérdida de presión aceptable es de sólo 1.5" a 2" de vacío de HG, o sea 5.1 a 6.8 KN/m" de vacío. El clorador obtiene su energía de operación del inyector; por ello, la pérdida por fricción debe ser mínima. Sin embargo, sobre la tubería a presión entre el evaporador y el clorador se aceptan pérdidas de 10 lb/pulg² o 69 kPa. En el diseño de la tubería de cloro gaseoso se limita la velocidad, para el caudal máximo, a 15 m/s y preferiblemente a 10.5 m/s.

En general, para un evaporador y clorador de 8000 lb/d, 36322 kg/d, las tuberías, el filtro del cloro y la válvula reguladora de presión son de 1". El evaporador opera a una presión de 85 lb/pulg², 568 Kpa y a 100 °F, 38°C. Para estas condiciones la densidad del gas es de 1.27 lb/pie³ o 30.36 kg/m³.

Por lo tanto la tubería de 1", calibre 80:

$$Area = 4.64 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$Velocidad = \frac{3632}{36400 \times 20.36 \times 4.64 \times 10^{-4}} = 4.45 \text{ m/s}$$

La velocidad tolerable anterior existirá entre el evaporador y la válvula reductora de presión.

Generalmente la válvula reductora de presión está calibrada para una presión de flujo debajo de 40 a 60 lb/pulg², 276 a 413 kPa. Por lo tanto, para una presión de 40 lb/pulg², 276 kPa, la temperatura del gas disminuirá unos 25°F, 14°C, y la densidad del cloro gaseoso será de 0.7 lb/pie³, 11.22 kg/m³. Consecuentemente,

$$Caudal = \frac{3632}{86400 \times 11.22} = 3.75 \times 10^{-3} \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Velocidad = \frac{3.75 \times 10^{-3}}{4.64 \times 10^{-4}} = 8.08 \text{ m/s}$$

Cuando la velocidad aumenta, la pérdida de presión aumenta, se reduce la densidad del gas y se inicia un aumento adicional de velocidad que, como en un círculo vicioso, aumenta la pérdida de presión, reduce aún más la densidad del gas y complica obviamente el problema. Por las razones anteriores la velocidad del gas se limita a un valor máximo recomendable de 10.5 m/s.

11.3.4 FLUJO DE CLORO GAS EN VACÍO

Bajo estas condiciones fluye el cloro gaseoso entre el clorador y el inyector. Cuando el inyector está localizado cerca del clorador, la pérdida por fricción en la línea de vacío es despreciable. Sin embargo, cuando el inyector está lejos del clorador, se debe verificar que la pérdida máxima de vacío sea de 1.5 a 2.0 pulgadas de Hg, o sea 5.1 a 6.8 kN/m², para una presión óptima de vacío de 15" Hg o 51 N/m² cualquiera que sea el diámetro de la tubería entre el clorador y el inyector.

El cálculo se hace por la fórmula de Darcy-Weisbach:

$$h_f = \frac{fLv^2}{d \cdot 2g} \quad (11.1)$$

donde:

h_f = Pérdida de energía, m

L = Longitud de la tubería, m

v = Velocidad de flujo, m/s

g = Aceleración de la gravedad, m/s²

f = Factor de fricción de la fórmula de Darcy-Weisbach

d = Diámetro interno de la tubería, m

Llamando:

ΔP = Caída de presión, N/m²

W = Caudal másico, kg/s

ρ = Densidad, kg/m³

Reemplazando:

$$\frac{\Delta P}{L} = 0.81 \frac{fW^2}{\rho d^5} \quad (11.2)$$

El valor de f se obtiene del diagrama de Moody según el número de Reynolds.

$$N_{RE} = \frac{\rho v d}{\mu} = \frac{4W}{\pi d \mu} \quad (11.3)$$

donde:

μ = Viscosidad, Ns/m², Pa.s

11.4 SISTEMA DE INYECCIÓN

El inyector es el corazón del sistema de cloración pues genera la energía que permite al cloro fluir desde el cilindro al clorador y de éste al inyector. En el inyector se forma la solución de cloro que se aplica al agua. Aunque en el pasado se usaron cloradores de dosificación directa de cloro gaseoso, en la actualidad se usan convencionalmente

los de dosificación en solución con suministro de cloro al vacío en el inyector. Como ventajas del sistema se señalan:

- Es la forma más sencilla de disolver cloro en agua.
- El cloro es fácil de manejar en solución.
- La medida en vacío es muy exacta.
- La operación es más segura.
- El sistema puede interrumpirse fácilmente.

Los inyectores se diseñan para producir presiones de vacío de 25" Hg, 85 kPa, y limitar la concentración de la solución de cloro a 3500 mg/L; para evitar presencia de cloro molecular y emanaciones de cloro en el punto de aplicación.

El cuadro 11.2 indica las cantidades de agua requeridas para limitar la concentración de la solución a 3500 mg/L.

Cuadro 11.2

Cantidad mínima de agua requerida en el inyector para diferentes flujos de cloro

FLUJO, kg/d	AGUA, L/s
500	1.7
1000	3.3
1500	5.0
2000	6.6
2500	8.3
3000	9.9
3500	11.6

Los inyectores se definen por el diámetro de la garganta. Se consiguen de 1" (garganta fija) y de gargantas ajustables de 2", 3" y 4". Se instalan en posición vertical. La velocidad del agua a través del inyector produce la energía para arrastrar el cloro al crear el vacío en el clorador.

La figura 11.3 ilustra la línea piezométrica entre el inyector y el punto de aplicación en una tubería, donde:

F_a = Pérdida por fricción en la línea de abastecimiento de agua.

F_1 = Presión necesaria de operación, según catálogo del fabricante, para la cantidad de cloro por dosificar.

F_1-F_2 = Caída de presión en el inyector requerida para una operación satisfactoria.

F_3 = Pérdida por fricción de solución de cloro, entre el inyector y el punto de aplicación.

Q = Cantidad de agua requerida por el inyector, según catálogo del fabricante. El caudal de inyección es función de la cantidad de cloro por dosificar, del tamaño del inyector y de la contrapresión o BP.

BP = Contrapresión (backpressure) o presión inmediatamente aguas abajo del inyector = F_2 .

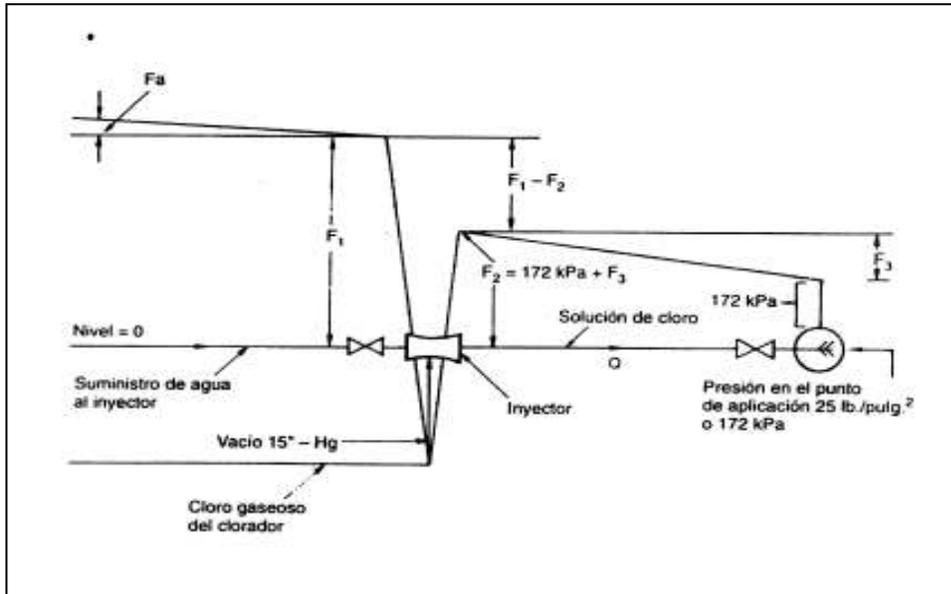


Figura 11.3 Hidráulica típica de un inyector.

11.5 DIFUSORES

Existen dos tipos básicos de difusores para descargar la solución de agua: los de descarga en tubo lleno y los de descarga en canales o cuerpos de agua abiertos.

En tuberías el difusor debe introducir la solución en el centro del tubo, preferiblemente en sitios en donde el número de Reynolds sea mayor de 2000, para asegurar una buena mezcla. Las figuras 11.6 y 11.7 ilustran el tipo de difusores utilizados en tuberías.

Para canales se utilizan generalmente dos tipos: una

Los difusores con perforaciones se diseñan generalmente

para que cada orificio tome un flujo de 0.60-0.13 L/s a una velocidad de 3-4.5 m/s.

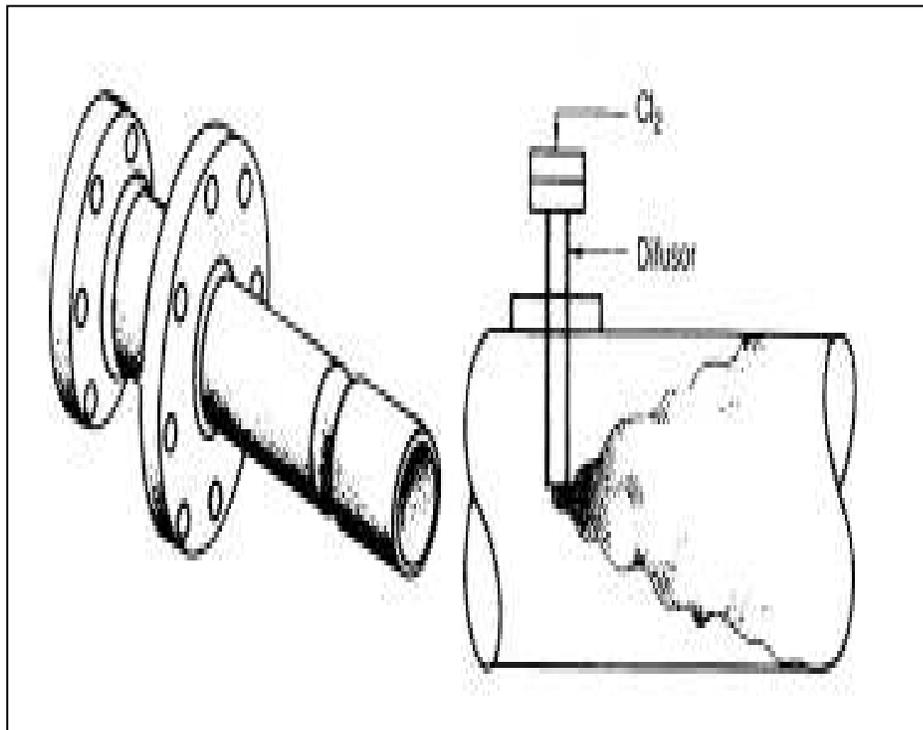


Figura 11.4 Difusor para tubería de diámetro menor de 24”.

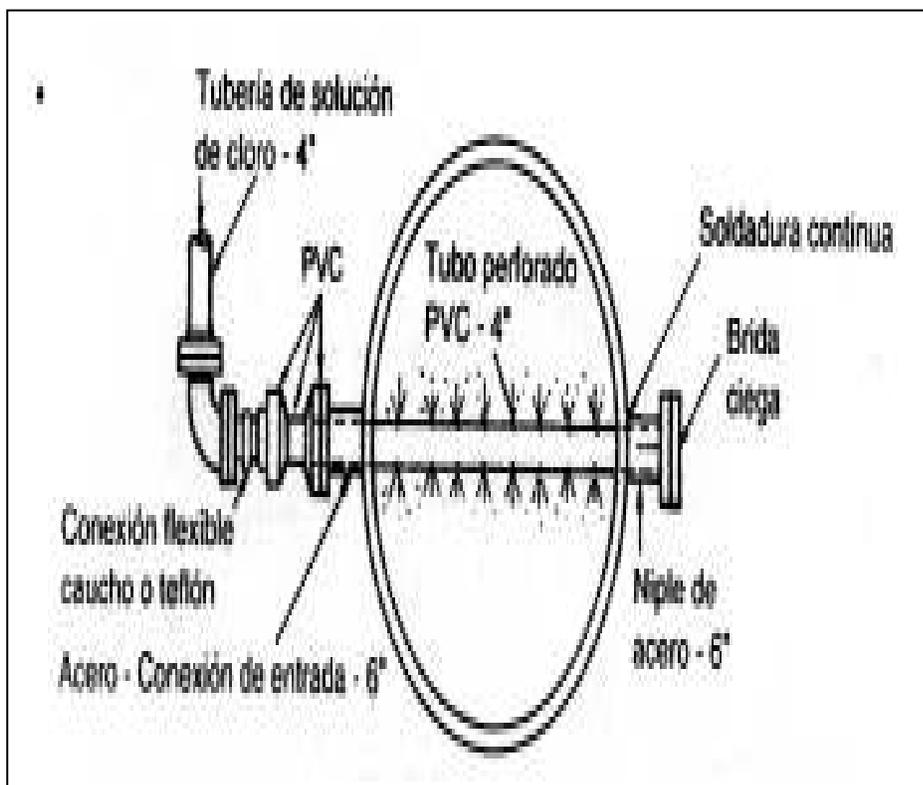


Figura 11.5 Difusor perforado para tubería de diámetro mayor de 36”.

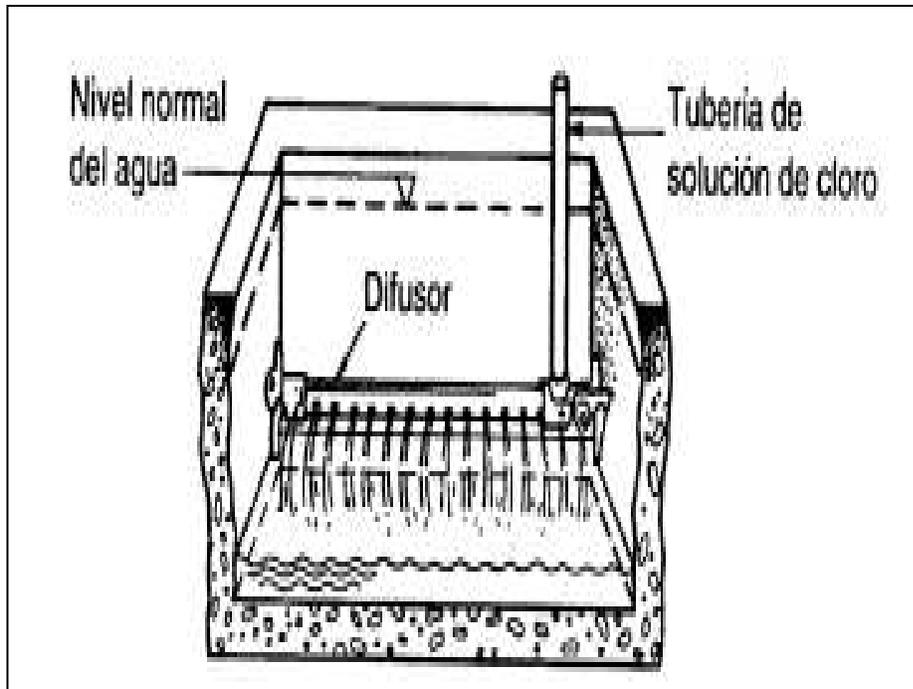


Figura 11.6 Difusor para canal abierto.

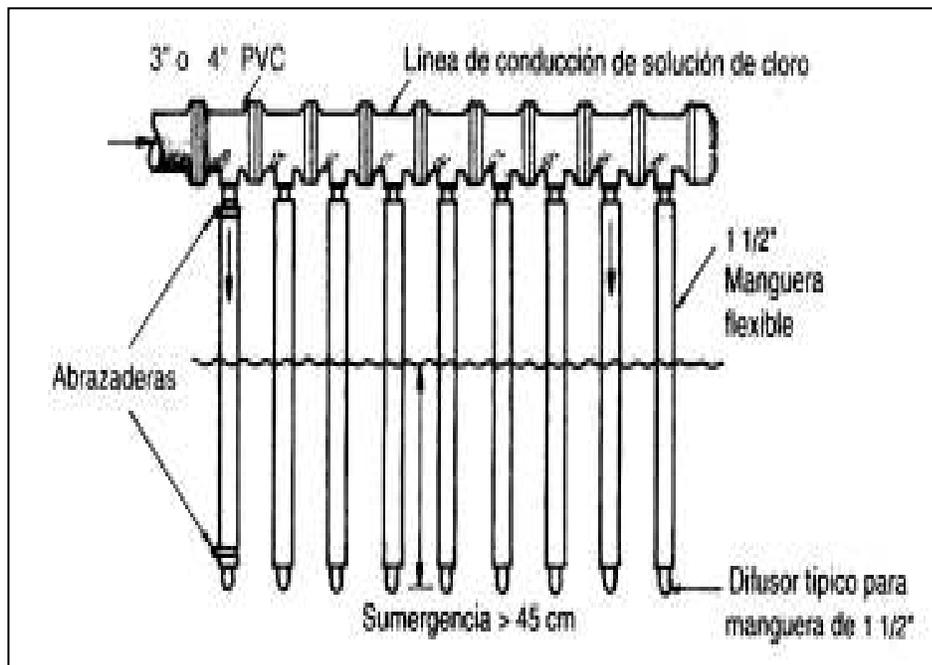


Figura 11.7 Difusor para canal abierto.

12.1 PRINCIPIOS DE OPERACIÓN

Toda planta de tratamiento de agua debe estar diseñada para que con una operación adecuada pueda producir continuamente el caudal de diseño y satisfacer las normas de calidad de agua establecidas.

Dependiendo de las características propias de cada diseño, cuatro factores principales determinan que una planta posea las condiciones requeridas para una operación y mantenimiento óptimos. Estos cuatro factores son:

- Confiabilidad
- Flexibilidad
- Mano de obra
- Automatización y control

La confiabilidad es el factor más importante puesto que en el caso de plantas de purificación de agua potable ésta debe satisfacer en todo momento los requerimientos de calidad estipulados. Para ello, todos los equipos y unidades de la planta deben operar satisfactoriamente con caudales mínimos o máximos, así como bajo condiciones extremas de calidad del agua. Por lo tanto, los operadores deben estar en capacidad de responder adecuadamente a los cambios del caudal de agua cruda y a las modificaciones de calidad de la misma.

La flexibilidad asegura la producción normal de la planta; la planta debe estar en capacidad de operar comúnmente aunque haya uno o más equipos o unidades fuera de servicio por mantenimiento o reparación.

Los operadores deben asegurarse de que toda pieza de equipo esencial: bombas, motores, dosificadores de sustancias químicas, válvulas, etc., tenga una unidad de reserva disponible.

La mano de obra es esencial en todo programa de operación y mantenimiento. En toda planta de purificación de agua es necesario que el personal de operación tenga capacidad técnica para operar el equipo y las unidades de la planta, así como para operar la dosificación de sustancias químicas y el grado de tratamiento a las variaciones de calidad del agua cruda.

El grado de optimización y control debe ser tal que provea máxima confiabilidad en la operación de la planta. Por lo tanto, equipos y controles automáticos de difícil operación manual no son recomendables, pues pueden causar más problemas que beneficios en la operación general de la planta.

12.2 PRINCIPIOS DE MANTENIMIENTO

El mantenimiento es esencial para una operación óptima de la planta de purificación. En un sistema de purificación de agua, el mantenimiento puede considerarse de dos tipos:

- Mantenimiento preventivo.

Conjunto de actividades, recursos y ayudas programadas o prevenir defectos, reemplazar rutinariamente elementos fungibles, registrar e informar daños mayores en la planta de tratamiento y para conservarla, por lo menos, durante su vida económicamente útil.

- Mantenimiento correctivo.
- Conjunto de actividades, recursos y ayudas destinadas a reparar defectos y daños mayores para restablecer la producción normal de la planta de tratamiento.
- Entre los principales factores por considerar para un mantenimiento satisfactorio, se tienen los siguientes:
- La responsabilidad del mantenimiento debe estar claramente definida y asignada a personal competente.
- Los recursos financieros deben estar claramente definidos y asegurada su disponibilidad oportuna.
- Se debe contar con el equipo y la capacidad de herramientas, repuestos y equipos apropiados para prever el mantenimiento.
- Todas las actividades de mantenimiento preventivo deben ser planeadas y programadas.
- Debe existir un sistema de control y registro apropiado de las labores de mantenimiento.

12.3 OBJETIVO DE LA OPERACIÓN

Cuando se habla de la calidad del agua, el objetivo de máximo interés no es realmente el agua sino los materiales presentes en ella. Dichos materiales determinan la potabilidad del agua y, por lo tanto, la magnitud del tratamiento requerido. Por ello, los objetivos de operación de la planta de purificación son básicas.

- Proteger la salud de la comunidad.
- Suministrar un producto estéticamente deseable.
- Proteger la propiedad del usuario.

La protección de la salud pública implica prever agua segura, carente de organismos patógenos y libre de sustancias tóxicas en concentraciones que puedan constituir riesgos de salud para los consumidores.

El suministro de agua estéticamente deseable supone un agua con un contenido tan bajo como sea posible de color, turbiedad, sólidos suspendidos, libre de olores y sabores y con una temperatura tan fría como las condiciones ambientales lo permitan.

La protección de la propiedad del usuario se refiere, en el caso de plantas municipales, a la necesidad de suministrar un agua no corrosiva, ni incrustante y con un grado de calidad tal que permita a los industriales su uso o tratamiento adicional, con un costo mínimo.

12.4 PARÁMETROS DE CONTROL DE OPERACIÓN

El operador de una planta fundamenta la operación de la misma en el mantenimiento de la máxima calidad de su producto. Para ello hace uso, principalmente, de análisis físicos, químicos y bacteriológicos, de conformidad con un programa de muestreo y análisis, cuya frecuencia e intensidad son función de los problemas particulares de calidad de agua de cada planta. En todos los casos debe satisfacer los requerimientos estipulados. Mediante registros permanentes de las características evaluadas, el operador está en capacidad de demostrar la calidad de su producto, tanto a las autoridades encargadas del control sanitario, como a los usuarios del sistema de

abastecimiento. Dichos registros son requeridos por muchas industrias para conocer las características del agua suministrada.

El personal requerido, las facilidades de laboratorio y la habilidad o capacidad técnica del personal de operación, son función del tipo de planta de tratamiento operada. La necesidad de ejercer una supervisión estricta de la operación, las 24 horas del día durante los 7 días de la semana, es función de la variabilidad de la calidad del agua cruda y de los métodos de tratamiento usados. En toda planta de tratamiento, no importa su tamaño, es esencial contar con instalaciones y equipo de laboratorio adecuados. El equipo debe ser suficiente para realizar los análisis requeridos para control continuo y permanente de la operación.

12.5 CONSIDERACIONES BÁSICAS DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO

12.5.1 Cribado

Los problemas más comunes asociados con el cribado son el taponamiento y la corrosión de las rejillas.

Para prevenir estos problemas se requiere limpieza e inspección rutinaria. Las rejillas deben limpiarse tan frecuentemente como sea necesario. La frecuencia depende del tipo de fuente y de las condiciones locales; generalmente la frecuencia será mayor en invierno, cuando las aguas superficiales transportan una cantidad mayor de material suspendido.

Las condiciones variables de humedad y secado del material de la rejilla promueven su corrosión; por lo tanto, las rejillas deben inspeccionarse por lo menos cada mes para detectar signos de corrosión. Cualquier elemento de la rejilla desgastado o corroído, debe reemplazarse rutinariamente, según la conveniencia del operador, sin esperar la falla del elemento.

Para control se sugiere mantener un registro permanente que incluya: fecha de inspección, cantidad de material removido de la rejilla, tipo de material removido, partes de reemplazo o repuestos requeridos, fecha y descripción de las labores de mantenimiento ejecutadas.

12.5.2 Aforo

Aunque el aforo no es un proceso de mantenimiento, el operador de una planta de tratamiento debe hacer aforos para:

- Controlar el caudal de cada proceso de tratamiento.
- Ajustar las dosificaciones de sustancias químicas.
- Determinar la eficiencia de los equipos de bombeo y los requerimientos de potencia.
- Calcular tiempos de retención.
- Controlar el caudal de agua tratada y suministrada.
- Calcular el costo unitario de tratamiento.

En la mayoría de los casos se considera que los registros de caudal deben tener un error menor del 2% para prevenir costos adicionales innecesarios de tratamiento. Cualquiera que sea el tipo de medidor usado: por diferencia de presión, de velocidad, magnético, ultrasónico, vertederos, canaletas Parshall, etc., el operador deberá asegurar la adecuada calibración y exactitud de los equipos de medida.

12.5.3 Coagulación, floculación

En la operación de los procesos de coagulación y floculación existen tres componentes esenciales:

- Selección de los coagulantes.
- Aplicación de los coagulantes.
- Control de la efectividad de los procesos.

La selección de los coagulantes y ayudas de coagulación es un programa continuo de evaluación con base, generalmente, en el ensayo de jarras. El operador, con base en las características de temperatura, pH, alcalinidad, turbiedad y color del agua cruda, evalúa mediante el ensayo de jarras el tipo de coagulantes por usar y la dosis óptima. La aplicación se efectúa mediante el ajuste manual o automático del sistema de dosificación a la tasa óptima. Finalmente ejecuta el control de la efectividad de los procesos de coagulación y floculación, principalmente a través de la evaluación de: características del floculo formado, turbiedad del agua sedimentada, frecuencia de lavado de los filtros, filtrabilidad del agua coagulada y floculada.

El operador deberá mantener los registros de la calidad del agua cruda, de los coagulantes y de las dosis óptimas, así como de las observaciones pertinentes a los procesos de coagulación y floculación. La experiencia previa, especialmente en aguas superficiales de calidad variable, es muy valiosa y útil para el operador cuando tenga que enfrentar situaciones similares de tratamiento. El ajuste, la calibración y el control regular de los dosificadores son esenciales para asegurar la dosis óptima de los coagulantes. En general, una vez establecida la operación permanente de la planta, se deben comparar las dosis aplicadas con las del ensayo de jarras y ajustarlas a la producción de una calidad óptima de agua. Los dosificadores se deben calibrar mediante medidas de la calidad dispensada, en períodos fijos, por peso o por volumen y no solamente con base en curvas de calibración suministradas por los fabricantes.

Cuando se dosifica cal, para ajuste de pH o ablandamiento, se produce precipitado de carbonato de calcio que puede adherirse a las paredes de la tubería o del canal y obstruir el flujo; por lo tanto, debe hacerse una inspección rutinaria y la limpieza necesaria. En todas las líneas de dosificación se debe asegurar que los difusores estén limpios, libres de obstrucciones y colocados en el punto donde la mezcla tenga la máxima eficiencia.

Cuando la planta posee floculadores mecánicos, éstos deben ajustarse para proveer un grado de mezcla gradualmente menor a medida que el agua pasa a través del sistema de floculación. El operador, si dispone de las facilidades para hacerlo, deberá ejecutar ensayos conducentes a establecer la velocidad óptima de los floculadores para las distintas condiciones de calidad, temperatura y caudal del agua cruda. Llevando un registro permanente de dichos ensayos y de los resultados obtenidos durante períodos prolongados de operación, podrá hacer los ajustes futuros de operación sin necesidad de nuevos ensayos adicionales.

Todas las unidades motoras del proceso de coagulación y floculación deberán someterse a inspección para observación de daños o defectos, así como a un programa rutinario de engrase y lubricación.

12.5.4 Sedimentación

La función principal de la sedimentación es producir agua clarificada con turbiedad mínima, generalmente menos de 10 UNT, para una filtración posterior efectiva. Como el proceso de sedimentación depende de la realización adecuada de la coagulación y floculación, el operador debe asegurar la obtención del mejor floculo posible antes del sedimentador. En general, en los sedimentadores se debe asegurar una distribución adecuada del caudal, minimizar los cambios bruscos de flujo, asegurar una carga de rebose apropiada sobre los vertederos efluentes y controlar las cargas superficiales y los tiempos de retención.

Un floculo pobre y problemas de cortocircuito son las dificultades más comunes de la operación de sedimentadores. En mayor o menor magnitud, todo sedimentador está sujeto a problemas de cortocircuito, salida de agua en un tiempo menor que el normal de retención, con el consecuente incremento de carga de turbiedad sobre los filtros. La causa principal del cortocircuito es un sistema de entrada deficiente; las pantallas perforadas proveen una buena distribución del caudal y evitan el cortocircuito. Si se sospecha de la existencia de cortocircuito se deben realizar análisis del tiempo de retención real mediante trazadores. Las corrientes de densidad también pueden constituir un problema en los sedimentadores. Ellas ocurren cuando el afluente contiene mayor concentración de sólidos suspendidos o cuando el agua tiene una temperatura menor que la del agua en el sedimentador. En ambos casos el efluente más denso se profundiza al fondo del tanque donde levanta el lodo y produce cortocircuitos. Si se presenta esta problema se debe efectuar un estudio para determinar la solución.

El crecimiento de algas y películas biológicas sobre las paredes del sedimentador también puede ser un problema en el proceso de sedimentación. Estos crecimientos pueden causa olores y sabores así como taponamientos en los filtros. Dichos crecimientos se pueden controlar mediante la aplicación de una mezcla de 10 g de sulfato de cobre y 10 g de cal por litro de agua sobre las paredes, con cepillo, cuando los tanques están vacíos.

En tanques con equipo de barrido de lodo, éste es arrastrado a tolvas de lodo; de allí se extrae mediante un programa elaborado de acuerdo con las variaciones de calidad del agua y el tipo y volumen de lodos producido, para minimizar arrastre de floculo a los filtros. En tanques sin equipo de barrido de lodos, el programa de su remoción depende del diseño del tanque, del tipo y volumen de lodo producido y de la calidad del agua sedimentada. Los tanques de sedimentación, en general, no deben requerir más de dos o cuatro limpiezas por año.

El ensayo más usado, para indicar la calidad de la sedimentación es el ensayo de turbiedad. La turbiedad del agua sedimentada debe mantenerse por debajo de 10 UNT. Los registros de control deben incluir: cargas superficiales, cargas de rebose de los vertederos, turbiedad del agua afluente y efluente de cada tanque de sedimentación, cantidad de lodo bombeado o extraído de cada tanque, tipos de problemas de operación encontrados y medidas correctivas adoptadas.

12.5.5 Filtración

A pesar de las grandes diferencias existentes entre los tipos de filtros usados para tratamiento de agua, los problemas de operación y mantenimiento de dichas unidades son más o menos similares. Al iniciar la operación de un filtro por gravedad, éste debe llenarse despacio, con agua ascensional, hasta cubrir totalmente el medio, para remover el aire atrapado entre los gránulos del lecho filtrante y prevenir la alteración superficial del medio al entrar el afluente. Este llenado ascensional es recomendado cada vez que se deje bajar el nivel del agua por debajo de la superficie del medio, con el fin de eliminar entrapamientos de aire y prevenir obstrucciones de flujo a través del filtro.

En filtros lentos, al iniciar la operación se requiere un período de acondicionamiento del filtro, el cual puede tomar de 4 a 7 días, para formar una película biológica sobre la superficie de la arena. Durante dicho período de maduración el agua se desecha hasta que la calidad del efluente indique que se ha desarrollado sobre la arena la película necesaria. En general, la efectividad de la filtración es proporcional a la profundidad y finura de la arena e inversamente proporcional a la tasa de filtración. Cuando se alcanza la pérdida máxima permisible de carga en el filtro, se suspende la filtración y se procede a limpiarlo. Inicialmente se drena el filtro hasta un punto en que se pueda caminar sobre la arena. Comúnmente se raspan 1-2.5 cm de arena superficial; se procede a reemplazar arena cuando las limpiezas sucesivas reducen la profundidad del lecho a unos 60 cm.

En filtros rápidos nuevos el medio debe lavarse, para remover el exceso de finos, antes de ponerlo en operación. Para descartar los finos se procede a un lavado ascensional a la tasa máxima de lavado durante 10 a 15 minutos. Luego se drena el filtro hasta un punto en que se pueda caminar sobre el medio y se remueve manualmente el material fino, raspando los primeros 1.5-2.5 cm de la superficie del medio. El lavado y raspado se repiten dos o tres veces hasta que no se observen cantidades significativas de finos al final del lavado. En filtros de medio dual se debe hacer esta operación tanto con la arena como con la antracita.

En filtros rápidos la necesidad de lavado la determinan los siguientes factores:

- Pérdida de carga máxima permisible.
- Fuga de turbiedad a través del filtro.
- Carrera de filtración mayor de 36 a 40 horas.

Sin embargo, la decisión de lavar un filtro no debe basarse solamente en uno de los tres factores, pues ellos puede conducir a problemas operacionales. La experiencia indica que si el filtro se lava solamente cuando se alcanza la pérdida de carga máxima disponible se puede presentar un incremento grande en la turbiedad del efluente antes de lavar el filtro. En forma similar, un filtro puede alcanzar la pérdida máxima de carga disponible, sin que haya fugas de turbiedad, pero creando condiciones de presión negativa en el lecho, lo cual no es deseable. Por otra parte, un filtro con agua cruda de muy baja turbiedad puede operar por períodos muy prolongados, hasta 100 horas o más, pero esto tampoco es deseable pues se puede presentar un aumento gradual de materia orgánica y de bacterias dentro del lecho filtrante, con generación de olores y sabores en el agua tratada y crecimiento de algas y películas biológicas sobre las paredes de los filtros.

En general se considera aceptable una carrera de filtración mayor de 15 horas y menor de 36 a 40 horas con un consumo de agua de lavado del 4% en filtros de arena y del 6% en filtros de lecho dual.

El operador debe tener especial cuidado con la operación de lavado de los filtros con el fin de obtener una limpieza efectiva del medio y evitar los problemas de formación de bolas de barro, consolidación del lecho filtrante, desplazamiento de la grava de soporte, entrapamiento de aire o pérdidas de medio filtrante. El problema de formación de pelotas de barro está asociado con la aglomeración de floculo y material no removido durante el lavado. Este material, adherido a los granos del medio filtrante, hacen que se formen bolas de barro cada vez más grandes. A medida que aumentan de peso se profundizan más dentro del filtro, durante el lavado, taponando las áreas donde se sedimentan y causando tasas de filtración y de lavado desiguales sobre el área filtrante. Cuando el problema es grave se observan grietas en la superficie del lecho, separación del medio cerca de las paredes del filtro y presencia de bolas de barro sobre la superficie.

El operador debe verificar la presencia de bolas de barro periódicamente. El equipo requerido es muy sencillo: un muestreador, un tamiz N° 10, un balde y una probeta de 1 L. Después del lavado, se drena el filtro hasta que el nivel del agua esté 0.3 m por debajo de la superficie de la arena. Se toman 5 muestras separadas representativas de toda la superficie del filtro en los 15 cm superiores de arena, con el muestreador que es simplemente un cilindro de 15 cm de profundidad y 7.5 cm de diámetro, con un mango para facilitar la toma de muestra. Las muestras se colocan sobre el tamiz, el cual se levanta y baja suavemente dentro del balde con agua hasta lavar toda la arena a través del tamiz. Cualquier pelota de barro quedará retenida sobre el tamiz. A continuación se coloca un volumen definido de agua en la probeta, se agregan las pelotas de barro y se mide el volumen de ellas por el aumento de volumen en la probeta. El volumen de pelotas de barro deberá mantenerse en menos del 0.1% mediante un lavado apropiado.

La consolidación del lecho es otro de los problemas resultantes de un lavado poco efectivo. Los granos sucios del medio se separan unos de otros por acción de las capas de material suave filtrado. A medida que la pérdida de carga aumenta, el lecho se comprime y se agrieta causando además la separación del medio de las paredes del tanque. El agua pasa rápidamente a través de las grietas y recibe poca o ninguna filtración.

Cuando se abre la válvula de lavado demasiado rápido, es posible desplazar la grava dentro del medio filtrante. Esto puede también ocurrir cuando el sistema de drenaje se obstruye parcialmente y se produce una distribución no uniforme del flujo de lavado. Eventualmente ocurre un desplazamiento de la grava y se crean hervideros de arena; cuando eso ocurre se puede perder medio filtrante por el sistema de drenaje. Generalmente todo filtro pierde medio filtrante durante el lavado, especialmente cuando se usa lavado superficial; sin embargo, dicha pérdida debe ser mínima, o de lo contrario debe revisarse el procedimiento y la tasa de lavado.

La observación visual del proceso de lavado y de la superficie del filtro es muy importante. Un lecho en buen estado, con una distribución uniforme de agua de lavado, debe aparecer muy uniforme con el medio moviéndose lateralmente sobre la superficie. La presencia de hervideros violentos de agua indica problemas. Si algunas áreas del filtro clarifican más rápidamente que otras, se puede deducir una distribución no uniforme del agua de lavado. Al drenar el filtro su superficie debe aparecer uniforme; si hay grietas, bolas de barro o promontorios es porque hay problemas de lavado. El entrapamiento de aire es un problema causado generalmente por la presencia de presiones negativas en el filtro, especialmente en filtros con pérdidas de carga disponible para filtración baja. Cuando un filtro está limpio, existe una pérdida de carga pequeña en la arena, la grava y el sistema de drenaje, del orden de 15 a 30 cm. A medida que avanza la carrera de filtración, las pérdidas por fricción aumentan considerablemente, la mayor parte de ellas en la superficie de la arena del filtro.

Cuando las pérdidas en las capas superiores de la arena es mayor que la altura de agua sobre la arena, la columna de agua inferior actúa como un tubo de aspiración y se presenta un vacío parcial. Dicha condición se conoce como cabeza negativa y, cuando es excesiva, permite el escape del aire en solución del agua dentro de la arena. El hecho se conoce como entrapamiento de aire y puede interferir severamente el proceso de filtración. Además, una masa de aire puede, al iniciar el lavado, escapar antes de fluidizarse la superficie de la arena. Este fenómeno permitiría velocidades locales altas del agua de lavado y el desplazamiento de la grava.

En la figura 12.1 se supone que el punto c está 3 m por debajo del nivel del agua del filtro y que la pérdida de carga es de 2.55 m. Los tres piezómetros con sus niveles de agua en A, B y C indican las cabezas de presión para el nivel supuesto del agua; en b, punto localizado a 1.5 m por debajo de la superficie de la arena, y en c, punto sobre la tubería efluente de agua filtrada. Para una pérdida total por fricción de 2.55 m se puede suponer que 2.25 m de pérdida ocurre en los 0.15 m superiores de la arena. Aplicando la ecuación de Bernoulli entre A y b, tomando como plano de referencia c y despreciando las alturas de velocidad, se tiene:

$$P_A + Z_A + \frac{V_A^2}{2g} - H_{A-b} = P_b + Z_b + \frac{V_b^2}{2g} \quad (12.1)$$

Por lo tanto, en b existe un vacío parcial o presión negativa de 0.85 m.

La secuencia típica de lavado de un filtro se inicia cerrando el afluente y drenando el filtro hasta un nivel aproximadamente 15 cm sobre el medio. Se cierra el efluente, se abre el desagüe y se lavan las paredes del filtro con agua a presión. Se pone en funcionamiento el lavado superficial durante 1 a 2 minutos. Esto permite que los chorros de alta velocidad, generalmente con presiones de 280-500 kPa, rompan y desagreguen las capas superficiales de material retenido. Se abre la válvula de lavado ascensional parcialmente para expandir el lecho justamente sobre el nivel del lavado superficial; con ello se provee un frote violento de la porción superior del medio, la cual acumula la mayor parte del material retenido. El lavado intenso es de importancia particular en filtros rápidos de arena porque los 20 cm superiores del medio hacen la mayor remoción de sólidos suspendidos.

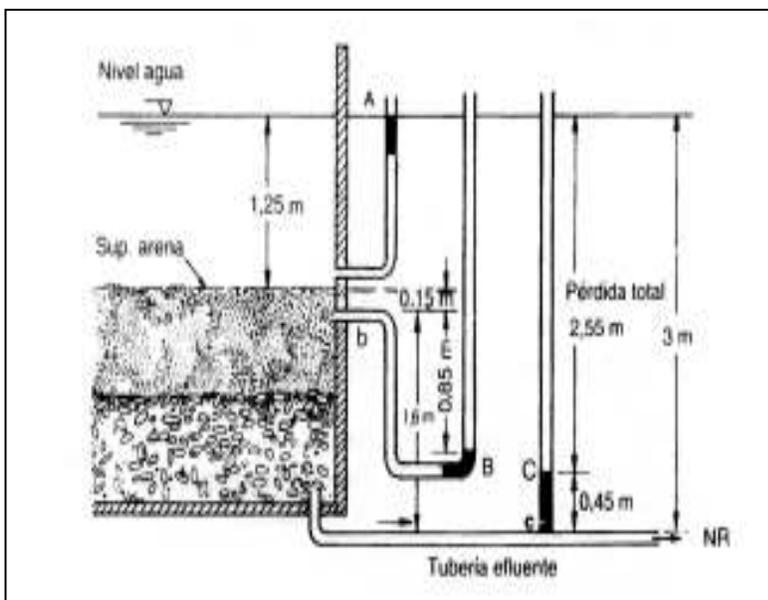


Figura 12.1 Presión negativa en filtros

Después del lavado combinado se cierra el lavado superficial y se continúa el lavado ascensional con una expansión del lecho de un 20% a 30% (la expansión real depende de la agitación requerida para suspender los granos gruesos del medio filtrante) hasta obtener agua clara en las canaletas de lavado. Con filtros de medio dual, el lecho debe expandirse de arena y antracita, donde penetra la mayoría del material filtrado. El proceso de lavado dura de 10 a 20 minutos, aunque el lavado en sí del lecho filtrante toma de 5 a 10 minutos, dependiendo de la suciedad del filtro. Generalmente tasas de lavado de 10 a 15 mm/s son suficientes para proveer la expansión requerida.

En filtros sin lavado superficial se recomienda usar un lavado de dos etapas. En la primera, la tasa de lavada es apenas la necesaria para expandir la porción superior del lecho (tasas alrededor de los 7 mm/s con el objeto de lavar los granos del medio filtrante superior). Después de lavar la parte superficial se procede al lavado ascensional con la expansión de todo el lecho en un 20 a 30%.

La apertura súbita del sistema de lavado ascensional puede dañar el sistema de drenaje, la grava y el medio filtrante. El tiempo transcurrido sobre la iniciación del lavado ascensional y el momento en que se alcanza la tasa deseada de lavado debe ser de 30 a 45 segundos; por ello, las válvulas de lavado ascensional deben ser de apertura lenta.

Para una operación satisfactoria de los filtros es esencial conocer la pérdida de carga en cada unidad, en todo momento. Esto se obtiene generalmente mediante medidores de pérdida de carga en la interfase antracita-arena, con el objeto de lograr un mayor control sobre la operación de filtración. En filtros de tasa declinante, la pérdida de carga de la batería está indicada por el nivel de agua en los filtros y la pérdida a través de cada filtro no se conoce, a menos que se instale un aparato de medida de pérdida de carga sobre cada uno de ellos. En baterías de cuatro filtros rápidos, la tasa declinante y autolavado, se lava una unidad con el filtrado de las otras tres unidades. Para establecer la operación de estos filtros se fija inicialmente una carrera de, por ejemplo, 30 horas y se mide la turbiedad del afluente y del efluente de cada unidad. Si la turbiedad del efluente es aceptable, se varía la carrera a 40 horas haciendo las mismas medidas y determinando la altura del agua en el filtro. Cuando dicha altura sea la misma de los sedimentadores, menos la pérdida de carga entre las dos unidades, se marca el nivel en el filtro y se ordena el lavado de cada unidad cuando se alcance la altura prevista. Para ejecutar el lavado de estos filtros únicamente se

cierra el afluente, se abre el desagüe y el flujo se invierte para efectuar la limpieza. El agua de lavado se puede aumentar suspendiendo la salida del agua filtrada que va al tanque de aguas claras.

Los registros de control de la operación de filtros deben incluir la siguiente información:

- Caudal filtrado
- Pérdida de carga.
- Duración de la carrera.
- Tasa de lavado.
- Volumen de agua de lavado usada.
- Volumen de agua filtrada.
- Duración del lavado ascensional.
- Duración del lavado superficial.

- Turbiedad del agua del afluente.
- Turbiedad del agua filtrada.

12.5.6 DESINFECCIÓN

La operación exitosa del proceso de cloración requiere básicamente:

- Suministro adecuado y permanente de agente desinfectante.
- Control eficiente, continuo y exacto de la dosificación.
- Manejo seguro en todo momento del compuesto y de los equipos utilizados para su aplicación.
- Mezcla completa y continua del cloro con toda el agua a tratar.

Desde el desarrollo, en 1912, del primer equipo comercial para la aplicación de cloro gaseoso en aguas de suministro, se han puesto a disposición de los operadores del proceso diferentes tipos de equipos de dosificación y control. El manejo y mantenimiento de cada instalación de cloración dependerá del equipo utilizado y deberá hacerse de conformidad con los manuales de operación y mantenimiento de cada fabricante. A continuación se incluyen algunas consideraciones generales sobre operación y mantenimiento de cloradores.

Todos los cloradores deben usarse para funcionamiento continuo, libres de problemas de operación. El cloro gaseoso se disolverá en el agua para formar soluciones de concentración menor de 3.0000 mg/L.

Cuadro 12.1

Operación y mantenimiento de cloradores

TIPOS DE EQUIPO	OBSERVACIONES
1. Cloradores de dosificación directa, cloro gaseoso seco.	Se aplica cloro gaseoso seco al agua. Se usa usualmente cuando no existe disposición de agua a presión.
2. Cloradores de dosificación de cloro gaseoso en solución	Se aplica una solución de cloro gaseoso en agua al agua bajo tratamiento. Se prefieren los cloradores de vacío.
3. Clorador de celda electrolítica	Se genera el cloro in situ. Se usa poco.
4. Hipocloradores	Se usan para caudales pequeños o casos de emergencia.

Cuadro 12.2

Tipos de cloradores y su operación

TIPOS DE CONTROL	OBSERVACIONES
1. Manual	La dosis se ajusta a mano. Adecuado cuando el caudal es relativamente constante.
2. Semiautomático	La dosificación se inicia o se detiene mediante un instrumento eléctrico o hidráulico.
3. Automático	Se ajusta automáticamente la dosificación con un control de caudal.

La selección del punto de aplicación del cloro debe hacerse con base en:

1. Presión moderada en el punto de cloración.
2. Variación mínima de caudales.
3. Mezcla rápida y homogénea del cloro en el agua.
4. Facilidad de acceso al equipo de cloración para inspección.
5. Riesgo mínimo de perjuicio por los residuos de cloro.
6. Disponibilidad de agua y espacio para almacenamientos de cilindros.
7. Disponibilidad de energía eléctrica.

En la instalación son importantes estos factores:

1. El clorador debe instalarse cerca del punto de aplicación.
2. El clorador debe instalarse en un cuarto independiente, sobre el nivel del terreno.
3. Debe proveerse espacio amplio para trabajo alrededor del clorador, así como espacio para almacenamiento de repuestos.
4. Se requiere agua abundante con presión mayor de 15 lb/in², 103 kPa, y tres veces la contrapresión existente. Se pueden requerir bombas reforzadoras de presión. En general se requiere un mínimo de 150 – 190 L/d por libra de capacidad del clorador. Fallas en el suministro de agua implican fallas en la cloración.
5. El clorador debe permanecer a temperaturas mayores de 10°C para evitar taponamiento por hielo de cloro. Los cilindros deben permanecer a temperatura normal y menor que la de las tuberías y el clorador, para prevenir condensación del gas en líquido. La temperatura máxima de almacenamiento de los cilindros es de 60°C.
6. No es recomendable extraer más de 18 kg/d de cloro de un cilindro, por el riesgo de escarcha y pérdida de capacidad de dosificación. Con cilindros de tonelada la tasa máxima de extracción es de 182 kg/d de cloro.
7. Debe existir iluminación apropiada.

8. Debe existir adecuada ventilación para remover fugas eventuales de cloro gaseoso.
9. Debe existir facilidad de manejo de cilindros, sin riesgo para los operadores.
10. Se requiere báscula y facilidades para control de la dosificación de cloro.
11. La cloración para desinfección debe ser continua y la instalación debe reunir todos los requerimientos apropiados para asegurar el suministro y la dosificación sin interrupción.

Los registros de control de cloración deben incluir la siguiente información:

- Tipo de compuesto de cloro usado.
- Dosis en mg/L
- Dosificación diaria en kg/d.
- Resultados de los ensayos de cloro residual.
- Resultados de los ensayos de coliformes.
- Temperatura dl agua.
- pH del agua.
- Explicación diaria de cualquier condición particular o problema ocurrido.

12.6 REGISTRO E INFORMES DE OPERACIÓN

El mantenimiento de un registro de la operación de una planta de tratamiento hace parte de las funciones del operador y constituye una ayuda de gran utilidad pues satisface, entre otros, los siguientes objetivos:

- Cumplimiento de requisitos legales.
- Ayuda al operador a resolver problemas de tratamiento.
- Permite evaluar cambios en la calidad del agua cruda.
- Permite demostrar la calidad del agua tratada.
- Proporciona soporte para responder las quejas y reclamos de los consumidores.
- Ayuda a establecer los programas de mantenimiento preventivo.
- Permite evaluar los costos de tratamiento.
- Provee parámetros de diseño para futuras plantas de purificación.
- Permite determinar la eficiencia de los diferentes procesos y operaciones de tratamiento.
- Permite formular y establecer programas y requerimientos de optimización de la operación.

13.1 DATOS PREVIOS

Se le da el nombre de “red de distribución” al conjunto de tuberías cuya función es la de suministrar el agua potable a los consumidores de la localidad. Es decir, el objetivo de una red de distribución es hacer llegar el agua a cada punto de consumo: doméstico, industrial, riego de parques y jardines, limpieza varia, uso contra incendios, etc.

La unión entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución se hace mediante una tubería denominada “línea matriz”, la cual conduce el agua al punto o a los puntos de entrada a la red de distribución. Su diseño depende de las condiciones de operación de la red de distribución tales como trazado, caudal y presiones de servicio.

La red de distribución esta conformada por tuberías “principales” y de “relleno”. La red de tuberías principales es la encargada de distribuir el agua en las diferentes zonas de la población, mientras que las tuberías de relleno son las encargadas de hacer las conexiones domiciliarias. El diseño o cálculo de la red de distribución se hace sobre la red principal; el diámetro de la red de relleno se fija de acuerdo con las normas pertinentes (por lo general es de 3” y en condiciones especiales puede bajarse a 2” con previa justificación).

Además de las tuberías existen otros accesorios tales como válvulas de control o de incendios, válvulas de purga, hidrantes, cruces, codos, tes, reducciones y tapones.

Los materiales más comunes de las tuberías y accesorios son asbesto-cemento o PVC (Unión Z). Los diámetros dependen de las casas fabricantes.

En cualquier solución que se adopte para el diseño de una red de distribución aparecen importantes factores que definen y/o condicionan las posibles alternativas a estudiar. Los factores más destacados son:

- Relativos al núcleo a abastecer: Topografía, trama varia, zonificación, densidad de población, volúmenes edificables, usos del suelo, etc.
- Relativos a la conducción: volúmenes de agua a servir, situación de los depósitos, etc.
- Relativos a la propia red: tipo de red, tipo de tubería, velocidades admisibles, presiones necesarias, etc.

Los datos previos necesarios para el estudio de una red son:

1. Planos de la ciudad: topográfico, de zonificación, etc.
2. Determinación de los puntos de uso de agua.
3. Volumen de agua necesaria en cada uno de dichos puntos.
4. Situación de los depósitos reguladores.
5. Diámetro mínimo a emplear en la red.
6. Presión mínima requerida en el momento de mayor consumo.

Deben situarse en el plano de la ciudad los usos especiales que reclaman consumos excepcionales instantáneos de agua, (hospitales, fábricas, mercados, etc.).

13.2 TRAZADO DE LA RED

El trazado de la red debe obedecer a la conformidad física de la población y por tanto no existe una forma predefinida. Hidráulicamente, se pueden establecer redes abiertas, redes cerradas o redes mixtas, dependiendo de las condiciones anteriores.

A continuación se ilustran algunos trazados típicos de redes.

a) De mayor a menor diámetro

Este esquema puede ser usado en poblaciones pequeñas en donde por lo general no existe más de una calle principal. Tiene forma alargada e irregular. El diseño hidráulico de la tubería principal se hace como una red abierta.

b) El árbol

Existe un tronco principal del cual se desprenden varias ramificaciones. El diseño hidráulico de las tuberías principales corresponde al de la red abierta.

c) En parrilla

La tubería principal forma una malla en el centro de la población y de ellas se desprenden varios ramales. Al centro se conforma una red cerrada y perimetralmente se tienen ramales abiertos, es decir que se trata de una red mixta.

d) En mallas

Es la forma más usual de trazado de redes de distribución. Se conforman varias cuadrículas o mallas alrededor de la red de relleno. Una malla estará compuesta entonces por cuatro tramos principales.

Desde el punto de vista del funcionamiento hidráulico, los primeros dos tipos de redes se denominan redes abiertas, las redes en mallas son redes cerradas y las redes en parrilla son redes mixtas.

13.3 CAUDALES DE CÁLCULO

El tema de las dotaciones y caudales necesarios para el abastecimiento de poblaciones constituye un punto importante en toda política de agua, ya que es preciso señalar los caudales máximos y mínimos que deben circular por cada tramo de la red.

Cuantificar la dotación es muy difícil y más lo es establecer un criterio absoluto para todas las ciudades.

El caudal de cálculo para dimensionar el abastecimiento de una población depende de:

1. Tamaño de la población.
2. Previsión de crecimiento.
3. Demanda punta.

13.3.1 Dotación según el tamaño de la población

La dotación, entendiéndose como tal el consumo de agua en litros por habitante y día, tendrá los siguientes valores en función del tamaño de la población.

Cuadro 13.1

Dotación según el tamaño de la población

Número de habitantes	Dotación (L/Hab/Día)
Menos de 1000	100
1000-6000	150
6000-12000	200
12000-50000	250
5000-25000	300
Más de 250000	400

13.3.2 Previsión de crecimiento

Se debe estudiar la evolución en el tiempo de las necesidades de agua a partir de los datos actuales de población, industrias, etc.

Hay que tener en cuenta que las instalaciones a proyectar han de asegurar el servicio para un período de 25 años procurando un planeamiento por etapas, y estableciendo un año horizonte a cincuenta años, a efectos de reserva de caudales.

Para el cálculo de la población futura se establece:

$$P_n = P_o (1 + r)^n \quad (13.1)$$

donde: P_n = Población al cabo de n años.

P_o = Población actual.

r = Tasa de crecimiento en tanto por uno.

N = Número de años.

13.3.3 Demanda punta

El caudal para el cálculo del diámetro de las tuberías de alimentación debe ser el correspondiente al consumo horario máximo del día de mayor consumo del año.

Cuando hablamos de demanda punta se deben distinguir las que tienen carácter de temporada, las de carácter diario y las horarias.

Las puntas de consumo de temporada son características de los núcleos de veraneo o turísticos estacionales. Su magnitud puede alcanzar valores realmente extraordinarios y en algunos casos resultan un grave problema para el abastecimiento. Hay casos de núcleos urbanos que duplican su población en verano, quintuplican las necesidades de abastecimiento.

Estadísticamente se ha comprobado que en todos los abastecimientos hay días con consumo superior a los demás, y que se repiten periódicamente. En las grandes poblaciones, los festivos son días de consumo bajo. Ello está justificado por el cierre de la industria y la salida de una parte de la población fuera de la ciudad. En zonas residenciales, por el contrario, los domingos y festivos son los días de máximo consumo. En el resto de la semana, el consumo no es uniforme, siendo mayor los lunes, quizás porque la industria repone sus reservas de agua y se producen más lavados domésticos, y los viernes, quizás por la limpieza de instalaciones.

Las fluctuaciones que se producen por este hecho pueden dar lugar a una relación de 1.5 entre el consumo máximo y el mínimo a lo largo de la semana.

Normalmente, la demanda de consumo a lo largo del día varía con notable regularidad para cada abastecimiento, reflejo también de las características de la población.

En términos generales, y aunque los valores son variables para cada población, durante el período de ocho a nueve horas comprendido entre las ocho de la mañana y las cinco de la tarde, el consumo horario supera el promedio horario en un valor comprendido entre el 40 y 60 por ciento. A continuación, y hasta las doce de la noche, se mantiene el consumo horario sensiblemente igual al promedio para, finalmente, el resto del día, o sea entre media noche y las siete de la mañana, producirse consumos horarios de un 15 a un 50 por ciento del valor medio.

Las consecuencias de estas puntas es la necesidad de dimensionar la capacidad de las instalaciones para atenderlas, dando lugar con ello a un sobredimensionamiento en relación a su utilización media.

Si consideramos el volumen de agua V que se consume en una población en un día medio, producto del número de habitantes considerados por la dotación (litros/habitantes/día) correspondiente, el caudal medio por segundo será:

$$\frac{V}{24 * 3600} L/seg \quad (13.2)$$

y el que corresponde al día de máximo consumo:

$$\frac{1.5}{24 * 3600} L/seg \quad (13.3)$$

y dentro de ese día, el caudal máximo o punta máxima:

$$\frac{1.5 * 1.5 * V}{24 * 3600} = \frac{2.25 * V}{24 * 3600} L/seg \quad (13.4)$$

que es 2.25 veces superior al promedio.

En el supuesto de una población de veraneo, consideramos los consumos de temporada dos veces superiores al promedio normal, pero constante a lo largo de la semana, por lo que tendremos:

$$\frac{2 * 1.5 * V}{24 * 3600} = \frac{3 * V}{24 * 3600} L/seg \quad (13.5)$$

como punta máxima, tres veces superior al promedio.

Si se dimensiona la capacidad de las instalaciones para atender esas puntas horarias, las instalaciones trabajarán al máximo durante las fechas de la demanda punta, que generalmente son pocos días al año, y el resto del tiempo funcionarán con un coeficiente de utilización muy bajo.

13.4 PRESIONES DE SERVICIO

En lo posible se debe mantener una presión de servicio en la red entre 1 kg/cm² y 5 kg/cm² (10 a 50 metros de agua).

Como norma general se pueden tomar las siguientes presiones mínimas sobre el terreno dependiendo del tamaño de la población:

Es importante seleccionar la presión mínima teniendo en cuenta la altura de las edificaciones que serán servidas.

Cuadro 13.2

Presión de servicio

Número de habitantes	Presión sobre el terreno
Menos de 1000	15 m
1000-6000	22 m
6000-12000	28 m
12000-50000	35 m
Más de 50000	48 m

La presión de la red de distribución no debe sobrepasar nunca los 60 metros para evitar roturas en la red y en las acometidas.

Si existen edificaciones de mayor altura, éstas deberán disponer de equipos propios para elevar el agua con la presión adecuada.

Cuadro 13.3

Presiones mínimas de acueducto relativas al número de pisos de las edificaciones servidas

Número de pisos	Presión mínima (m)
1	11
2	15
3	18
4	22
5	25

13.5 DIÁMETROS MÍNIMOS

Cuadro 13.4

Los caudales a suministrar según los diámetros

Diámetro (mm)	Caudal (L/s)
60	2.5
80	5.4
100	10.0
150	30.0

Por necesidades de agua para la extinción de incendios el diámetro mínimo a instalar será:

- Ø 80 mm será el mínimo admisible.
- En poblaciones de más de 50000 habitantes el diámetro mínimo será de 100 mm.

13.6 VELOCIDADES RECOMENDADAS EN TUBERÍAS

Es necesario fijar el límite máximo de la velocidad de circulación del agua en las tuberías ya que un exceso de velocidad tiene los graves inconvenientes de provocar importantes erosiones en las mismas y originar fuertes golpes de ariete que pueden acarrear roturas en la red.

Si las velocidades fueran muy pequeñas se producirán depósitos de partículas sólidas lo que provocan obstrucciones en los conductos.

Así, la velocidad de circulación debe ser menor de 1.5 m/seg y mayor de 0.6 m/seg.

Por otra parte, para evitar pérdidas de carga excesivas, los valores de la velocidad deben ajustarse.

Cuadro 13.5

Valores ajustados de velocidad

Diámetro en mm	Velocidad en m/s
50 a 90	0.6
100 a 175	0.7
200 a 300	0.8
300 a 400	0.9
400 a 500	1.0
500 a 600	1.1
600 a 700	1.2
700 a 800	1.3
800 a 900	1.4
900 a 1000	1.5

Estos valores se obtienen mediante la fórmula de Mougny:

$$V = 1.5 \sqrt{D + 0.05} \quad (13.6)$$

donde: V = Velocidad en m/s

D = Diámetro en m

Fórmula válida para presiones entre 2 y 5 atmósferas.

13.7 REDES DE DISTRIBUCIÓN

El suministro de agua desde los depósitos (elementos de regulación entre aportaciones y suministro) hasta los puntos de consumo de la ciudad, se efectúa por medio de una red de distribución, cuyo fin es garantizar que en todos los puntos de consumo exista el caudal preciso, la presión conveniente y la calidad del agua requerida, evitando cualquier posible contaminación desde su recogida en el depósito hasta el punto de consumo.

La distribución debe asegurar un servicio continuo, sirviendo los caudales solicitados en el momento deseado en cualquier punto de la ciudad abastecida por la red.

Las misiones atribuidas a los conductos son la impermeabilidad de las aguas conducidas, tanto en el sentido de evitar fugas como que las aguas exteriores no puedan introducirse en el interior de los conductos contaminando las aguas potables.

Las características a tener en cuenta en el conducto son la resistencia a las acciones interiores y exteriores de todo tipo, como pueden ser la acción mecánica, la agresividad del agua conducida o del terreno, la corrosión, etc., así como la rugosidad de la tubería por su influencia en las pérdidas de carga y la capacidad del conducto.

13.7.1 Clases de redes

Los sistemas de redes de distribución pueden reducirse a dos tipos fundamentales: ramificadas o en malla.

La red ramificada consiste en una tubería principal de la que se derivan arterias secundarias, y estas a su vez se ramifican en tuberías terciarias, etc. Su trazado recuerda a un árbol, cuyo tronco se divide en varias ramas principales y éstas a su vez, en otras secundarias. En la red ramificada el agua circula siempre en el mismo sentido.

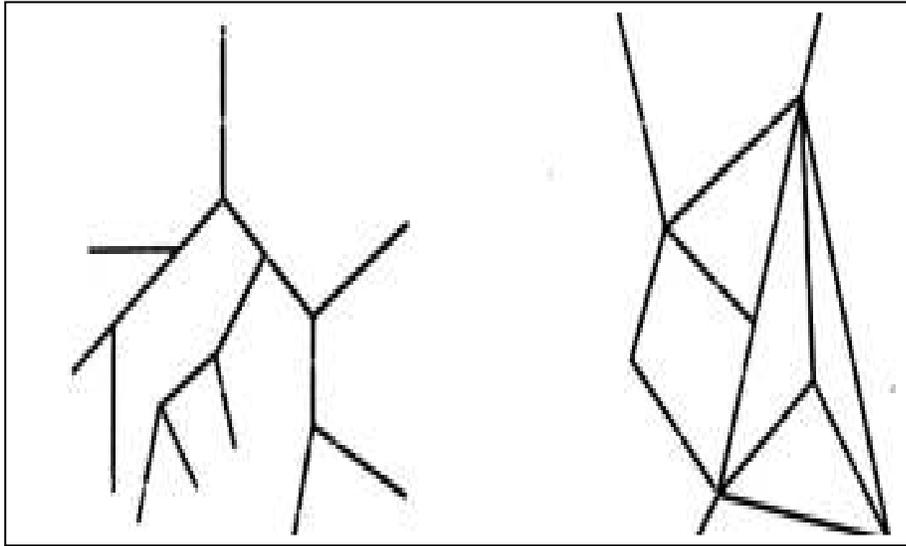


Figura 13.1 Redes ramificadas y en malla

En la red de malla o red reticulada, las tuberías forman circuitos cerrados (mallas o retículas) y se caracterizan por el hecho de que la alimentación de las tuberías que la constituyen pueden hacerse por sus dos extremos, estando, en principio, indeterminado el sentido de circulación del agua, de manera, que según la demanda y el suministro, no es forzosamente simple el mismo.

Es evidente que también puede adaptarse un sistema mixto, o sea, distribución en malla con ramales.

Las redes ramificadas tienen las siguientes ventajas:

- Ser más sencillas de calcular, ya que el agua siempre conserva la misma dirección, pudiendo precisarse con más exactitud el caudal que previsiblemente circulará por esa tubería, y por lo tanto, estimar el diámetro necesario.
- Por ser más cortas, en un principio, son más económicas.

Sus inconvenientes son:

- Una ruptura deja en seco toda la red situada a continuación del punto averiado.
- Los extremos de los ramales presentan el inconveniente de que el agua se queda en ellos estancada y se hace necesario, para evitar contaminación, realizar frecuentes descargas.
- La economía que resulta del menor es más aparente que real, ya que en este caso será necesario contar con diámetros mayores.

La redes en malla presentan las siguientes ventajas:

- a) La libertad en el sentido de circulación de agua que evita quede agua estancada en los puntos de los ramales.
- b) La presión del agua en la red está mejor repartida.
- c) Una mayor seguridad en su explotación, ya que una avería en un punto, no conlleva, necesariamente, dejar sin suministro a parte de la red, ya que es posible aislarla y continuar suministrando agua a la red por otros itinerarios.

Los inconvenientes de este sistema de distribución son los relativos al cálculo de la red, ya que será necesario establecer de antemano el sentido en que circulará el agua.

Trazados de redes.

No es posible dar normas concretas sobre el trazado de las redes, sino tan sólo algunas recomendaciones generales sobre el trazado de las arterias principales y secundarias de una red, tanto si es ramificada como si es reticulada, pues ello depende fundamentalmente de la configuración de la red y de las características de la zona a servir.

No obstante, sí se pueden citar algunas recomendaciones para orientar acertadamente los trazados.

Las arterias principales han de trazarse en líneas rectas de la mayor longitud posible, hacia las zonas de mayor consumo, es decir, hacia el centro de gravedad del consumo.

Las arterias secundarias han de trazarse buscando el abastecer lo más directamente posible los ramales urbanos o tuberías terciarias.

Un sistema recomendable es el de ajustarse el camino de los centros de gravedad del consumo, es decir, zonificar y buscar los centros de gravedad de cada zona y el centro de gravedad general del consumo de la ciudad. Ir hacia ese centro general y después hacia cada uno de los centros de gravedad secundarios de las distintas zonas de la ciudad.

En caso de poblaciones lineales, es decir, desarrolladas a lo largo de una vía fundamental, no cabe duda que ésta debe ser el lugar adecuado para el emplazamiento de la arteria primaria o maestra, sobre todo si el sistema es ramificado. Si algunos núcleos laterales tienen importancia, se derivarán arterias secundarias buscando el centro de gravedad hidráulico de cada uno de estos núcleos.

En poblaciones en abanico, en las que el núcleo urbano es excéntrico, como ocurre por ejemplo en los casos de puertos de mar, en que la atracción del puerto determina el emplazamiento del núcleo, la arteria principal ha de penetrar directamente a dicho núcleo. El resto de la ciudad puede servirse con arterias secundarias, bien ramificadas o bien reticuladas que pueden considerarse como principales de los sectores de la periferia urbana abastecida desde las mismas.

Si la anchura de la población fuera importante, sería preferible en lugar de la única arteria principal disponer de dos arterias principales, aproximadamente a la sedimentación entre el eje longitudinal y los lados paralelos de la periferia, dejando en dicho eje una arteria secundaria.

En caso de mayores anchuras de la ciudad, serán preferibles las redes circulares con arteria principal de diámetro uniforme o en la que el menor diámetro sea suficiente para asegurar la alimentación en caso de interrupción del servicio en algunos puntos del anillo.

En caso de poblaciones cuyo centro admite la construcción de un depósito urbano (jardín, parque, plaza, etc.) puede ser más acertada la solución de instalar en el depósito y arrancar del mismo las arterias generales.

Referente a la colocación de las tuberías, es condición fundamental que éstas queden asentadas a cota superior a la del alcantarillado para evitar contaminaciones.

El recubrimiento mínimo sobre la generatriz superior de la tubería será de 1.00 m si se sitúan bajo calzada y de 0.8 m si está bajo acera.

En los puntos de bifurcación de los ramales se colocarán válvulas de cierre para poder aislar dichos ramales es caso necesario. Igualmente se colocarán válvulas de cierre en las arterias y polígonos, estudiando su situación de modo que puedan aislar zonas con el menor perjuicio para los usuarios de las otras.

Las conducciones primarias o arterias principales formarán el esqueleto del sistema de distribución. Se situarán de modo que transporten el máximo caudal a las diferentes partes de la zona abastecida. En las ciudades pequeñas la red primaria debe formar un anillo a las 2/3 partes de la distancia del centro de la ciudad a sus alrededores. En las grandes ciudades, dichas arterias deberán construirse en formas de varios anillos concéntricos, interconectados con una separación entre 900 m y 1200 m. Esta disposición permite el suministro de agua para caso de incendios en dos direcciones diferentes. Las grandes conducciones deben equiparse con desagües en sus puntos bajos y ventosas o purgas de aire en sus puntos altos.

Las conducciones secundarias transportarán el agua desde las arterias principales a las diferentes áreas para cubrir el suministro normal y el caudal para extinción de incendios. Formarán anillos, dentro de las arterias principales, entrelazándolas entre sí. Se situarán a la distancia de varias manzanas, permitiendo así la concentración de cantidad de agua suficiente para caso de incendio sin excesiva pérdida de carga.

Las conducciones terciarias formarán una malla en el área que abastezcan y suministrarán agua a las acometidas particulares y a las bocas para extinción de incendios y riego de calles.

Accesorios de la red

Resumidamente y sin entrar en detalles, los principales accesorios de una red de distribución y su misión son:

- **Válvulas**, normalmente de compuerta hasta 250 mm de diámetro y de mariposas para diámetro mayores, que se colocarán en puntos convenientes para aislar tramos previstos según posibles averías, así como por condiciones de mantenimiento y explotación.
- **Ventosas**, colocadas en los puntos altos del perfil de la red, con el fin de garantizar la salida y entrada de aire a la tubería.
- **Desagües**, ubicados en los puntos bajos del perfil de la red para el vaciado de los tramos.
- **Medidores** de presión y caudal, dispuestos en distintos puntos de la red para mantener un conocimiento real y práctico de su funcionamiento, obteniendo los datos precisos para una correcta explotación.

Las características de todos estos accesorios es la necesidad de situarlos en condiciones accesibles para su inspección; y adecuadamente instalados con las oportunas válvulas para su retirada y sustitución en caso necesario, logrando no afectar desfavorablemente a la explotación de la red. Se colocarán en arquetas de registro con dimensión suficiente para permitir su inspección, montaje y desmontaje.

13.8 CÁLCULO DE REDES RAMIFICADAS

El cálculo de una red comienza cuando ya hemos elegido el sistema de distribución y hemos hecho su trazado. El cálculo consiste principalmente en fijar los diámetros de las tuberías que forman la red, comprobar que la velocidad con la que va a circular el agua es aceptable y obtener la presión al final de cada tramo.

Lo primero que necesitamos es determinar el caudal máximo en el que influirá el número de habitantes, el número y tipo de industrias, el nivel de vida, el caudal exigido para extinción de incendios, etc.

Para fijar los caudales en cada tramo de tubería se parte del número de habitantes que abastece ese tramo y de la dotación asignada por habitante y día.

El producto de esas dos cantidades nos da el volumen de agua total diario que ha de pasar por el principio del tramo en cuestión. Repartiendo este volumen diario entre los segundos de diez horas, en vez de en los de veinticuatro, tendremos como ya dijimos, el caudal por segundo en el momento de máximo consumo.

Este consumo máximo puede repartirse por metro de tubería, o sea:

$$Q = \frac{H * N}{L * 3600 * 10} \text{ litro / segundo / metro} \quad (13.7)$$

donde: H = Número de habitantes

N = Dotación en litros por habitante y día

L = Longitud de la red en metros

Q = Caudal por metro de tubería en litros/segundo

En cuanto al caudal necesario para atender al servicio de extinción de incendios, debe considerarse que en cualquier punto de la red pueda derivarse como mínimo 5 L/seg y en poblaciones de importancia de 10 a 15 L/seg para ese objeto y sin que esto impida que los pisos colindantes continúen con agua.

Una vez calculado el caudal por metro de tubería que podrá ser diferente en distintas zonas según asignemos distintas dotaciones, hay que calcular los caudales de las ramas extremas, después el de las inmediatas a éstas y sumar a su caudal el de las extremas y así sucesivamente hasta llegar a la tubería principal que tendrá por caudal la suma de todos los caudales individuales de cada tramo o la suma de los caudales totales de sus ramas inmediatas.

Así por ejemplo, si tenemos la instalación ramificada de la figura 12.4 en la que hemos asignado un caudal por metro de 0.05 L/s al comienzo del tramo A de (120 m de longitud) será necesario un caudal de:

$$Q_A = 120 * 0.05 = 6 \text{ L/s}$$

A los que añadiremos 5 L/s por incendios, lo que nos dará que al comienzo del tramo A necesitaremos un caudal de

$$Q_A = 11 \text{ L/s.}$$

En el tramo B (de 40 m) obtendremos del mismo modo

$$Q_B = 40 * 0.05 = 2 \text{ L/s}$$

$$Q_B = 2+5 = 7 \text{ L/s}$$

El tramo C de 50 m de longitud, deberá llevar suficiente caudal para alimentar al A, (6 L/s), para alimentar al B (2L/s) y para el mismo (2.5 L/s). Es decir, un total de 10.5 L/s , que más 5 L/s para incendios, nos dará que al comienzo del tramo C son necesarios 15.5 L/s, ya que no hemos de considerar que se produzcan incendios simultáneamente en toda la ciudad.

En realidad este cálculo nos da el caudal necesario al principio y al final de cada tramo, así en el tramo C, al principio será necesario un caudal de 10.5 L/s (sin contar incendios) para alimentarse así mismo y a los tramos A y B, y al final un caudal de 8 L/s para alimentar al tramo A y al B. Por ello, es corriente calcular el caudal medio de cada tramo que será la media aritmética de q_1 (el de entrada) y q_2 (el de salida); en este caso igual a 9.25 L/s y con diámetro constante para el tramo C, que será el diámetro más cercano a la solución exacta del problema.

También podemos calcular el caudal medio mediante la fórmula

$$Q_m = \sqrt{\frac{q_1^2 + q_2^2 + q_1 * q_2}{3}} \quad (13.8)$$

La operación del cálculo de caudales es la más delicada e importante que hemos de hacer en el cálculo general pues de ella depende el buen servicio de abastecimiento y la economía en la instalación y del mantenimiento. A continuación se fijan las velocidades para lo cual se fijan los diámetros de las tuberías y seguidamente se comprueba si la pérdida de carga es admisible teniendo en cuenta la presión que poseemos y la altura a la que ha de llegar el agua.

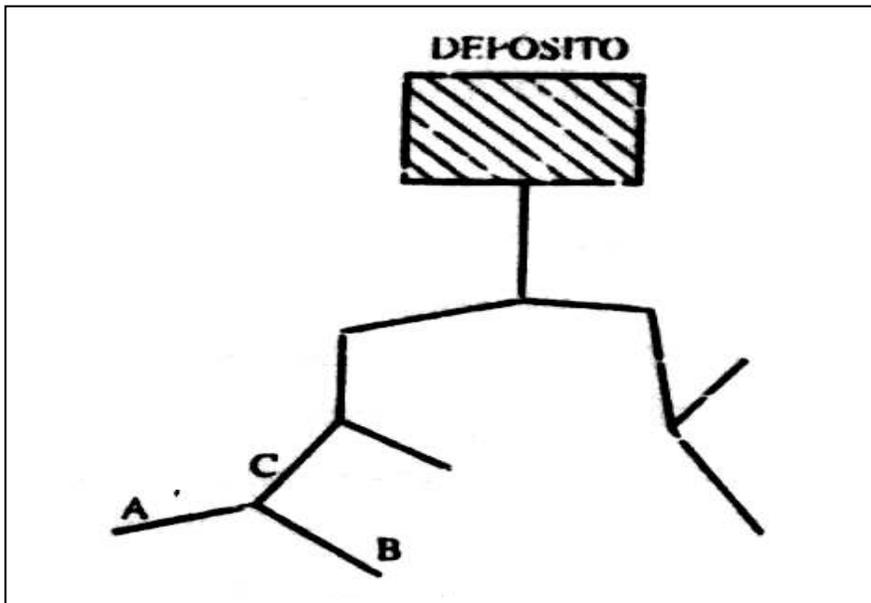


Figura 13.2 Instalación ramificada

13.9 CÁLCULO DE UNA RED EN MALLA: MÉTODO DE HARDY-CROSS

En toda distribución reticulada o malla cerrada deben cumplirse las leyes fundamentales de la circulación del agua en circuitos cerrados que ofrecen gran similitud con las leyes de Kirchoff que rigen las corrientes eléctricas y que, hidráulicamente pueden expresarse de la forma siguiente:

1. En un nudo, la suma algebraica de los caudales entrantes y salientes es igual a cero.
2. La suma algebraica de las pérdidas de carga a lo largo de un circuito cerrado es igual a cero.

Las dos leyes son evidentes, pues, los caudales entrantes en un nudo tienen que ser iguales a los salientes y como en cada nudo la presión es única, las pérdidas de carga se anularán en cada malla.

Estas leyes permiten efectuar el cálculo mediante el planteamiento del correspondiente sistema de ecuaciones, cuya resolución directa es generalmente complicada, por lo que se utiliza el método Hardy-Cross que permite simplificar la resolución de estos problemas de forma iterativa y convergente.

En esencia, el método consiste en suponer una determinada distribución de los caudales circulantes por los distintos circuitos que se establecen cumpliendo la primera condición, $\Sigma Q = 0$, y comprobar, luego, que se cumple la segunda,

$\Sigma H = 0$. Si así fuera habríamos resuelto el problema, pero naturalmente no habremos acertado y saldrá $\Sigma H \neq 0$ por lo que habrá que introducir correcciones en los caudales para aproximar a cero la suma de las pérdidas de carga en cada malla.

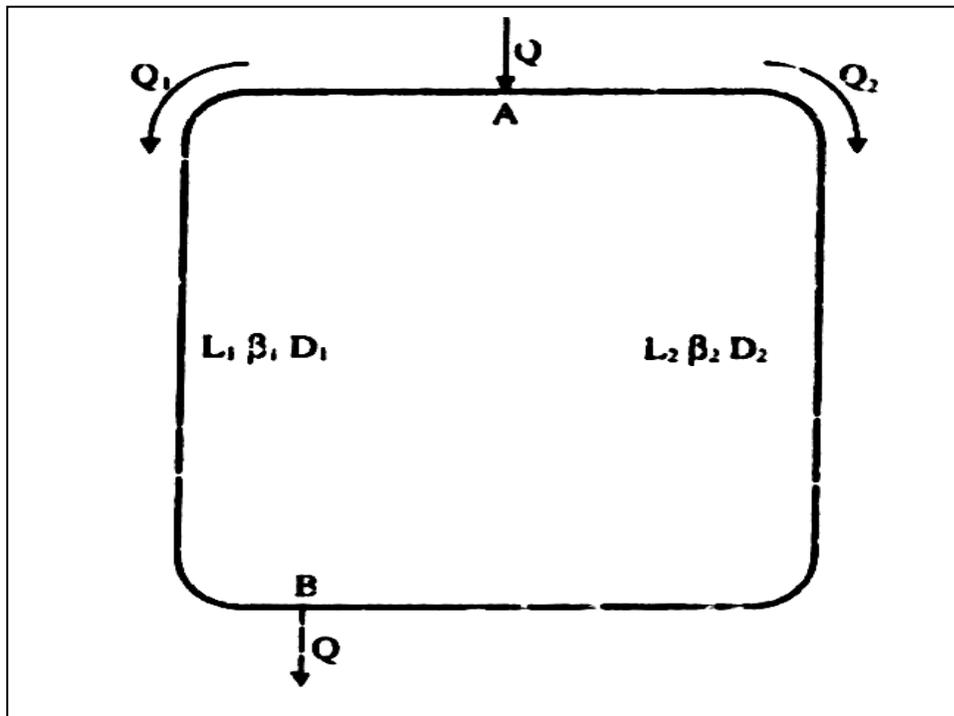


Figura 13.3 Circuito elemental

Sea el circuito elemental de la figura 13.3. El caudal Q que llega al punto A se distribuirá en los caudales Q_1 y Q_2 de forma que :

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (13.9)$$

La pérdida de carga por cada rama será:

$$h_1 = \beta_1 \frac{Q_1^2}{D_1^5} L_1 = K_1 Q_1^2 \quad (13.10)$$

$$h_2 = \beta_2 \frac{Q_2^2}{D_2^5} L_2 = K_2 Q_2^2 \quad (13.11)$$

En el punto B, la pérdida de carga por una y otra rama es la misma, por lo que podemos decir que $h_1 = h_2$, y

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (13.12)$$

$$h_1 = K_1 Q_1^2 \quad (13.13)$$

$$h_1 = h_2 = K_2 Q_2^2 = K_2 (Q - Q_1)^2 \quad (13.14)$$

representando estas dos últimas expresiones , (figura 13.7), tenemos que:

$h_1 = K_1 Q_1^2$ está representada en la curva I

$h_2 = K_2 (Q - Q_1)^2$ podemos representarla a partir del eje h, desplazando la distancia Q en abscisas y está representada por la curva II.

PF = h es la pérdida de carga que nos proporcionan los valores OF = Q_1

GO' = Q_2 (figura 13.4) tendríamos una pérdida de carga

AG = h_1 en la rama de la izquierda, superior a la que encontramos por la derecha CG = h_2 .

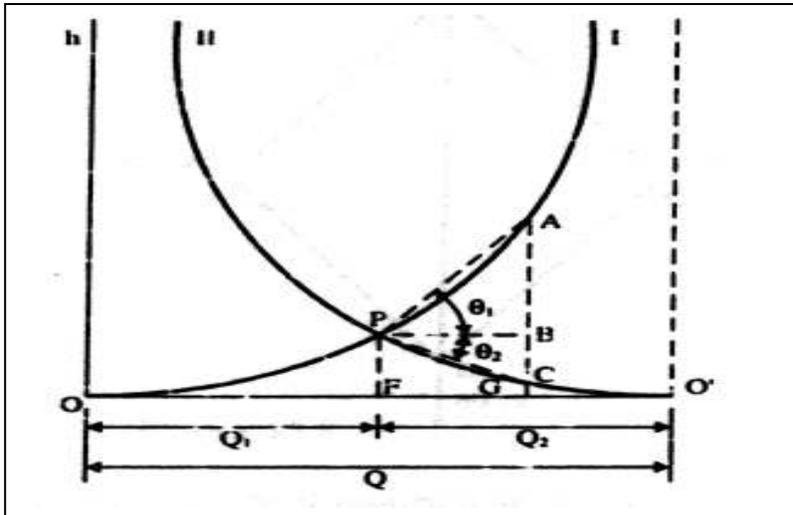


Figura 13.4 Pérdida de carga

La diferencia,

$$h_1 - h_2 = AG - CG = CA = AB + BC \quad (13.15)$$

se puede calcular con aproximación,

$$AB = PB \operatorname{tg} \theta_1 \quad (13.16)$$

$$BC = PB \operatorname{tg} \theta_2 \quad (13.17)$$

$$h_1 - h_2 = \Delta h = PB(\operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \quad (13.18)$$

pero como:

$$h_1 = K_1 Q_1^2 \text{ y } h_2 = K_2 Q_2^2 \quad (13.19)$$

será:

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{dh_1}{dQ_1} = 2K_1 Q_1 \quad (13.20)$$

$$\operatorname{tg} \theta_2 = \frac{dh_2}{dQ_2} = 2K_2 Q_2 \quad (13.21)$$

con lo que:

$$\Delta H = PB(2K_1 Q + 2K_2 Q_2) \quad (13.22)$$

$$PB = \frac{\Delta h}{2 \sum K_i Q_i} \quad (13.23)$$

O sea, que el valor de la corrección que hay que introducir en los caudales supuestos es el coeficiente entre la diferencia de pérdida de carga ($\Delta h = h_1 - h_2$) y el doble de la suma de los productos de los caudales supuestos pueden calcularse de otro modo.

Sea: $Q = Q_0 + \Delta Q \quad (13.24)$

donde: Q = Caudal correcto
 Q_0 = Caudal supuesto
 ΔQ = Corrección

Y como

$$h = KQ^2$$

$$h = K(Q_0 + \Delta Q)^2$$

o sea,

$$h = K(Q_0^2 + 2Q_0 \Delta Q + \Delta Q^2) \quad (13.25)$$

Si comparado con Q , (caudal supuesto) , la corrección ΔQ es pequeña, se podrá prescindir de las potencias de ΔQ , por lo que:

$$h = K(Q_0^2 + 2Q_0 \Delta Q) \quad (13.26)$$

Recorriendo el circuito completo:

$$\sum h = 0 = \sum K_i Q_i^2 \quad (13.27)$$

Luego:

$$\sum K_i Q_{0i}^2 + 2 \sum K_i Q_{0i} \Delta Q = 0 \quad (13.28)$$

De donde:

$$\Delta Q = - \frac{\sum K_i Q_{0i}^2}{2 \sum K_i Q_{0i}} \quad (13.29)$$

Con lo que conocemos la corrección que hay que introducir al caudal supuesto para que nos de el correcto, es decir, este valor calculado, ΔQ ha de sumarse algebraicamente a los caudales presupuestos; y que, una vez modificados, serán objeto del mismo tratamiento y así sucesivamente hasta alcanzar el grado de aproximación deseado.

Si los valores hubieran sido los correctos, el número ($\sum K_i Q_{0i}^2$) que expresa las pérdidas de carga en el circuito sería cero, y lógicamente $\Delta Q = 0$.

14.1 FUGAS DE AGUA

Una de las principales causas de la escasez de agua en las grandes urbes del planeta son las pérdidas por fugas de agua potable que se presentan tanto en las tuberías de conducción desde la fuente de abastecimiento hasta el lugar de recepción, como en las tuberías de las redes de distribución incluyendo válvulas, bombas para agua, accesorios, etc., además de las fugas en las tomas domiciliarias y en sus instalaciones.

En general una pérdida de agua potable es la diferencia entre el agua producida y el agua facturada, que se entiende como el agua que se cobra a los usuarios mediante un recibo de pago en función de su consumo. Las causas de las pérdidas se pueden clasificar en técnicas y comerciales.

Las pérdidas técnicas son aquellas que como su nombre lo indica, se originan por problemas de carácter técnico, es decir, en problemas de ingeniería, diseño o desgaste de los sistemas de abastecimiento; como son:

- El autoconsumo que es el agua utilizada por las empresas encargadas del abastecimiento en el lavado de filtros de las plantas potabilizadoras y la limpieza de los tanques de almacenamiento.
- Las causas por submedición, es el agua consumida por los usuarios, que tienen un medidor y no puede ser facturada, ya sea porque el medidor no registra consumos de bajo caudal o porque el medidor a perdido precisión a través del tiempo o porque éste se traba con la presencia de sólidos suspendidos en el agua y deja de registrar el consumo.
- La tercera causa son las pérdidas por fugas, las cuales se pueden definir como el volumen de agua introducido en las tuberías de las redes de distribución que no llega a ser consumido por los usuarios, ya sea porque se filtra a la superficie desde los tanques de almacenamiento o directamente desde las redes de distribución.

Otra definición de fugas es la salida no controlada del agua por cualquiera de los elementos del sistema de distribución del agua potable.

Ante la imposibilidad de incrementar la oferta de agua potable, con la misma rapidez con la que crece la demanda, se ha puesto mayor atención a la recuperación del agua perdida por la existencia de fugas. Las fugas de agua potable que ocurre en los sistemas de distribución es un problema serio en el ámbito mundial por lo que se a observado que resulta conveniente implantar un programa de detección y control de fugas.

Las fugas de agua potable tiene reflejos sociales y económicos en la población, ya que se trata de agua captada, bombeada, tratada, almacenada y distribuida que se pierde debido a fallas en el sistema de abastecimiento.

En la actualidad, se requiere de una política de prioridades para el control de las fugas, contando con un plan de emergencia y control de fugas, para lograr que se reduzca a un mínimo el tiempo promedio que transcurre entre el seguimiento de una fuga y su eliminación, es decir, a través de acciones eficaces, se busca reducir el volumen de agua perdido en cada fuga y la existencia de la misma desde el punto de vista técnico y económico.

La diferencia entre un sistema de distribución que cuente con servicio de detección, localización y reparación de fugas eficaz y un sistema donde hay deficiencias de esos servicios, no radica en la cantidad de nuevas fugas que surgen a diario, sino en la duración de las mismas. Las pérdidas ocurren fundamentalmente por concepto de:

Fugas

- En conducciones y redes de distribución de agua potable
- En estaciones de bombeo
- En plantas potabilizadoras
- En tomas domiciliarias

Derrames

- En plantas potabilizadoras
- En tanques de almacenamiento de agua potable
- En cajas de regulación
- Cárcamos de bombeo
- Canales de conducción

Consumos en procesos excesivos

- Lavado de filtros de plantas potabilizadoras
- En las purgas de la conducción de las redes de distribución de agua potable
- Limpieza y desinfección de tanques
- En la reparación de redes y tuberías en general

Las pérdidas comerciales son las que impiden la recaudación plena de los ingresos calculados para la recuperación de los gastos ocasionados por la prestación del servicio.

Estas pérdidas se presentan por los siguientes motivos:

Consumos gratuitos

- Edificios públicos y usuarios privados. En edificios del gobierno es frecuente que el agua no se pague. Las tarifas de agua suelen estar subsidiadas, hay concesiones o exenciones para tales instituciones.
- Áreas verdes

Consumos clandestinos

- Por tomas clandestinas sin registro
- Por derivación en la conexión del medidor

Errores de micromedición

- Por desperfectos en medidores
- Por incompatibilidad de la capacidad del medidor con el consumo del usuario
- Por error o falta de control en la lectura

Errores de evaluación de consumos no medidos

- Cobertura de micro medición insuficiente
- Procedimientos inadecuados en la evaluación

Las fugas ocurren en: tanques de almacenamiento, tuberías de conducción y tuberías principales y secundarias, en las acometidas y tuberías de servicio y en el interior de las viviendas.

Tanques de almacenamiento de agua potable

El agua puede fugarse de los tanques por rupturas o derrames. Las rupturas pueden ser visibles o no visibles, en cualquier caso, cerrando la entrada y la salida y verificando que efectivamente las válvulas cierren herméticamente, se mide la altura que desciende el agua en determinado tiempo, la altura multiplicada por el área del tanque y por el tiempo dará el volumen perdido.

Las fugas por derrame del agua frecuentemente son de gran magnitud y corta duración, por lo que se debe tener mejor atención en la inspección y el mantenimiento de las válvulas de control de nivel en el tanque, sean flotadores o válvulas de altitud.

Tuberías de conducción y tuberías principales y secundarias de una red de agua potable

Éstas fugas se presentan como consecuencia de agrietamiento transversales y longitudinales y por aplastamiento. Las primeras se deben a esfuerzos y vibraciones producidas por cargas superficiales, las segundas se deben a fatigas de los materiales por defectos de fabricación o golpe de ariete y las terceras son resultado de una construcción defectuosa. Esto obliga a que se tenga una supervisión más estricta en las compactaciones durante la colocación de las tuberías, así como de los materiales que se utilizan para su fabricación; verificando que cumplan con las normas de calidad vigentes del país de origen.

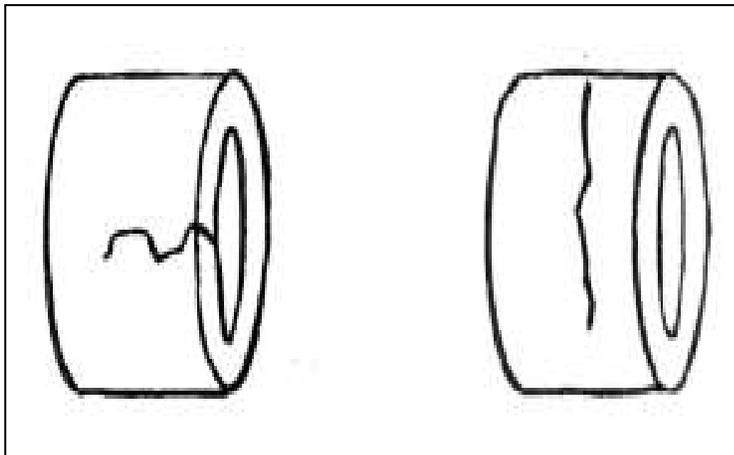


Figura 14.1 Agrietamiento longitudinal y transversal en tuberías.

A continuación se muestra una lista de los accesorios en donde se presentan con más frecuencia las fugas de agua en una red de abastecimiento.

Cuadro 14.1

Distribución y frecuencia de las fugas en una red de distribución de agua potable

Accesorios donde se presentan fugas	Frecuencia de fugas (%)
Válvulas	9.2
Uniones de plomo	36.6
Anillos	1.1
Tapones	1.0
Uniones simples	1.1
Tuberías partidas	13.6
Tuberías perforadas	12.3
Tuberías rajadas	2.3

- En las acometidas y tuberías de servicio
Éstas fugas se presentan en las uniones y el cuerpo del tubo y los daños son de menor importancia que los daños en tuberías de conducción o en tuberías de la red de agua potable, aunque si se presentan con mayor frecuencia.
- En el interior de las viviendas
Dentro de las viviendas las fugas mayores ocurren en los flotadores, por desgaste y mal funcionamiento del flotador, en válvulas por desgaste o falta de empaques y con mayor frecuencia por ruptura en las tuberías expuestas o empotradas en la construcción. Las causas más importantes que originan las fugas son:
 - Alta presión en las tuberías de conducción y distribución de la red de agua potable

La presión en un sistema de distribución tiene los siguientes efectos que deben ser considerados:

- Una fuga existente aumenta su magnitud con la presión
- El número de fugas con la presión
- El consumo aumenta con la presión. Cuando el uso del agua depende de una válvula que es operada por el usuario, por ejemplo, para bañarse se da un aumento en el consumo conforme es mayor la presión.

Corrosión

Sin duda alguna la corrosión es una de las causas principales de deterioro estructural de una tubería de agua potable. El acarreo de aguas corrosivas puede causar pequeñas perforaciones o desgaste en la tubería debilitándola. La corrosión de tuberías metálicas es una reacción electroquímica (reacción química y flujo de electrones entre el metal del tubo y su medio ambiente), en el cual la tubería pierde su componente ferroso quedando solo grafito.

Efectos del tráfico vehicular

Las tuberías viejas de entre 150 y 200 años que se encuentran bajo las superficies no diseñadas para recibir cargas impuestas por el tráfico pesado, son susceptibles de fracturarse y más aún aquellas con uniones rígidas o también pueden fracturarse si la profundidad y la compactación no son las adecuadas.

Movimiento del suelo

Es una causa frecuente de fugas, sobre todo en suelos arcillosos que sufren cambios de acuerdo con el contenido de humedad. Los sismos también afectan las tuberías ocasionando fugas de importancia.

Mala calidad de los materiales y accesorios

La mala calidad redundará en una vida útil más corta, en reparaciones defectuosas y frecuentes, que implican a su vez desperdicios de agua potable.

Mala calidad de la mano de obra

Esta implica trabajos defectuosos y de mayor duración en la ejecución, por ellos es importante el adiestramiento del personal en las técnicas de fontanería más adecuadas y dotarlo de los equipos y herramientas indispensables.

Golpe de ariete

El golpe de ariete es un fenómeno que se produce por cambios súbitos de energía cinética a energía de presión, ésta presión se transmite en toda la longitud de la tubería como onda cuya velocidad máxima es igual a la transmisión del sonido en el líquido (1500 m/s) que se conduce, en este caso el agua potable y se origina por cierres repentinos de las válvulas.

Éste efecto produce fallas por altas presiones que causan fracturas en las tuberías municipales y de servicio, así como desplazamientos en los bloques de anclaje. El personal debe ser adiestrado para abrir y cerrar las válvulas en el tiempo requerido para impedir la formación de ondas de sobrepresión.

Defectos dentro de los domicilios

Un alto porcentaje de las fugas que se presentan en las viviendas se debe a empaques defectuosos en las válvulas y flotadores defectuosos.

Edad de las tuberías

Las tuberías metálicas son particularmente susceptibles a la corrosión, dado que sus paredes y el agua interna o el suelo externo húmedo están en contacto, la corrosión producida con el tiempo ocasiona la reducción de la capacidad hidráulica, decoloración del agua y reducción del espesor de las paredes del tubo presentándose picaduras que dan origen. La corrosión extrema e interna aumenta con el tiempo y por consiguiente conforme más viejas sean las tuberías, mayor incidencia de fugas se presenta.

14.2 EVALUACIÓN DE LAS FUGAS DE AGUA POTABLE

Debido al acelerado crecimiento de la población, la demanda de agua potable se incrementa, continuamente, agotando las fuentes de abastecimiento cercanas, esto obliga a buscar fuentes más alejadas de los centros de la población, con el consecuente incremento en los costos de producción y distribución.

Del total de las fugas reportadas anualmente, 73% corresponde a tomas domiciliarias y 27% a la red principal. La ocurrencia de fugas en tomas domiciliarias es del 15%, con un gasto de fuga de 44 mililitros por segundo, lo cual representa el 26% de pérdidas respecto al total entregado a la red.

Del total de tomas con fuga, considerando el tipo de material de éstas, se reporta lo siguiente: 58% de poliducto, 26% de cobre y 16% de fierro galvanizado. De acuerdo al tipo de falla, 47% es rajadura, 15% perforación, 16% rotura, 13% piezas flojas y 9% corte. Por localización de la fuga, se reporta que: 74% ocurre en la tubería, 11% en la inserción, 4% en niples, 3% en codos, 6% en válvulas, 1% en tuerca unión y coples.

Asimismo, se ha estimado que las fugas en la red representan el 10% de pérdidas respecto al volumen (o gasto) total entregado al sistema. Se ha calculado que la pérdida total promedio por fugas en sistemas de distribución es de 38%, esto significa, que más de la tercera parte del agua que se entrega a la red y está lista para ser consumida se pierde debido a la existencia de fugas. Sin embargo, dicha pérdida se puede reducir sustancialmente, mediante la implantación de un programa de detección y control de fugas.

14.3 EVALUACIÓN DE PÉRDIDAS EN LA RED

El método de Distritos Hidrométricos permite identificar en sectores aislados de la red de distribución, índices de pérdidas globales, consumos reales, consumos específicos promedio, consumos horarios máximos y mínimos nocturnos, consumos horarios promedio y volúmenes totales de pérdidas; asimismo, utilizando los resultados de fugas en tomas domiciliarias, es posible estimar el volumen de pérdidas en la red para esos sectores e inferirlos al total de la red de distribución, aún cuando no se consideran representativos, sino más bien indicativos del problema, como son: volumen abastecido, volumen consumido y el volumen por fugas en tomas domiciliarias. Entendiendo que el gasto hidráulico es el volumen de agua que pasa por una superficie en la unidad de tiempo.

14.4 EVALUACIÓN DE FUGAS EN LA RED

La evaluación de fugas se realiza mediante una metodología probada en el país que permite estimar, con suficiente aproximación, la cantidad de agua perdida debido a fugas existentes en el sistema de distribución, así como también las variables físicas y de operación asociadas a dichas fugas, con la cual se determinan los efectos y las causas del problema.

Esta metodología consiste en calcular la medición de consumos en una muestra de Distritos Hidrométricos, estimando el volumen de fugas en las tuberías de la red, calculando la diferencia entre el volumen entregado y el consumido por los usuarios y menos las fugas en tomas.

Para llevar a cabo la estimación de fugas en la red, primero se seleccionan los sectores denominados Distritos Hidrométricos, de acuerdo con el siguiente criterio de muestreo:

- Se divide a la población en cuatro niveles socioeconómicos a saber: nivel alto, nivel medio, nivel bajo y nivel comercial, es decir, en cuatro sectores que presentan las características homogéneas respecto al consumo de agua.
- Cada uno de los niveles anteriores se subdivide en subzonas homogéneas, respecto a la ocurrencia anual de fugas en líneas principales y secundarias, según los rangos siguientes:

Cuadro 14.2

Frecuencia de fugas al año

Subzona	% de fugas
Subzona 1	0 a 10%
Subzona 2	11 a 20%
Subzona 3	21 a 30%
Subzona 4	31 a 40%
Subzona 5	41 a 50%

Los porcentajes se calculan dividiendo la cantidad de fugas ocurridas en la subzona, entre el número total de fugas registradas en un año en el nivel socioeconómico en cuestión. Esto es, un nivel socioeconómico puede quedar subdividido en uno, dos, tres, cuatro o cinco subzonas, dependiendo de la variabilidad en la ocurrencia de fugas que se observe.

Después de seleccionar los Distritos Hidrométricos, se verifica la ubicación y estado de las válvulas limítrofes de cada Distritos Hidrométricos, reportando a los responsables del mantenimiento cuáles deberán ser rehabilitadas.

Posteriormente, se verifica el aislamiento y se comprueba que en la red interna y en la externa al distrito se tengan buenas condiciones de presión para su abastecimiento, con el fin de no afectar el servicio de los usuarios. Asimismo, se confirma que la dirección del flujo sea hacia adentro del distrito, en el punto donde se instalará la estación de aforo, para medir el gasto abastecido.

Es recomendable que 48 horas antes de realizar la medición de consumo global, se cierre el Distritos Hidrométricos y sea abastecido en forma continua solo por el punto donde se haya instalado la estación de aforo para asegurar el suministro normal en el sector.

A continuación, se procede a medir el caudal de ingreso al Distritos Hidrométricos durante 24 horas (o medición global de consumos), de preferencia con tubo Pitot Simple, tomando lecturas instantáneas, directamente del manómetro “U” a intervalos de 15 minutos o bien, con registrador continuo de gasto.

Al mismo tiempo se determina el consumo doméstico promedio diario, a partir de lecturas y registro de volumen consumido semanalmente durante un mes por una muestra representativa de usuarios, en cuyos domicilios se instalan micromedidores previamente calibrados.

Después se realiza un censo de población, para obtener el número de habitantes en todos los domicilios comprendidos dentro del sector de estudio. Es necesario garantizar que la medición global de consumos en cada Distritos Hidrométricos, se lleve a cabo durante el mismo periodo en el que se realizan las lecturas de consumos con micromedidores. Con estos datos, el consumo doméstico promedio diario, dado en litros por habitantes por día, se obtiene sumando los volúmenes semanales consumidos durante el mes y dividiendo la suma entre el número total de días, de lectura en el mes y este resultado, entre el número total de habitantes.

Finalmente, se determinan los índices de consumo mínimo nocturno tomando como referencia el consumo horario promedio. Este consumo horario promedio es el resultado de dividir el volumen total abastecido, entre el periodo total de tiempo T en el que se realizó la medición. El índice de consumo mínimo nocturno se obtiene en porcentaje al dividir el consumo mínimo nocturno (CMN), a partir de las 0:00 y 5:00 horas del día, entre el consumo horario promedio.

Estos índices de consumo mínimo nocturno son indicadores de los niveles de pérdidas que existen en los Distritos Hidrométricos. En un área bien abastecida, normalmente los consumos domésticos entre las 0:00 y 5:00 horas, son aproximadamente cero. Sin embargo, cuando esto no ocurre, o sea, cuando los consumos después de las 0:00 horas continúan hasta llegar a un valor mínimo, se puede sospechar que hay una extracción irregular en la red.

El seguimiento del índice de consumo mínimo nocturno a través del tiempo puede ayudar a identificar la tendencia al aumento o reducción de las pérdidas de agua por fugas. En la práctica profesional, un valor de dicho índice superior al 20% puede representar un alto grado de fugas. Cuando se excede este porcentaje es conveniente realizar investigaciones más profundas sobre las causas de dichos niveles de fugas de agua.

14.5 ESTADÍSTICAS DE FUGAS DE AGUA

El proyecto de estadística de la ocurrencia de fugas de agua es parte implícita del proceso de control de fugas y está enfocado a la adquisición, análisis y divulgación de datos producidos durante las reparaciones, evaluaciones y reportes.

A continuación se presenta una breve descripción del tipo de estadística utilizada.

Consumo: se elaboran gráficas de datos del patrón de usuarios, del volumen promedio diario y mensual de agua utilizada por los usuarios, considerando periodos mensuales y anuales respectivamente, indicando los porcentajes medio y estimado, por tipo de consumidor y por clase socioeconómica (alta, media baja y comercial).

Frecuencias de ocurrencia de fugas de agua: Las estadísticas de ocurrencia de fugas, se pueden expresar como una frecuencia de ocurrencia o como porcentaje relativo al total de eventos registrados a través del tiempo y permite examinar las prácticas actuales de registro y tendencias del organismo operador en cuanto al control de fugas en un sistema de distribución. Un resumen de las principales estadísticas de ocurrencia de fugas se puede elaborar de los registros históricos de reparación de la manera siguiente:

- Fecha de reparación
- Tipo de falla (rotura, rajadura, perforación, etc.)
- Diámetro del tubo

- Profundidad de la zanja
- Tipo de suelo circulante
- Fecha de instalación ubicación geográfica

Tendencias de fugas: Con base en los registros históricos de fugas reparadas en la red y tomas domiciliarias, se pueden observar sus tendencias al elaborar y analizar las gráficas siguientes:

- Distribución geográfica de fugas, por intervalos de frecuencia.
- Índices de fugas por tipo de material de la tubería de la red o tomas domiciliarias, expresando como número de fugas al año, o bien, gasto total de agua perdida al año.
- Índice de fugas por tipo de elemento donde ocurrió la fuga (por ejemplo en tomas domiciliarias, en tuberías de la red de distribución, en válvulas, etc.) expresada en número de fugas (en el elemento)/km de tubería (o número total de elementos)/año.
- Porcentaje de fugas reportadas mensualmente al organismo operador, menos el porcentaje de fugas reparadas.

14.5.1 Control de usuarios

En una ciudad en promedio se consume el 71% de la producción total de agua en las casas habitación, el 12% en la industria, el 15% en el comercio y el 2% en el sector servicios.

14.5.2 Padrón de usuarios

El padrón de usuarios es el conjunto de acciones para disponer de un sistemático y actualizado registro de usuarios, que facilita la facturación de los servicios y el registro de fugas. Sirve como elemento de control y de información en la planeación y comercialización de los servicios de agua potable.

Debe estar actualizado y ordenado de tal manera que permita conocer: ubicación, clase socioeconómica, tipo de usuarios, datos y estado del micromedidor instalado y los consumos registrados periódicamente. La clasificación del tipo de usuarios de acuerdo al servicio proporcionado es:

- Doméstico
- Comercial
- Industrial
- Servicio público

Dentro de la clasificación, el tipo doméstico considera a los usuarios de clase baja, media y alta, el tipo comercial incluye a hoteles, restaurantes, cines, centros comerciales en general, en el tipo industrial se consideran las fabricas en general y con respecto al tipo de servicios públicos, se consideran las garzas que existen para abastecer a pipas, las tomas públicas para el servicio de jardines, áreas verdes, hospitales y oficinas de gobierno, así como las tomas especiales que se tienen para los grandes consumidores.

14.6 MICROMEDICIÓN

La micromedición es el conjunto de equipos, elementos y actividades destinados a obtener, analizar y divulgar los datos de los sistemas de distribución de agua potable. Tiene como objeto cuantificar periódicamente el consumo de agua de cada usuario con fines de facturación, de asegurar que los consumos sean racionales y para mantener un equilibrio adecuado entre la producción y la demanda de agua.

Esta acción puede influir en la reducción del consumo de agua domiciliario hasta en un 25% en áreas que no contaban con medición.

Algunas de las ventajas de instalar medidores son:

- Racionalización del uso de los recursos hídricos
- Optimización de los recursos disponibles en el sistema actual, es decir, se pueden postergar inversiones o incrementar la cobertura de agua potable.
- Posibilidad de ofrecer un servicio continuo, lo cual evita molestias a los usuarios y riesgos a la salud.
- Reducción de costos de operación.
- Apoyo a las acciones de control de fugas.
- Generación de información sobre el comportamiento de la demanda de las diferentes categorías y tipos de consumidores.

La micromedición puede resultar una acción cara desde la etapa de instalación hasta la de mantenimiento, por lo que conviene planear con mucho cuidado la administración de esta actividad.

Antes de instalar los medidores debe realizarse un análisis sobre el tipo y uso del predio y su probable consumo, de manera que se pueda dimensionar razonablemente la capacidad del medidor, pues existen dos riesgos.

1. Que se subdimensionen, es decir, que su capacidad sea inferior al consumo real del predio, con lo cual se obtendrán mediciones erróneas y su vida útil será menor por el desgaste acelerado de sus piezas.
2. Que se sobredimensionen, lo cual implica una inversión inicial mayor que la necesaria y registros de flujos mínimos con errores debido a su menor sensibilidad en su rango.

Una vez dimensionados los medidores, conviene decidir dónde se instalarán, para ello deben considerarse variables técnicas, financieras económicas y sociales, como las que se enumeran a continuación:

1. Tamaño de los sectores
2. Costos de instalación, mantenimiento, lectura y facturación
3. Equipo de transporte
4. Calidad del agua
5. Cantidad del agua
6. Consumos elevados
7. Costos de operación
8. Nivel de medición actual

Aunque lo ideal es medir en el 100% de las tomas domiciliarias, esto no siempre es posible debido al costo de la implantación de un sistema de micromedición.

Se puede definir entonces una estrategia para instalar micromedidores, existen tres tipos:

Medición selectiva: consiste en localizar a los grandes consumidores y empezar la medición con ellos, hasta alcanzar un radio definido para la población.

Medición sectorial: ocurre cuando se hace la medición de un predio con varios consumidores, prorrataando el consumo medido entre todos ellos. Para que esta opción sea justa deberá tratarse de que la población tenga hábitos de consumo semejantes, que se conozca la cantidad real de tomas, que se estime el porcentaje de pérdidas en la distribución y que se tomen en cuenta hidrantes y otras derivaciones.

Medición combinada: es una mezcla de los dos sistemas propuestos. Se aplica en zonas donde los consumos no son homogéneos. Por ejemplo en una zona abastecida por un solo tanque se puede poner un macromedidor a la salida del mismo, colocar micromedidores a los grandes consumidores y de la lectura del macromedidor, restar los grandes consumidores, las pérdidas y los volúmenes públicos y el resto del consumo prorratarlo entre los que no tienen medidor.

Los medidores de mayor capacidad ($7\text{m}^3/\text{h}$ o superior) deberán tener prioridad en el programa de mantenimiento preventivo y cada organismo operador debe establecer su propio programa de acuerdo a su capacidad de personal de campo y de su taller de medidores, existen programas de computo para establecer el periodo adecuado de mantenimiento a estos dispositivos.

14.6.1 Evaluación de submedición y sobremedición

La submedición y sobremedición se refieren a la cantidad de agua que se registra en los micromedidores. La evaluación de la sub y la sobremedición se realiza por verificación "in situ" de una muestra de micromedidores seleccionada aleatoriamente.

Verificación de micromedidor

Las pruebas se realizan midiendo un volumen en un recipiente calibrado y reportando las lecturas del aparato y del recipiente, con las que se calculan los volúmenes que pasan por dicho micromedidor en un cierto tiempo. Se debe realizar una prueba de medición de la concentración de aire que tiene la tubería de la toma domiciliaria, con un dispositivo accionado por válvulas de cierre eléctrico instantáneo, mismo que es previamente calibrado en el laboratorio.

La facilidad el acceso al lugar donde se instalan los micromedidores y las condiciones de su mantenimiento, influyen en forma decisiva en la toma de lecturas. La frecuencia recomendable es de una vez al mes, salvo los grandes consumos, que deben leerse cada 10 o 15 días.

En aquellos casos en que por avería del micromedidor o por imposibilidad de acceder al mismo, no pueden deducirse los consumos, éstos deben estimarse en el mayor rigor posible, suele emplearse un término medio ponderado tomando como base los consumos más homogéneos con los del periodo en cuestión, ya sea anteriores o posteriores, realizados en un determinado periodo de tiempo, o en el mismo de años anteriores.

14.6.2 Tipos de medidores

La medición es el conjunto de operaciones que permiten conocer el consumo real de un usuario. Y es imprescindible por:

- Conocimiento de las posibles pérdidas
- Eliminación de gastos innecesarios (derroche de agua)
- Justa aplicación de las cargas (quien consume paga)

Con estas consideraciones pueden fijarse como puntos de medición de caudales: en captación, en conducción, en entrada y salida de depósitos, en las redes de distribución y en los puntos de consumo.

Teniendo en cuenta los aspectos funcionales de estos elementos de medición, pueden establecerse una serie de condiciones exigibles a los medidores:

- Sencillez de funcionamiento
- Durabilidad
- Resistencia mecánica
- Resistencia a la corrosión
- Paso mínimo de los elementos sumergidos
- Fácil montaje y conservación
- Sensibilidad (medición con caudales pequeños)
- Exactitud en la medición
- Mínima pérdida de carga

Los medidores de agua pueden ser volumétricos o de velocidad.

- Medidores volumétricos

Los primeros medidores volumétricos fueron los de émbolo y los de disco, ambos de peso importante y de costo elevado. Actualmente se emplean los de pistón rotativo excéntrico, en éstos el pistón montado excéntricamente divide la cámara de dos partes: una en comunicación con la entrada y otra con la salida.

Cuando el medidor funciona, la entrada de agua empuja al pistón y lo hace girar, así la cámara en comunicación con la salida va disminuyendo de tamaño expulsando el agua, hasta llegar el volumen de esta cámara a cero. Entonces simultáneamente el orificio de entrada se presenta de nuevo ante la pared del pistón, se sigue girando y obligando al llenado de la cámara.

- Medidores de velocidad

Los medidores de velocidad utilizan como elemento de medición una turbina o hélice, que trabaja en la tubería a presión en donde el flujo del agua corre a una dirección axial a ellas. La medición se logra con base en la proporcionalidad existente entre el número de revoluciones de la turbina o hélice y la velocidad del agua que corre en la tubería, la velocidad de giro de la turbina o hélice es transmitida a un sistema de relojería o de pulsos eléctricos que la transforman directamente en información equivalente a volúmenes o registros gráficos.

Los otros sistemas normalmente utilizados son los de medición de vertedero, canal, o bien los basados en medición de la velocidad por propagación de sonido, o de tipo magnético.

No existe un modelo de contador que cubra las condiciones totales. Normalmente se presta atención por un lado a las condiciones de servicio, y por otro a las características de medición.

14.6.3 Características de los micromedidores

Los micromedidores deben cumplir mínimo con las siguientes condiciones:

- Que utilicen cámaras volumétricas de paredes móviles.
- Que aprovechen la acción de la velocidad del agua, sobre la rotación de un órgano móvil, ya sea de turbina, de uno o varios chorros o de hélice.
- De esfera húmeda o seca.
- Con transmisión del movimiento por un procedimiento mecánico o magnético.
- De diámetro comprendido entre 13 y 300 mm.

14.7 DETERMINACIÓN DE CONSUMOS

Es el conjunto de acciones a desarrollar por el organismo operador, para implantar un sistema de medición para la obtención, procesamiento, análisis y divulgación de los datos relativos al consumo de los usuarios del sistema de agua potable. Al establecer un sistema de medición se logra obtener continuidad y precisión en el volumen de agua entregado a los usuarios, disminuir el agua no contabilizada, incrementar el cobro y generar información útil en el control de fugas.

Los aparatos que se utilizan en la medición de consumos se llaman micromedidores domiciliarios, los cuales son ofrecidos por los fabricantes en diferentes capacidades (de 2 a 3 m³ de gasto nominal, para usuarios domésticos y hasta 7 m³ para comercios e industrias).

El proyecto de medición de consumos abarca los siguientes puntos:

- Selección de micromedidores domiciliarios. Es común seleccionar el aparato adecuado en función del consumo mensual estimado del usuario o bien de acuerdo al diámetro de la conexión.
- Instalación física de micromedidores. Se instala en lugares que permitan hacer lecturas fáciles y que se proteja con agentes externos (clima, accidentes, etc)

- Mantenimiento preventivo. Se prevé dar un mantenimiento a los micromedidores cuando se estima que el error en la precisión rebasa ciertos límites, en promedio el mantenimiento se debe proporcionar cada 4 o 5 años.
- Determinación de consumos y procesado de información. Los datos se integran a un sistema de cómputo con el fin de analizar, clasificar y evaluar la información.

14.8 CLASIFICACIÓN DE FUGAS DE AGUA

Las fugas se clasifican de la siguiente manera: fugas visibles y fugas no visibles; las primeras se presentan en tomas domiciliarias, medidores, válvulas, bombas, muebles sanitarios, mingitorios, lavabos, tarjas, tanques de almacenamiento, tinacos, aspersores, etc.; en las tuberías de conducción y distribución cuando afloran a la superficie.

Las no visibles se presentan en dos clases: las detectables y no detectables. Éstas últimas corresponden a fugas pequeñas cuya magnitud fluctúa desde un goteo hasta 0.025 L/s y pueden aparecer en el transcurso de varios años.

Las fugas se pueden clasificar también en tres categorías según su tamaño. La primera categoría contiene fugas pequeñas como las que se presentan en las juntas o uniones en tuberías principales o de servicio y prácticamente son goteos o exudaciones. Éstas no son detectables por las técnicas normales; algunas pueden ser visibles como goteos en una válvula, pero puede que no se reparen oportunamente.

En la segunda categoría se incluyen las fugas pequeñas que en conjunto contribuyen en un alto porcentaje al desperdicio total, pero que no son aparentes excepto cuando se lleva a cabo una inspección detallada y algunas veces el uso de técnicas sofisticadas, tales como medición y sondeo con equipos acústicos.

Dentro de la tercera categoría se engloba las fugas grandes que se evidencian por varios mecanismos tales como rupturas en el pavimento, aguas fluyendo visiblemente, ruido en las viviendas, baja presión y falta de agua.

La clasificación en base al caudal de las fugas se cataloga de la siguiente manera:

Cuadro 14.3

Clasificación de las fugas según su gasto

NOMINACIÓN	GASTO (L/s)
D	Goteo – 0.025
A	0.030 – 0.0320
B	0.380 – 1.260
C	Mayor de 1.260

La categoría D y parte de la A corresponden a la categoría 1, anteriormente descrita, la categoría B corresponde a la categoría 2 y la categoría C corresponde a la categoría 3.

14.9 METODOS DE DETECCIÓN DE FUGAS

El objetivo del programa de detección y supresión de fugas no visibles en una red de agua potable es disminuir las pérdidas de agua potable por fugas en las redes de distribución y rescatar del desperdicio caudales adicionales para ponerlos al servicio de la población. El agua que se recupera es la más barata puesto que ya se encuentra en las líneas de distribución y en comparación con lo que costaría traer los mismos volúmenes de fuentes externas.

A continuación se mencionan algunos métodos de detección de fugas, estos son: las técnicas de simple inspección y los métodos con equipos mecánicos y eléctricos. En las técnicas de simple inspección se encuentran la medición en sectores, también llamada de Distrito Hidrométrico, ésta consiste en separar sectores de la red de distribución donde se dan mediciones de volúmenes abastecidos y consumidos por los usuarios en cada sector, durante un día completo como mínimo.

Antes de iniciar la medición en el sector, debe verificarse la operatividad de las válvulas de seccionamiento; ésta actividad se efectúa para localizar posibles fallas que compliquen la operación de las válvulas. El procedimiento para la aplicación de esta técnica se resume en los siguientes pasos:

- Aislar el sector utilizando las válvulas de los cruces que limitan el distrito hidrométrico.
- El volumen que entra al distrito se debe medir durante 24 horas y cada diez minutos, para dibujar una gráfica donde se relaciona el gasto suministrado contra el tiempo.
- Con ayuda de la gráfica se calculan los consumos e índices siguientes:

1. Consumo Horario Promedio (m^3/h) dado que la relación consumo total de un día entre el periodo de tiempo de un día completo, la relación se indica con la siguiente expresión:

$$CHP = \frac{CT}{24horas} \quad (14.1)$$

2. Índice de Consumo Horario Máximo. Es la relación entre el Consumo Horario Máximo (m^3/h) y el Consumo Horario Promedio (m^3/h); cuando éste índice es mayor de 1.5 indica una gran variación en el consumo. La expresión para su cálculo es:

$$ICHM = \frac{CHM}{CHP} \quad (14.2)$$

3. Índice de Consumo Mínimo Nocturno, se obtiene con la relación Consumo Mínimo Nocturno (m^3/h) y el Consumo Horario Promedio (m^3/h). Si el índice se encuentra entre 0.2 y 1.5 indica la existencia de fugas y es necesario que se haga un estudio detallado de la zona mediante el uso de detectores electroacústicos; su cálculo se realiza con la expresión siguiente:

$$ICMN = \frac{CMN}{CHP} \quad (14.3)$$

4. Consumo Específico Promedio (L/s/km) se define, como el Consumo Horario Promedio en L/s por cada kilómetro de la tubería, en donde L es el tramo de la red en estudio dentro del Distrito Hidrométrico dado en kilómetros, la expresión es:

$$CEP = \frac{CHP}{3.6L} \quad (14.4)$$

En sectores con buen mantenimiento y bajo nivel de fugas, el valor de la relación Consumo Horario Máximo entre Consumo Mínimo Nocturno varía entre 12 y 15. al analizar la relación entre Consumo Específico Promedio y el Consumo “per capita” Promedio Diario, es posible observar la densidad de tomas domiciliarias en el Distrito Hidrométrico así como el patrón socioeconómico de los usuarios.

Si el área de estudio es residencial solamente y no se registraron irregularidades importantes en el abastecimiento, el índice de Consumo Mínimo Nocturno indica la intensidad de las fugas en el Distrito Hidrométrico; pero si existen grandes consumidores en el Distrito Hidrométrico, como son fábricas de hielo, embotelladoras y hoteles, también se calcula el índice de Consumo Nocturno Doméstico.

5. Índice de Consumo Nocturno Doméstico. Se define como la relación de las diferencias del Consumo Mínimo Nocturno menos el consumo mínimo nocturno de los grandes consumidores y la diferencia del Consumo Horario Promedio menos el consumo horario promedio de los grandes consumidores, la expresión siguiente permite su cálculo:

$$ICONOD = \left[\left(\frac{CMN - cmn}{CHP - chp} \right) \right] \times 100 \quad (14.5)$$

Éste Índice de Consumo Nocturno Doméstico, sirve para eliminar la influencia de los grandes consumidores en el Índice de Consumo Mínimo Nocturno, y considerar el primero como índice de fugas más fidedigno en este caso. Si se ha decidido investigar más a fondo el problema de fugas, se procede a hacer una subdivisión nocturna, que consiste en aislar segmentos de la red del Distrito Hidrométrico, que permite medir el consumo mínimo nocturno en cada uno de esos segmentos y ubicar así, con más precisión, los niveles de fugas.

6. El período nocturno se refiere al intervalo entre las 0:00 y 5:00 horas del día, y se le asigna “noche” como unidad de medida y es la relación entre el producto del porcentaje de entrega a los usuarios (E) por la sumatoria de los consumos nocturnos de los segmentos del Distrito Hidrométrico entre la longitud total de la red dentro del mismo, la expresión es:

$$CEL \left(\frac{ExCMN}{L} \right) \quad (14.6)$$

7. El porcentaje de entrega a los usuarios se calcula como la relación entre la diferencia de la suma de los Consumos Mínimos Nocturnos de los segmentos del Distrito Hidrométrico (m^3/noche) menos la pérdida por fuga (m^3/noche) estimada previamente y el Consumo Mínimo Nocturno, a continuación se da la expresión.

$$E = \frac{(CMN - p)}{CMN} \quad (14.7)$$

En redes donde no hay almacenamiento domiciliario, se puede tomar $E = 0.70$ para iniciar el estudio, ajustando este valor posteriormente, con la información obtenida.

8. El Consumo Específico Nocturno (m^3/noche) de cada segmento, se define como la relación entre el consumo nocturno del sector en estudio y la longitud del segmento se calcula con la expresión:

$$CEN = \frac{CN}{l} \quad (14.8)$$

Si en algún segmento, el consumo específico nocturno es mayor que el consumo específico límite nocturno, entonces hay un consumo alto en ese segmento, el cual puede deberse a que existe consumo industrial o fugas en la red y/o en las conexiones domiciliarias; entonces se procede a la localización de las fugas.

14.9.1 Detección de fugas por presión diferencial

La existencia y posición de una fuga puede determinarse midiendo la presión a lo largo del conducto que se está inspeccionando, para establecer con esos valores la línea de presiones. La existencia de una fuga se verifica cuando una línea de presión muestra una discontinuidad o cambio hacia ambos lados de la fuga. Para medir la presión en tuberías generalmente se utilizan los manómetros de resorte, o bien, de igual forma pueden utilizarse manómetros diferenciales con un líquido manométrico adecuado.

Dada la importancia de lograr una medición confiable de la presión en tomas domiciliarias para detectar fugas, es necesario considerar lo siguiente:

- La presión debe medirse en el punto más cercano a la línea principal de la red de distribución, el cual generalmente es en el cuadro donde se instala el medidor domiciliario.
- Debe verificarse que no haya flujo a través de la toma hacia adentro del domicilio, lo cual se puede lograr si se desconecta el medidor, para instalar el manómetro.
- En el caso de que existan presiones menores a 0.5 kg/cm^2 se recomienda el uso de un manómetro en "U" abierto, utilizando mercurio como líquido manométrico. Para presiones mayores se puede utilizar un manómetro de resorte con una escala adecuada ($0 - 4$ o $0 - 7 \text{ kg/cm}^2$). Si no se sabe el rango de presiones existente, primero se deberá utilizar el de mayor escala.
- Las mediciones de la presión se realizan en la toma seleccionada y en las adyacentes y en una de enfrente. Se debe realizar antes que dichas tomas estén conectadas a la misma línea, ya que podrían estar

conectadas a dos líneas diferentes en la misma calle. Dichas mediciones deberán hacerse en un período de tiempo no mayor a 30 minutos.

- Al medir la presión, se debe verificar que el punto de medición se encuentre a la misma altura en todas las tomas respecto a un plano de referencia, el cual puede ser al nivel de la acera; o bien, hacer el ajuste correspondiente al comparar las presiones medidas, registrando el desnivel entre ellas midiendo con un nivel de mano.
- El operador que realice las mediciones deberá ser uno solo en cada cuadrilla, para evitar que existan errores de apreciación en las lecturas, y utilizar un solo manómetro, revisando que no exista fuga en sus conexiones.
- Si la caída de presión en la toma inspeccionada es de 10% respecto a las adyacentes o mayor, entonces existe probabilidad de fuga.

14.9.2 Detección de fugas por sonido

La detección de fugas por sonido utiliza aparatos electrónicos equipados con audífonos o indicadores de frecuencia. El agua a presión que es forzada a salir a través de una fuga, produce una pérdida de energía alrededor del área del tubo y del suelo. Esta energía crea ondas de sonido que pueden ser captadas y amplificadas por transductores electrónicos o, en algunos casos por dispositivos mecánicos. Las ondas de sonido son evaluadas para determinar la localización exacta de la fuga. El operador entrenado conduce una inspección para escuchar y escuchar los sonidos sospechosos de la red de distribución. Después verifica las áreas con sonidos, para puntualizar las fugas.

Esto se debe a que al escapar el agua a presión genera vibraciones en el punto de escape y produce sonidos en un rango de frecuencia comprendido entre 350 y 2000 ciclos por segundo. Aunque el sonido de la fuga pueda mezclarse con los sonidos ambientales que se encuentran en el intervalo de hasta 350 ciclos por segundo, es posible diferenciarlos mediante un entrenamiento de una a dos semanas. Una fuga pequeña (orificio o grieta, presenta un sonido agudo de alta frecuencia, y una tubería rota o una junta mal instalada un sonido grave de poca intensidad y baja frecuencia). Para facilitar la audición del sonido conviene cerrar temporalmente el paso vehicular en la calle.

El sonido es una onda mecánica longitudinal que se propaga a través de un medio elástico, que puede ser sólido, líquido o gaseoso. La onda mecánica es una perturbación física en un medio elástico; por ejemplo cuando se deja caer una piedra en un estanque de agua, se origina una perturbación que se propaga en círculos concéntricos que al cabo del tiempo se extiende a todas las partes del estanque, éste ejemplo se refiere a una onda mecánica porque su existencia misma depende de una fuente y de un medio material.

Las ondas sonoras que pueden estimular al oído y al cerebro humano se encuentran en los límites aproximados de 20 a 20000 hertz (Hz). El hertz es la unidad del Sistema Internacional (SI) que corresponde a la frecuencia, el cual se define como un ciclo por segundo (1 Hz = 1 ciclo/seg) y las unidades en las que se expresa la frecuencia puede ser ondas/seg, oscilaciones/seg o ciclos/seg. En cambio los niveles de intensidad del sonido se miden en decibeles (dB), cuyo intervalo se encuentra en el umbral de audición (0 dB) y el umbral del dolor (120 dB).

Los sonidos emitidos por las fugas se encuentran clasificados en diferentes frecuencias; así por ejemplo el sonido producido por la vibración del orificio en la pared del tubo, se encuentra en el intervalo de 500 a 800 ciclos/seg, en cambio el sonido producido por el choque del agua de la fuga contra el suelo o el que se debe al agua que circula en la cavidad del suelo cerca de donde se encuentra la fuga, se ubica en el intervalo de 20 a 250 ciclos/seg. Para conocer éstas frecuencias se utilizan aparatos eléctricos equipados con indicadores de frecuencia como ya se menciono anteriormente.

Existen algunos factores que afectan el sonido de las fugas y estos son:

- Presión. Las presiones menores a un kg/cm^2 dificultan la localización de las fugas, ya que la onda sonora no se propaga con claridad a lo largo de la tubería.
- Tamaño y material del tubo. En las tuberías de fierro es más fácil la detección de fugas, debido a que este material conduce mejor el sonido, a diferencia del asbesto-cemento, PVC y concreto en donde el sonido es poco intenso, por lo que en este tipo de materiales la localización se hace sólo a distancias cercanas a la fuga.
- Tipo de suelo. La arcilla se ha caracterizado por no ser una buena conductora del sonido de la fuga; lo contrario ocurre cuando se tiene arena.
- Tipo de superficie. A continuación se mencionan los diferentes tipos de superficies ordenadas de mayor a menor conductividad del sonido:

1. Carpeta de concreto hidráulico. Éste tipo de carpeta es una de las que brindan mejores condiciones en la localización de fugas, la superficie es lisa y compacta, esto facilita la dirección de la fuga con mayor exactitud.
2. Carpeta de concreto asfáltico. Ésta superficie no es tan confiable por que la distribución de las partículas del asfalto dejan huecos, es decir, quedan partes porosas donde llegan a formarse pequeñas bolsas de aire, además es un material que sufre deformaciones por temperatura por lo que las detecciones son más complicadas.
3. Terracería. Presenta varias desventajas, el micrófono de piso no queda bien asentado en la superficie por la presencia de pequeñas piedras, y además por los desniveles del terreno que obligan a tener cuidado en colocar el micrófono en este tipo de carpeta.
4. Superficie con hierba o pasto. Es una superficie crítica, tiene las desventajas de la terracería, el terreno presenta diferentes tamaños de hierba y pasto, esto dificulta asentar bien el micrófono de piso lo cual es un riesgo para el equipo por la existencia de piedras cubiertas por la hierba.
 - Tipo de terreno. Dependiendo de la condición del suelo hay lugares en donde se presenta una mejor recepción del ruido que en otros, a continuación se indican algunos, en orden decreciente de conductividad del sonido:
 1. Terreno duro. En una arena compacta y en un terreno rocoso se transmite mejor el sonido, debido a que existe un mínimo de porosidad por lo que el sonido de fuga no se altera.
 2. Terreno fangoso. De barro o donde exista material tipo voleo, no tiene buena resonancia. En el caso del barro el terreno es agrietado por la temperatura, es expansivo, en estas condiciones el aire penetra por las grietas mezclándose el ruido de este con el ruido de la fuga dificultando su identificación con el micrófono de piso.
 3. Terreno con material tipo voleo. Existe el mayor porcentaje de bolsas de aire o respiraderos éstas se presentan por el mal acomodamiento de las rocas internas, ya que entre ellas existen grandes huecos, que en algunos

casos llegan a tener salida a la superficie. Las desventajas son críticas para poder hacer una buena detección de fugas en este tipo de terreno.

- Tipo de fuga. Las fugas pequeñas generan ruidos de alta frecuencia por lo que se consideran ruidos agudos, los graves son de baja frecuencia y los ocasionan las fugas grandes, como las que se presentan en tuberías rotas.
- Ruidos subterráneos de accesorios y piezas especiales. Generalmente las fugas se localizan donde el sonido es más intenso, pero bajo algunas condiciones esta afirmación cambia por ejemplo en: cambios de dirección del tubo, tubería doblada, codos, té, reducciones, etc., éstas condiciones amplifican el sonido que puede confundirse con el de una fuga de agua potable.
- Profundidad del terreno. El espesor de la capa del terreno que cubre la tubería hace variar la intensidad del sonido, por lo que se recomienda contar con planos actualizados de toda la red y algunos reportes para identificar estas condiciones y se pueda precisar más rápido el sitio de la fuga de agua potable.

14.10 EQUIPO DE LOCALIZACIÓN DE FUGAS

En ocasiones, no se cuenta con registro confiable de las redes de tuberías que suministran agua a algunas localidades, es por esto que se utiliza un equipo detector de tuberías.

Un equipo detector de fugas es un instrumento que permite mediante la amplificación del sonido, ubicar con precisión el lugar o elemento de la red o toma domiciliaria en donde existe un escape de agua. La moderna tecnología empleada en la localización de fugas de agua, permite disponer de equipos más precisos, con una mayor capacidad de análisis del espectro de frecuencia y filtros seleccionables, cubriendo distancias más largas y permitiendo la localización en materiales tradicionalmente complejos de analizar, como por ejemplo plásticos o tuberías de grandes diámetros.

Para la protección de fugas, se emplean equipos detectores que pueden ser mecánicos, electrónicos directos y electrónicos indirectos.

A) Equipos mecánicos

- Varillas acústicas

Una técnica sencilla y económica para determinar la existencia de fugas en tomas domiciliarias consiste en usar una varilla ya sea de metal o de madera la cual está provista en uno de sus extremos de un auricular. Con esta varilla se escucha directamente en el cuadro del medidor de la toma, previamente cerrada la llave de paso al interior del predio; si al cerrar dicha llave se continúa escuchando el paso del agua, es muy probable que esta tenga una fuga. De la misma manera es posible escuchar la red en los puntos donde esta es accesible como caja de válvulas. En este caso hay que tomar en cuenta que una válvula mal cerrada llega a provocar un sonido muy parecido al de una fuga y este sonido puede llegar escucharse en las tomas domiciliarias cercanas a la válvula. Puede utilizarse una simple varilla metálica o varillas de producción industrial; a estos modelos se les conoce como estetoscopios industriales o hidrófonos.

- Geófonos mecánicos

El geófono mecánico es un equipo compacto, robusto, simple y preciso, destinado a detectar las fugas invisibles, a través de mangueras a un auricular del mismo tipo que el utilizado en los estetoscopios médicos. En el interior de cada cilindro existen dos membranas finas de bronce, separadas por un anillo pesado de plomo, lo que forma una caja de resonancia. Cuando el cilindro se coloca en el suelo, capta las vibraciones emanadas de la fuga, lo que hace que vibre la membrana interior y la membrana superior. Esta vibración es transmitida luego al operador, a través de la propagación de las ondas sonoras a lo largo de las mangueras y el auricular. El geófono capta prácticamente todos los ruidos del medio, tales como pasos de personas que se aproximan, ruidos de vehículos, transformadores de corriente eléctrica, etc. quedando en el operador la tarea de distinguir de entre los ruidos que llegan a su oído aquel que es causado por la fuga. Debido a esta sensibilidad del equipo, este solo debe utilizarse en el periodo nocturno.

Los sensores del geófono deben ubicarse en el suelo, distantes uno del otro tanto como sea posible; luego se colocan los auriculares en los oídos, y en caso de no escuchar ruidos se pasa a otro punto de la tubería. Luego de escuchar un ruido característico de fuga, se deberá ir avanzando a lo largo de la tubería hasta que los ruidos alcancen la misma intensidad en los dos oídos, en este momento la fuga estará a media distancia entre los dos cilindros.

B) Equipos electrónicos de detección directa

Para la localización puntual de las fugas se cuenta con aparatos electrónicos, la mayor parte de ellos se basan en la amplificación y en el análisis de las vibraciones captadas en la superficie del suelo o en aparatos conectados directamente a la red.

Los equipos electrónicos de detección directa de fugas a diferencia de los equipos mecánicos, son instrumentos cuyo funcionamiento consiste en captar las vibraciones emanadas de una fuga, transformar esas vibraciones en impulsos electrónicos, ampliar la señal, separar la señal de las demás señales que interfieren y nuevamente transformar esa señal resultante en señales sonoras audibles para un operador. Cuando la señal captada generada por la fuga es la más alta posible determina el lugar exacto de la fuga.

- Micrófonos de piso

Los micrófonos de piso son amplificadores electrónicos cuyo principio es un captador electromagnético o electrostático colocado sobre una varilla o sobre un chasis en forma de campana. Dicho captador envía las señales de sonido a un módulo receptor que posee una banda de sonido de 50 a 10 000 Hz. A este módulo se conectan unos audífonos con los cuales es posible apreciar el sonido del agua circulando en la tubería y el sonido de las fugas.

En la pantalla de este módulo se puede observar la ganancia del sonido de la fuga, lo cual es también una ayuda para su localización. El módulo cuenta con controles de volumen, sensibilidad, ancho de banda y frecuencia, éstos parámetros deben ser modulados según las condiciones de campo, tales como tipo de recubrimiento y de relleno, ruido ambiental, tipo de tubería, etc.

El captador del micrófono de piso está conectado al amplificador mediante un cable flexible, el cual puede causar falsos contactos debido al mal trato que se le dé al equipo en campo, estos falsos contactos impiden la búsqueda de las fugas ya que producen ruidos parásitos importantes.

La búsqueda y la localización de las fugas de agua mediante estos parámetros se llevan a cabo revisando las tuberías mediante la escucha directa de la tubería ya sea en las tomas domiciliarias, válvulas de seccionamiento, etc. para lo cual cuenta con otro aditamento en forma de varilla la cual también se conecta al módulo y mediante la escucha en el suelo, sobre la trayectoria de la tubería a verificar, se procede a encontrar el ruido producido por una fuga y localizar el lugar en el que el sonido captado es máximo.

Para definir el punto máximo del ruido es necesario comparar varios valores de la intensidad del sonido captado tanto en los audífonos como en la pantalla del módulo, manteniendo la sensibilidad constante. Por esta razón es importante ajustar los botones de control de sensibilidad, de ancho de banda y de frecuencia al iniciar el rastreo.

C) Equipos electrónicos de detección indirecta

Estos equipos electrónicos se caracterizan por su propiedad de localizar fugas sin que los sensores de vibración se encuentren directamente sobre la misma. Su principio de funcionamiento consiste en captar señales vibratorias emanadas de fugas, en puntos de la tubería distantes de la fuga. Estas señales se propagan a lo largo de la tubería, en dirección opuesta a partir de la fuga, siendo captadas por sensores estratégicamente colocados en contacto con las tuberías o con accesorios de la misma.

Las señales captadas, así como la distancia del conducto entre los sensores alimentan un microprocesador que, en función de estos datos, da la localización exacta de la fuga.

- Correladores electrónicos

El método de correlación acústico también utiliza el ruido producido por la fuga. Sin embargo, este método es más eficaz que el uso de los micrófonos de piso, ya que se basa en medios técnicos diferentes.

El principio básico está relacionado con la propagación del ruido en la tubería, esta propagación se realiza a una velocidad igual a uno y a otro lado del punto de origen de la fuga. Mediante la toma del ruido de la fuga sobre la tubería misma y, mediante una comparación de los ruidos captados en dos puntos diferentes de esta tubería, es posible localizar una fuga, precisando la distancia a la cual se localiza. El equipo está compuesto de:

- Dos captadores acelerómetros, los cuales toman las vibraciones de la tubería generadas por la fuga.
- Dos amplificadores conectados a los acelerómetros.
- Dos conexiones entre los captadores y la unidad central, los cuales consisten en cables o unidades de radio en dos canales diferentes.
- Un dispositivo de filtración de las señales captadas, los cuales solo intervienen en caso de que exista un ruido externo.
- Un dispositivo de amplificación capaz de restablecer el nivel suficiente a las señales tras la filtración.
- El correlador, que es la unidad central.

El método general de detección usando el correlador es el siguiente:

Los acelerómetros se colocan en dos puntos de la red en distancias que pueden variar desde unos veinte metros hasta más de un kilómetro dependiendo del tramo que se pretenda revisar, del material y del diámetro de la tubería y de la presión existente. Los captadores se colocan directamente a la red en sitios como válvulas de seccionamiento, tomas domiciliarias, en el lomo del tubo (en caso de que se tenga acceso) etc.

Se recopilan los datos del tramo a inspeccionar, con los cuales se alimentará a la computadora para dar comienzo a la correlación, tales datos son la longitud, el diámetro y el tipo de material de la tubería. La precisión que se tenga de estos parámetros es importante, ya que con ellos se realiza el cálculo de la distancia a la que se encuentra la fuga, el sonido tiene una velocidad de propagación diferente en plástico que en el acero y en diámetros pequeños en comparación de los grandes.

Se recomienda que previamente a la medición, la longitud de la tubería se defina lo más preciso posible, así como su trayectoria, ya que de no ser así se pueden llegar a tener errores considerables en la localización de las fugas. Una vez conectado el equipo e introducido a la computadora los datos, esta analiza el tramo y después de unos 90 segundos se puede apreciar en la pantalla la gráfica de los sonidos existentes en el tramo analizado. La presencia de un pico indica una probable fuga. El correlador indica en la pantalla las distancias de los acelerómetros a este punto de sospecha el cual puede ser confirmado directamente alrededor del punto marcado.

Las ventajas del uso del correlador son las siguientes:

- El aparato puede ser usado en zonas ruidosas.
- Precisión en la ubicación de la fuga, aproximadamente un metro.
- En líneas de conducción se pueden tener rendimientos de más de 10 km por jornada.

Hay que tener en cuenta que con esta clase de aparatos no es posible conocer los gastos de fuga y que cerca de las líneas electrificadas se pueden tener errores debido a las interferencias.

D) Observaciones técnicas de los equipos para detectar fugas

Los equipos de detección de fugas se basan en que cuando el agua pasa a través de una turbulencia se provoca un ruido, cuyas causas pueden ser los cambios en el diámetro de la tubería, cambios abruptos de dirección, bombas, consumos y por supuesto fugas, las cuales pueden ser perforaciones, rajaduras, roturas por completo del tubo, juntas con fuga y válvulas con fuga.

La intensidad y la claridad del ruido de una fuga dependerán de la presión en la tubería, diámetro, material y espesor de la pared de la misma, tamaño del orificio de fuga, el tipo de recubrimiento y relleno del suelo y de la cantidad de agua que se fugue. Un orificio pequeño con una presión alta produce un ruido de mayor frecuencia, además el nivel del ruido se incrementa cerca de piezas especiales como válvulas, cruceros y conexiones T, ya que la obstrucción parcial incrementa la presión y crea turbulencia.

El ruido de fugas es transmitido a lo largo del tubo y del agua misma, así como del suelo que está alrededor. El ruido viaja mucho mejor a través de materiales duros, de esta manera se puede decir que el sonido viaja mejor en el metal que en el asbesto-cemento y mejor en éste último que en el plástico. El material del suelo no transmite tanto el sonido como las tuberías. Las arenas transmiten el sonido de una manera menos eficaz que los suelos bien compactados como una superficie pavimentada. Los ruidos del ambiente como pasos, tráfico vehicular, máquinas, etc., intervienen con la detección. Muchos de estos ruidos tienen frecuencias muy parecidas a las de una fuga. En ocasiones es conveniente trabajar en horarios nocturnos para eliminar esta clase de ruidos.

Es necesario seguir la metodología apropiada al usar los aparatos de detección acústica. Con la práctica se logra distinguir entre los diferentes sonidos, reconociendo ruidos externos e interferencias y de esta manera poder ser eliminados por el operador. También es esencial que los ruidos como los de las válvulas parcialmente cerradas estén hasta donde sea posible eliminarlos por una inspección del sitio antes de que tenga lugar una excavación.

14.11 PREVENCIÓN DE FUGAS

El agua es vida y por esta razón el usuario en general debe ser conciente y estar totalmente convencido de la importancia de tener presente el vital líquido, ya sea en los hogares, industrias o el campo, con la simple apertura de una llave o válvula, lo que obliga a racionalizar su uso. Los elementos de un sistema de distribución de agua potable se indican a continuación:

- Distribución que ésta conformada por las tuberías principales y secundarias.
- Medición realizada mediante medidores de flujo o de volumen.
- Almacenaje compuesto por cisternas, tanques y tinacos, etc.
- Extracción, ésta se realiza mediante el uso de bombas.

En general la prevención y control de las pérdidas por fuga en un sistema de distribución de agua potable, consiste en un proceso actualizado constantemente. La primera parte de este proceso que se debe considerar es la información inicial, que permite poner en práctica un programa de control de pérdidas por fuga de agua potable, esto hace posible la aplicación de la metodología correspondiente.

La información debe contener lo siguiente:

- Planos al detalle y vigentes de la red de distribución que contenga la ubicación y estado de válvulas, hidrantes, tanques de regulación, tuberías de conducción que alimentan a la población, además información de la presión en la red y de la topografía del sitio.
- Un padrón de usuarios actualizado que incluya el tipo de medidor, su estado y fecha de instalación.
- Datos estadísticos mensuales del consumo total de cada usuario.
- Datos estadísticos del volumen entregado a los habitantes del lugar.
- Planos del uso del suelo y división de estratos socioeconómicos.
- Detalles del programa de control de pérdidas que se realice en ese momento.

La segunda parte es la evaluación de la situación actual que permite realizar un análisis estadístico de fugas de agua potable, estableciendo los parámetros correspondientes a la tendencia de ocurrencia, índices, patrones de falla y reparación de fugas, a la determinación de sub y sobremedición de medidores domiciliarios y a la cuantificación de volúmenes de pérdidas totales física y comercial.

Primero se calcula el volumen total de fugas en tomas domiciliarias a partir de los muestreos en campo (inspección y aforo). De las mediciones de consumo realizadas en sectores aislados de la red, llamados distritos hidrométricos, se estima el volumen de fugas en la red, calculado como la diferencia entre el volumen entregado menos el volumen consumido por los usuarios y menos las fugas de tomas.

Las pérdidas por mala medición, se calculan mediante el error determinado en la verificación en campo, de la muestra de micromedidores. Finalmente la diferencia entre el volumen entregado a la red y la suma de las pérdidas anteriores, representa una estimación global de las pérdidas por una mala facturación en el sistema.

Es conveniente mencionar que las partes de la evaluación de pérdidas más significativas que influyen notablemente con los resultados que se obtienen, son la determinación del consumo doméstico real de los distritos hidrométricos, la verificación estadística de micromedidores y de muestreo de las tomas domiciliarias, por lo que, es necesario tener el mayor cuidado en la realización de ellas.

La tercera parte se refiere a la instalación y sustitución de micromedidores, para ellos se establece un programa de adquisición e instalación de micromedidores, que toman en cuenta la selección y el dimensionamiento de dichos aparatos, de acuerdo a los distintos consumidores. También se realiza un programa de mantenimiento preventivo que consiste en la sustitución periódica de las piezas, atendiendo a su variación de exactitud con el tiempo o bien, en la sustitución de los micromedidores que se hayan detectado imprecisos al realizar muestreos sistemáticos. Asimismo se implementa un programa de mantenimiento correctivo para reparación de los mismos.

Otro tipo de prevención de fugas se puede lograr con la implementación de programas de mantenimiento preventivo, es decir, revisando cada seis meses todos los accesorios y equipo de las instalaciones hidráulicas en redes de distribución y de las viviendas.

También se puede lograr habilitando las redes de distribución con válvulas reductoras de presión y válvulas de seccionamiento, esto ayudará a reducir las pérdidas por fugas de agua potable, generadas por el incremento de presión en las tuberías de las redes de distribución; usando accesorios de marcas que cumplan con las normas oficiales vigentes del país de origen; colocando válvulas ahorradoras de descarga en mingitorios, utilizando inodoros de bajo consumo, montando equipos sensores infrarrojos que permitan lograr ahorros significativos además de aumentar la comodidad e higiene para los usuarios, colocando restrictores de flujo en las regaderas, en las llaves de los lavabos, fregaderos, tarjas y lavaderos, y por último cambiando los hábitos de los usuarios.

Las fugas de agua potable son parte de los grandes problemas de la falta de un buen servicio a los usuarios y sin duda también de los problemas técnicos y económicos de una población, por el consumo de materiales de mala calidad, edad de las tuberías y del diseño de las redes; esto en el aspecto técnico y en el económico por falta de un padrón efectivo que permita el cobro del servicio a todos los usuarios en general mediante la facturación del gasto de cada uno de ellos, incluyendo a todas las instalaciones gubernamentales.

La detección de agua es cada vez mayor a causa del acelerado crecimiento de la población y de la presencia de fugas en las redes de distribución. Estas pérdidas se pueden reducir mediante la implementación de un programa de detección y control de fugas con el uso de equipos mecánicos y electrónicos que detectan las fugas no visibles, que son las de más interés del total de su clasificación. Las actividades de detección podrán disminuir en la medida que se tengan programas de mantenimiento efectivo.

Para disminuir el problema de las fugas es necesario implementar programas de mantenimiento preventivo en los accesorios de las tomas domiciliarias y redes de distribución; uso de materiales más resistentes y flexibles en las tuberías que absorban los asentamientos diferenciales debido a las extracciones de agua de las fuentes de abastecimiento, sismos y tránsito vehicular pesado.

CONCLUSIONES

El agua es el elemento más abundante de la Tierra y, a su vez, escasea en muchos lugares. Da la vida y, en ocasiones, la quita. No le concedemos valor y su falta paralizaría nuestra vida. No figura en las grandes cifras macroeconómicas sin embargo es el principal activo.

El agua cubre casi un 80% de la superficie de la Tierra. Aunque pareciera que es un recurso muy abundante, es importante destacar que menos del 1% de ella es agua dulce, es decir, apta para consumo humano y animal, con usos domésticos, agropecuarios, industriales y comerciales.

El agua dulce potable supone solamente el 0.008% del agua terrestre, lo que hace que en ocasiones su uso plantee complejos problemas. Existe un desajuste entre la demanda, en cantidad y en calidad, y las disponibilidades en un momento dado y en un lugar concreto.

Dicho desajuste origina la llamada “crisis del agua” la cual no es el resultado de condiciones naturales, climáticas, o de procesos que se encuentren enteramente fuera de la esfera de control humano. Por lo contrario, muchas de las expresiones que asume dicha “crisis”, son la falta de acceso a servicios esenciales de agua y saneamiento, la contaminación y degradación de fuentes de agua, las cuales son consecuencia de acciones humanas. En este sentido específico, puede decirse que la crisis del agua es en gran medida una construcción social, la crisis debe entenderse como un fenómeno a la vez social y natural.

Desgraciadamente es evidente el hecho de que nuestro país atraviesa dificultades, parte de esta problemática, se enfrenta con la construcción de la infraestructura hidráulica que permite satisfacer de agua a los diferentes sectores de la población: el agrícola, el industrial, el doméstico y de servicios y para la generación de energía eléctrica, entre otros, pero también es un hecho que tanto la disponibilidad como la calidad en la que se encuentra el agua que diariamente es utilizada en nuestros hogares, trabajos, escuelas, etcétera es totalmente desconocida por la población, esto debido a que no tenemos el acceso a datos que son totalmente confidenciales por parte de la Comisión Nacional del Agua y del Sistema de Aguas de la Ciudad de México los cuales son los organismos responsables de saber si esta agua ya potabilizada cumple con lo estipulado en la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud Ambiental, agua para uso y consumo humano límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización. Cabe recordar que no sólo es importante tener disponibilidad al agua sino también debe ser de buena calidad ya que con ello se evitan enfermedades que en ocasiones llevan a la muerte.

Mientras que en muchos lugares el agua limpia y fresca se da por hecho, en otros es un recurso escaso debido a la falta de agua o a la contaminación de sus fuentes. Aproximadamente 1.100 millones de personas, es decir, el 18 por ciento de la población mundial, no tienen acceso a fuentes seguras de agua potable, y más de 2.400 millones de personas carecen de saneamiento adecuado. En los países en desarrollo, más de 2.200 millones de personas, la mayoría de ellos niños, mueren cada año a causa de enfermedades asociadas con la

falta de acceso al agua potable, saneamiento inadecuado e insalubridad. Además, gran parte de las personas que viven en los países en desarrollo sufren de enfermedades causadas directa o indirectamente por el consumo de agua o alimentos contaminados o por organismos portadores de enfermedades que se reproducen en el agua. Con el suministro adecuado de agua potable y de saneamiento, la incidencia de contraer algunas enfermedades y consiguiente muerte podrían reducirse hasta en un 75 por ciento. La carencia de agua potable se debe tanto a la falta de inversiones en sistemas de agua como a su mantenimiento inadecuado. Cerca del 50 por ciento del agua en los sistemas de suministro de agua potable en los países en desarrollo se pierde por fugas, conexiones ilegales y vandalismo. En algunos países, el agua potable es altamente subsidiada para aquellos conectados al sistema, generalmente personas en una mejor situación económica, mientras que la gente pobre que no está conectada al sistema depende de vendedores privados costosos o de fuentes inseguras.

Es evidente que una gran proporción de los riesgos y amenazas a la salud humana están relacionados con el agua, por lo que manejo de las aguas residuales, la contaminación de las fuentes de agua y la provisión de servicios básicos de saneamiento siguen constituyendo uno de los desafíos más importantes.

Uno de los aspectos de suma importancia es la escasez debido a que se espera que la situación actual se agrave si las predicciones en cuanto a los patrones de migración y crecimiento poblacional se cumplen y es que no es suficiente con la cobertura de las demandas actuales sino que es necesario preservar las fuentes de agua para las generaciones futuras, según las estadísticas el consumo global de agua se ha estado duplicando cada 20 años a un ritmo de más del doble que la tasa de crecimiento poblacional. Si persistieran las actuales tendencias algunas estimaciones sugieren que para el 2025 la demanda de agua podría incrementarse en más del 50% y es que ante una situación de escasez del agua la amenaza se cierne sobre tres aspectos fundamentales del bienestar humano: la producción de alimentos, la salud y la estabilidad política y social. Es por esto que, la gestión del recurso deberá tender a evitar situaciones conflictivas debidas a escasez, sobreexplotación y contaminación, mediante medidas preventivas que procuren un uso racional y de conservación.

Este problema que se nos presenta en la actualidad es un tema que cada día ocupa más la atención de científicos, técnicos, políticos y en general, de muchos de los habitantes del planeta, ejemplo de ello es el Foro Mundial del Agua celebrado en la ciudad de México en marzo del 2006.

Para frenar, remediar y evitar tantos daños se precisa de acciones integrales, pertinentes y viables que requieran de una participación conjunta de toda la humanidad.

A. NORMATIVIDAD

Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud Ambiental, agua para uso y consumo humano-límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN
3. REFERENCIAS
4. DEFINICIONES
5. LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD DE AGUA
6. TRATAMIENTO PARA LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA
7. BIBLIOGRAFÍA
8. OBSERVACIONES DE LA NORMA

AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO – LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACIÓN.

0 INTRODUCCIÓN

El abastecimiento de agua para uso y consumo humano con calidad adecuada es fundamental para prevenir y evitar la transmisión de enfermedades gastrointestinales y otras, para lo cual se requiere establecer límites permisibles en cuanto a sus características biológicas, físicas, organolépticas, químicas y elementos radiactivos.

Con el fin de asegurar y preservar la calidad del agua en los sistemas, hasta la entrega al consumidor, se debe someter a tratamientos de potabilización.

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites permisibles de calidad y los tratamientos de potabilización del agua para uso y consumo humano, que deben cumplir los sistemas de abastecimiento públicos y privados o cualquier persona física o moral que la distribuya, en todo el territorio nacional.

2 REFERENCIAS

NOM-008-SCF1-1993 “Sistema General de Unidades de Medida”

3 DEFINICIONES

- 3.1 Ablandamiento. Proceso de remoción de los iones calcio y magnesio, principales causantes de la dureza del agua.
- 3.2 Adsorción. Remoción de iones y moléculas de una solución que presenta afinidad a un medio sólido adecuado, de forma tal que son separadas de la solución.
- 3.3 Agua para uso y consumo humano. Aquélla que no contiene contaminantes objetables, ya sean químicos o agentes infecciosos y que no causan efectos nocivos al ser humano.

- 3.4 Características bacteriológicas. Son aquéllas debidas a microorganismos nocivos a la salud humana. Para efectos de control sanitario se determina el contenido de indicadores generales de contaminación microbiológica, específicamente organismos coliformes totales y organismos coliformes fecales.
- 3.5 Características físicas y organolépticas. Son aquéllas que se detectan sensorialmente. Para efectos de evaluación, el sabor y olor se ponderan por medio de los sentidos y el color y la turbiedad se determinan por medio de métodos analíticos de laboratorio.
- 3.6 Características químicas. Son aquéllas debidas a elementos o compuestos químicos, que como resultado de investigación científica se ha comprobado que pueden causar efectos nocivos a la salud humana.
- 3.7 Características radiactivas. Son aquéllas resultantes de la presencia de elementos radiactivos.
- 3.8 Coagulación química. Adición de compuestos químicos al agua, para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o filtración.
- 3.9 Contingencia. Situación de cambio imprevisto en las características del agua por contaminación externa y que pongan en riesgo la salud humana.
- 3.10 Desinfección. Destrucción de organismos patógenos por medio de la aplicación de productos químicos o procesos físicos.
- 3.11 Filtración. Remoción de partículas suspendidas en el agua, haciéndola fluir a través de un medio filtrante de porosidad adecuada.
- 3.12 Floculación. Aglomeración de partículas desestabilizadas en el proceso de coagulación química, a través de medios mecánicos o hidráulicos.
- 3.13 Intercambio iónico. Proceso de remoción de aniones o cationes específicos disueltos en el agua, a través de su reemplazo por aniones o cationes provenientes de un medio de intercambio, natural o sintético, con el que se pone en contacto.
- 3.14 Límite permisible. Concentración o contenido máximo o intervalo de valores de un componente, que garantiza que el agua será agradable a los sentidos y no causará efectos nocivos a la salud del consumidor.
- 3.15 Neutralización. Ajuste del pH, mediante la adición de agentes químicos básicos o ácidos al agua en su caso, con la finalidad de evitar incrustaciones o corrosión de materiales que pueden afectar su calidad.
- 3.16 Osmosis inversa. Proceso esencialmente físico para remoción de iones y moléculas disueltas en el agua, el cual por medio de altas presiones fuerza el paso de ellas a través de una membrana semipermeable de porosidad específica, reteniendo los iones y moléculas de mayor tamaño.
- 3.17 Oxidación. Introducción de oxígeno en la molécula de ciertos compuestos para formar óxidos.
- 3.18 Potabilización. Conjunto de operaciones y procesos, físicos y/o químicos que se aplican al agua a fin de mejorar su estado y hacerla apta para uso y consumo humano.
- 3.19 Precipitación. Proceso físico que consiste en la separación de las partículas suspendidas sedimentables del agua, por efecto gravitacional.
- 3.20 Sistema de abastecimiento. Conjunto intercomunicado o intercomunicado de fuentes, obras de captación, plantas cloradoras, plantas potabilizadoras, tanques de almacenamiento y regulación, cárcamos de bombeo, líneas de conducción y red de distribución.

4 LÍMITES PERMISIBLES DE CALIDAD DE AGUA

4.1 Límites permisibles de características bacteriológicas.

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

TABLA 1

CARACTERÍSTICA	LÍMITE PERMISIBLE
Organismos coliformes totales	2 NMP/ 100 ml 2 UFC/100 ml
Organismos coliformes fecales	No detectable NMP/100 ml Cero UFC/100 ml

Los resultados de los exámenes bacteriológicos se deben reportar en unidades de NMP/100 ml (número más probable por 100 ml), si se utiliza la técnica del número probable o UFC/100 ml (unidades formadoras por colonias por 100 ml), si se utiliza la técnica de filtración por membrana.

4.2 Límites permisibles de características físicas y organolépticas.

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

TABLA 2

CARACTERÍSTICA	LÍMITE PERMISIBLE
Color	15 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.

4.3 Límites permisibles de características químicas.

El contenido de constituyentes químicos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 3. Los límites se expresan en mg/l, excepto cuando se indique otra unidad.

TABLA 3

CARACTERÍSTICA	LÍMITE PERMISIBLE
Aluminio	0.20
Arsénico	0.05
Bario	0.70
Cadmio	0.005
Cianuros (como CN ⁻)	0.07
Cloro residual libre	0.5-1.00 (después de un tiempo de contacto mínimo de 30 min)
Cloruros (como Cl ⁻)	250.00
Cobre	2.00
Cromo total	0.05
Dureza total (como CaCO ₃)	500.00
Fenoles o compuestos fenólicos	0.001
Fierro	0.30
Fluoruros (como F ⁻)	1.50
Fosfatos (como PO ₄ ⁼)	0.10
Manganeso	0.10
CARACTERÍSTICA	LÍMITE PERMISIBLE
Mercurio	0.001
Nitratos (como N)	10.00
Nitritos (como N)	0.05
Nitrógeno amoniacal (como N)	0.50
Oxígeno consumido en medio ácido	3.00
pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH	6.5-8.5
Plaguicidas en microorganismos/Aldrín y Dieldrín (combinados o separados)	0.03
Clordano (total de isómeros)	0.30
DDT (total de isómeros)	1.00
Gamma-HCH (lindano)	2.00
Hexaclorobenceno	0.01
Heptacloro y epóxido de heptacloro	0.03
Metoxicloro	20.00
2,4-D	50.00
Plomo	0.025
Sodio	200.00
Sólidos disueltos totales	1000.00
Sulfatos (como SO ₄ ⁼)	400.00
Sustancias activas al azul de metileno	0.50
Trihalometanos totales	0.20
Zinc	5.00

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

4.4 Límites permisibles de características radiactivas.

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

TABLA 4

CARACTERISTICA	LÍMITE PERMISIBLE
Radiactividad alfa global	0.1
Radiactividad beta global	1.0

5 TRATAMIENTOS PARA LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA

La potabilización del agua proviene de una fuente en particular, debe fundamentarse en estudios de calidad y pruebas de tratabilidad a nivel de laboratorio para asegurar su efectividad.

Se deben aplicar los tratamientos específicos siguientes a los que resulten de las pruebas de tratabilidad cuando los contaminantes biológicos, las características físicas y los contribuyentes químicos del agua enlistados a continuación, excedan los límites permisibles establecidos en el apartado 4.

5.1 Contaminación biológica.

5.1.1 Bacterias, helmintos, protozoarios y virus. Desinfección con cloro, compuestos de cloro, ozono o luz ultravioleta.

5.2 Características físicas y organolépticas.

5.2.1 Color, olor, sabor y turbiedad. Coagulación-floculación, precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos, adsorción con carbón activado u oxidación.

5.3 Contribuyentes químicos.

5.3.1 Arsénico. Coagulación-floculación-precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos, intercambio iónico y ósmosis inversa.

5.3.2 Aluminio, bario, cadmio, cianuros, cobre, cromo total y plomo. Intercambio iónico, ósmosis inversa o adsorción con carbón activado.

5.3.3 Cloruros. Intercambio iónico, ósmosis inversa o evaporación.

5.3.4 Dureza. Ablandamiento químico o intercambio iónico.

5.3.5 fenoles o compuestos fenólicos. Adsorción con carbón activado u oxidación con ozono.

5.3.6 Hierro y/o manganeso. Oxidación-filtración, intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.7 Fluoruros. Adsorción con carbón activado, ósmosis inversa o coagulación química.

5.3.8 Materia orgánica. Oxidación-filtración o adsorción con carbón activado.

5.3.9 Nitratos y nitritos. Intercambio iónico o coagulación-floculación-precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos.

5.3.10 pH (potencial de hidrógeno). Neutralización.

5.3.11 Plaguicidas. Adsorción con carbón activado granular.

5.3.12 Trihalometanos. Preozonización y adsorción con carbón activado granular.

5.3.13 Sulfatos. Intercambio iónico y ósmosis inversa.

5.3.14 En el caso de contingencia, resultado de la presencia de sustancias contempladas o no contempladas en el apartado 4, se deben coordinar con la autoridad sanitaria competente, las autoridades locales, la Comisión Nacional del Agua, los responsables del abastecimiento y los particulares, instituciones públicas o empresas privadas involucrados en la contingencia, para determinar las acciones que se deben realizar con relación al abastecimiento de agua a la población.

6 BIBLIOGRAFÍA

- 6.1 NOM-Z-13 “Guía para la Redacción, Estructuración y Presentación de las Normas Oficiales Mexicanas”.
- 6.2 Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios, Diario Oficial de la Federación. Enero de 1988.
- 6.3 Desinfección del Agua. Oscar Cáceres López. Lima, Perú. Ministerio de Salud. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1990.
- 6.4 Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 1. Recomendaciones. Organización Panamericana de la Salud. 1985.
- 6.5 Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 2. Criterios relativos a la salud y otra información de base. Organización Panamericana de la Salud. 1987.
- 6.6 Ingeniería Sanitaria Aplicada a la Salud Pública. Francisco Unda Opazo. UTEHA 1969.
- 6.7 Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales. Purificación del Agua y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales. Gordon M. Fair, John C. Geyer, Daniel A. Okun, Limusa Wiley. 1971.
- 6.8 Instructivo para la Vigilancia y Certificación de la Calidad Sanitaria del Agua para Consumo Humano. Comisión Interna de Salud Ambiental y Ocupación. Secretaría de Salud, 1987.
- 6.9 Integrated Design of Water Treatment Facilities. Susumu Kawamura. John Willey and Sons, Inc. 1991.
- 6.10 Normas Técnicas para el Proyecto de Plantas Potabilizadoras. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 1979.
- 6.11 Revision of the WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. IPS International Programme on Chemical Safety. United Nations Environment Programme. International Labour Organization. World Health Organization. 1991.
- 6.12 WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. Volume 1. Recommendations. World Health Organization. 1992.
- 6.13 WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. Volume 2. Health Criteria and Other Supporting Information. Chapter 1: Microbiological Aspects. United Nations Environment Programme. International Labour Organization. World Health Organization. 1992.

7 ORSERVANCIA DE LA NORAMA

- 7.1 Esta Norma Oficial Mexicana es de observancia obligatoria en todo el territorio nacional para los organismos operadores de los sistemas de abastecimientos públicos y privados o cualquier persona física o moral que distribuya agua para uso y consumo humano.
- 7.2 La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Salud y a los gobiernos de las entidades federativas en coordinación con la Comisión Nacional del Agua, en sus respectivos ámbitos de competencia.

OTRAS NORMAS

- NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-012-SSA1-1993, “REQUISITOS SANITARIOS QUE DEBEN CUMPLIR LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO PUBLICOS Y PRIVADOS”
- NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-014-SSA1-1993, “PROCEDIMIENTOS SANITARIOS PARA EL MUESTREO DE AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA, PUBLICOS Y PRIVADOS”
- NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-179-SSA1-1998, “VIGILANCIA Y EVALUACIÓN DEL CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO, DISTRIBUIDA POR SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO PÚBLICOS”

B. PROPIEDADES FÍSICAS DEL AGUA A 1 ATMÓSFERA

Temperatura °C	Densidad ρ kg/m ³	Peso específico γ kN/m ³	Viscosidad dinámica $\mu \cdot 10^3$ Pa.s	Viscosidad cinemática $\nu \cdot 10^6$ m ² /s
0	999,842	9,805	1,787	1,787
3,98	1000,00	9,807	1,567	1,567
5	999,967	9,807	1,519	1,519
10	999,703	9,804	1,307	1,307
12	999,500	9,802	1,235	1,236
15	999,103	9,798	1,139	1,140
17	998,778	9,795	1,081	1,082
18	998,599	9,793	1,053	1,054
19	998,408	9,791	1,027	1,029
20	998,207	9,789	1,002	1,004
21	997,996	9,787	0,998	1,000
22	997,774	9,785	0,955	0,957
23	997,542	9,783	0,932	0,934
24	997,300	9,781	0,911	0,913
25	997,048	9,778	0,890	0,893
26	996,787	9,775	0,870	0,873
27	996,516	9,773	0,851	0,854
28	996,236	9,770	0,833	0,836
29	995,948	9,767	0,815	0,818
30	995,650	9,764	0,798	0,801
35	994,035	9,749	0,719	0,723
40	992,219	9,731	0,653	0,658
45	990,216	9,711	0,596	0,602
50	988,039	9,690	0,547	0,554
60	983,202	9,642	0,466	0,474
70	977,773	9,589	0,404	0,413
80	971,801	9,530	0,355	0,365
90	965,323	9,467	0,315	0,326
100	958,366	9,399	0,282	0,294

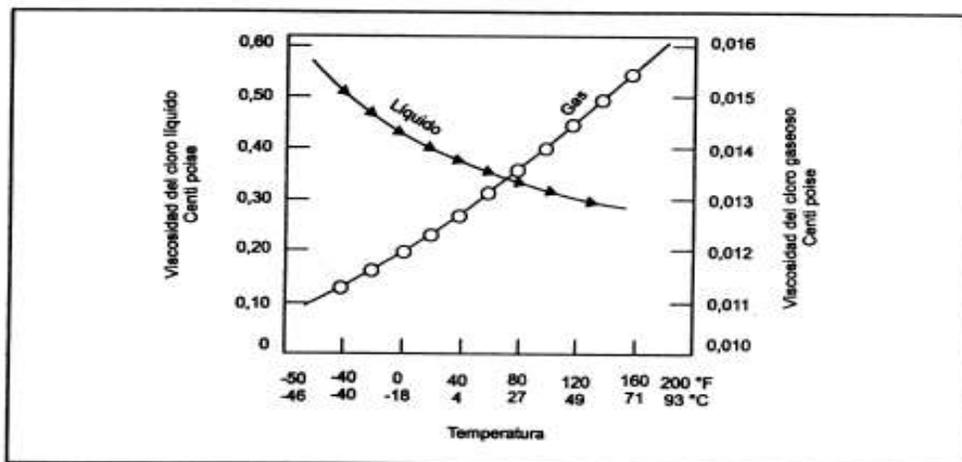
C. PROPIEDADES FÍSICAS DEL AGUA

Temperatura °C	Peso específico γ kN/m ³	Densidad ρ kg/m ³	(1) Módulo de elasticidad E/106 kN/m ²	Viscosidad dinámica $\mu \times 10^3$ N. s/m ²	Viscosidad cinemática $\nu \times 10^6$ m ² /s	(2) Tensión superficial σ_s N/m	Presión de vapor pv, kN/m ²
0	9,805	999,8	1,98	1,781	1,785	0,0765	0,61
5	9,804	1000,0	2,05	1,518	1,519	0,0749	0,87
10	9,804	999,7	2,10	1,307	1,306	0,0742	1,23
15	9,798	999,1	2,15	1,139	1,139	0,0735	1,70
20	9,789	998,2	2,17	1,002	1,003	0,0728	2,34
25	9,777	997,0	2,22	0,890	0,893	0,0720	3,17
30	9,764	995,7	2,25	0,798	0,800	0,0712	4,24
40	9,730	992,2	2,28	0,653	0,658	0,0696	7,38
50	9,689	988,0	2,29	0,547	0,553	0,0679	12,33
60	9,642	983,2	2,28	0,466	0,474	0,0662	19,92
70	9,589	977,8	2,25	0,404	0,413	0,0644	31,16
80	9,530	971,8	2,20	0,354	0,364	0,0626	47,34
90	9,466	965,3	2,14	0,315	0,326	0,0608	70,10
100	9,399	958,4	2,07	0,282	0,294	0,0589	101,33

(1) A presión atmosférica

(2) En contacto con aire

D. VISCOSIDAD DEL CLORO LÍQUIDO Y GASEOSO



Temperatura		Viscosidad en Centi poise	
°F	°C	Líquido	Gas
-40	-40	0,51	0,0113
-20	-29	0,47	0,0116
0	-18	0,435	0,0120
20	-7	0,405	0,0123
40	4	0,38	0,0127
60	16	0,355	0,0131
80	27	0,335	0,0135
100	38	0,32	0,0140
120	49	0,305	0,0144
140	60	—	0,0149
160	71	—	0,0154

E. PRESIÓN DE VAPOR DEL CLORO LIQUIDO

°C	°F	kPa	psi
-20	-4	74	10
0	32	273	39
20	68	582	83
40	104	1.045	149
60	140	1.705	243

F. DENSIDAD DEL CLORO LÍQUIDO

°C	°F	lb/plie ³	kg/m ³
-34	-29,29	97,57	1564
-23	-10	95,77	1535
-18	0	94,80	1520
-7	20	92,85	1489
4	40	90,85	1457
16	60	88,79	1424
27	80	86,64	1389
38	100	84,25	1351
49	120	82,09	1316
60	140	79,65	1277
71	160	77,06	1235

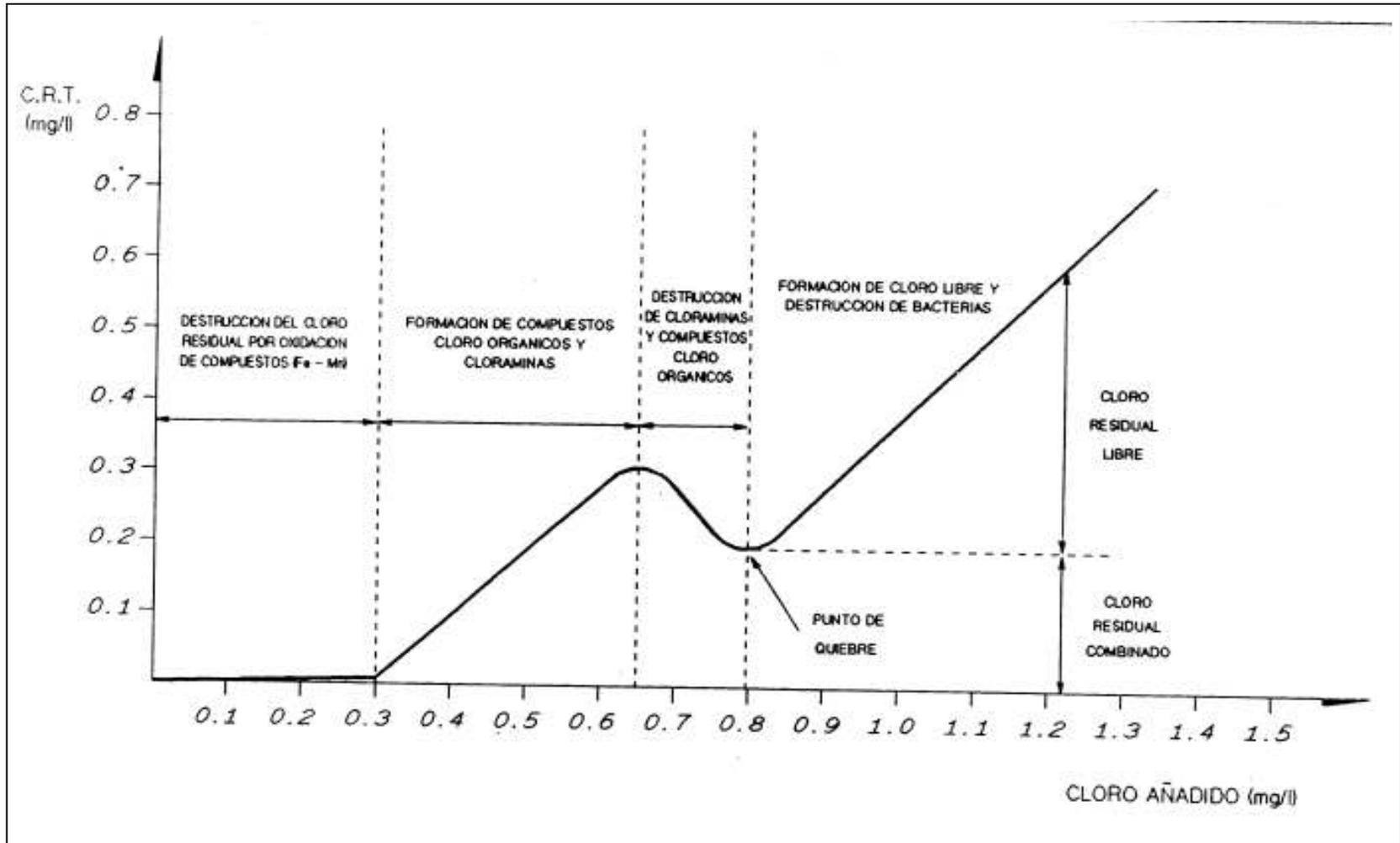
G. PORCENTAJE DE CLORO LÍQUIDO EN EL CILINDRO CARGADO HASTA SU LÍMITE AUTORIZADO

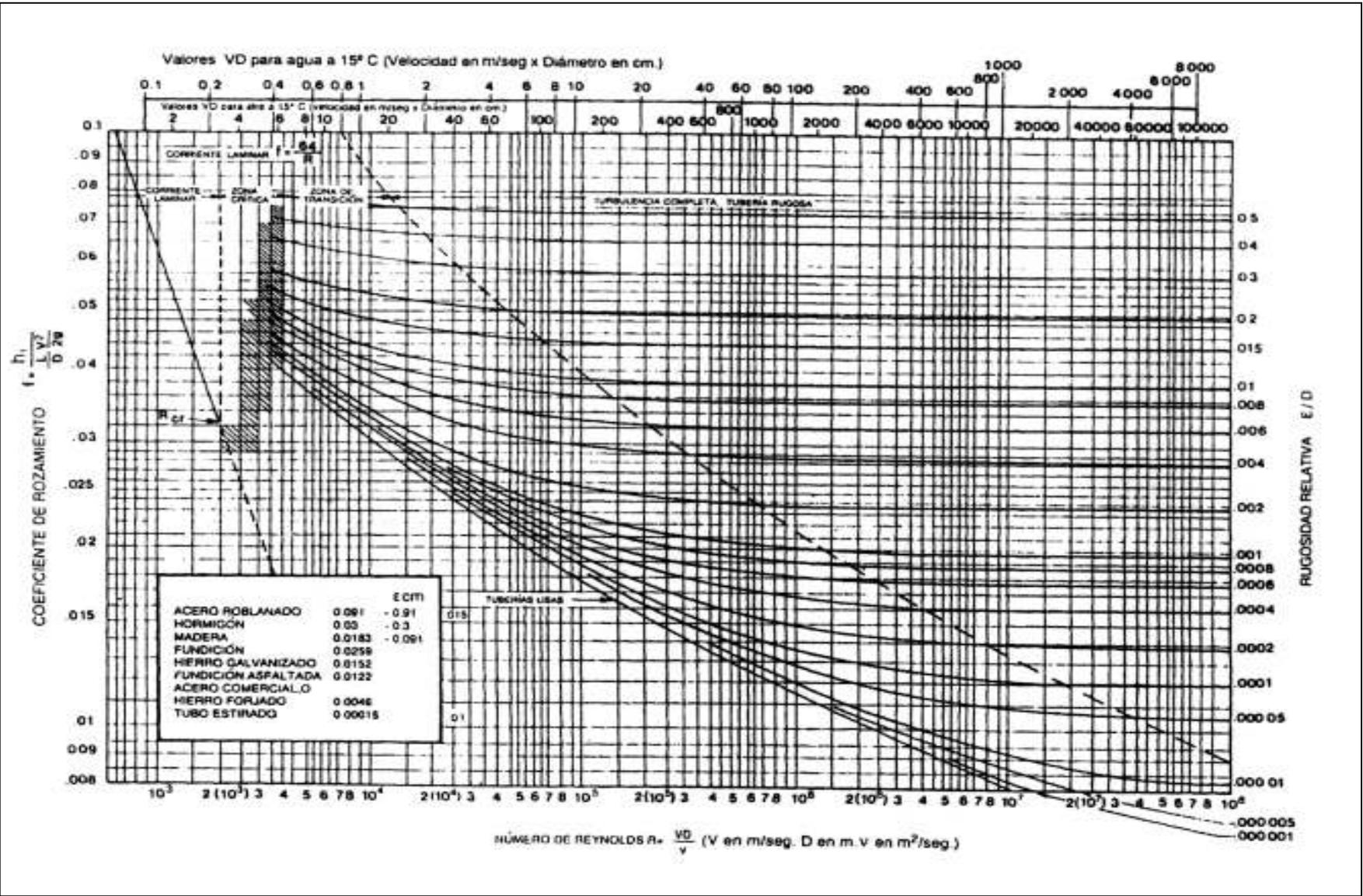
°C	°F	%
-23	-10	81,4
-18	0	82,1
-7	20	84,4
4	40	85,8
16	60	87,7
27	80	89,9
38	100	92,3
49	120	94,8
60	140	97,7
68	153,64	100,0

H. SOLUBILIDAD DEL CLORO EN EL AGUA

°C	mg/L
10	9980
20	7298
30	5725
40	4594
50	3923
60	3294
70	2792
80	2232
90	1271
100	0

I. PROCESO DE LA DESINFECCIÓN





BIBLIOGRAFÍA

1. Gibson U., Singer R. Manual de los pozos. Limusa.1974.
2. ASCE, AWWA, CSSE, Water Treatment Plant Design, 1940 y 1969.
3. López Cualla R. Diseño de acueductos y alcantarillado. 2ª. Edición. Alfaomega, 1999.
4. Kawamura S., Hydraulic scale-model simulation of the sedimentation process, J.AWWA, vol 73,1981.
5. Valdez C., Abastecimiento de agua potable, vol 1, Departamento de Ingeniería Sanitaria, 1990
6. Medina San Juan J., Ósmosis inversa, Mundi-Empresa, 1999.
7. Hernández Muñoz a., Abastecimiento y distribución de agua,Catedra de Ingeniería sanitaria y medio ambiente, 1997.
8. N.Y.S. Dept, of Health, Manual of Instruction for Water Treatment Plant Operators.
9. Arboleda V.J., Teoría y práctica de la purificación del agua, Revista Acodal, 1992.
10. Martínez J. Y Ruano P., Aguas subterráneas captación y aprovechamiento, Progensa, 1998.
11. Black A.P., Iodine for the Desinfection of Water, J. AWWA, 1968.
12. Richter C.A., Mezcla rápida en vertederos rectangulares, Revista Acodal, 1981.
13. INSFOPAL, Especificaciones para el diseño de plantas potabilizadoras,1970.
14. Arboleda j., Teoría diseño y control de los procesos de clarificación del agua, Serie Técnica No.13, 1981.
15. Sánchez M., Ingeniería de acueductos y tratamiento de aguas, Alfaomega, 1970.
16. Vargas F.,Correal H., Manual de tratamiento de aguas potables, Programa de Educación de Ingeniería Sanitaria, 1969.
17. AWWa, Watwe Quality and Treatment, McGraw Hill, 1971.

ANEXOS

- A. Diario Oficial de la Federación. Miércoles 22 de Noviembre de 2000. Primera sección.
- B-H. INSFOPAL, Especificaciones para el diseño de plantas potabilizadoras,1970.
- I-J. Arboleda j., Teoría diseño y control de los procesos de clarificación del agua, Serie Técnica No.13, 1981.