

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE FORMOSA**



**FACULTAD DE RECURSOS NATURALES**

# **Planta Potabilizadora de Aguas Turbias**

---

**Ingeniería Sanitaria**

**Mg Ing. Guillermo Mendez**

**Agosto de 2018**

## ÍNDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	4
<b>2. UNIDADES QUE COMPONEN UNA PLANTA POTABILIZADORA CONVENCIONAL</b>	5
<b>3. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO EN LAS UNIDADES</b>	6
<b>3.1. Tiempo de Permanencia</b>	6
<b>3.2. Modelos Hidráulicos</b>	7
a) Flujo Pistón	8
b) Mezcla Completa	8
b) Flujo No Ideal	8
<b>3.3. Gradiente de Velocidades</b>	9
<b>4. CÁMARAS DE ENTRADA</b>	11
<b>4.1. Cámara Amortiguadora</b>	11
<b>4.2. Cámara de Carga</b>	13
<b>4.3. Cámara Partidora</b>	14
<b>5. COAGULACIÓN</b>	14
<b>5.1. Estabilidad del sistema coloidal</b>	14
<b>5.2. Coagulantes</b>	17
<b>5.3. Mezcladores</b>	17
a) Mezcladores Hidráulicos	18
b) Mezcladores Mecánicos	21
<b>6. FLOCULACIÓN</b>	23
<b>6.1. Tipos de Floculadores</b>	24
a) Floculadores Hidráulicos	24
a) Floculadores Mecánicos	26
<b>7. SEDIMENTACIÓN</b>	29
Sedimentación Tipo 1 (de Partículas Discretas)	29
Sedimentación Tipo 2 (floculenta)	35
Diseño de Sedimentadores Convencionales	36
Sedimentadores de alta tasa	45
<b>8. FILTRACIÓN</b>	46
<b>8.1. Descripción de la Filtración</b>	46
Definición	46
Mecanismos Productores de la Filtración	47
<b>8.2. Tipos de Filtros</b>	48
Tasa o Rata de Filtración	48
Clasificación	48
<b>8.3. Filtros Lentos</b>	49

.8.4	<b>Filtros Rápidos</b> .....	51
	Descripción .....	51
	Manto Filtrante .....	52
	Manto Sostén.....	53
	Sistema de drenaje.....	53
	Lavado de Filtro.....	55
	Tipos de Controles de Filtración.....	57
9.	<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	59

## 1. INTRODUCCIÓN

---

La OMS (2006) define al agua potable como aquella que no ocasiona ningún riesgo significativo para la salud cuando se consume durante toda una vida, también debe ser apta para todos los usos domésticos habituales, incluida la higiene personal.

Para ser potable, el agua debe cumplir con aspectos microbiológicos (no debe contener organismos), aspectos químicos (no debe contener sustancias perjudiciales para la salud) y relativos a la aceptabilidad (no de tener color, olor y sabor desagradables) que son reglados por estándares nacionales e internacionales.

Dado que en la naturaleza el agua no cumple con estas condiciones, el ser humano hace uso de procesos físicos y químicos que purifican los líquidos y que dependerán, entre otros aspectos, de la calidad del agua cruda.

Las fuentes de captación de agua son muy diversas, también su calidad y por ende, son muy diversos los procesos utilizados para su potabilización. Así, hay ciudades que captan agua del mar y por tanto utilizan la *osmosis inversa*<sup>1</sup> para reducir su salinidad y otras toman de manantiales de agua subterránea muy pura que solo necesitan de pequeñas dosis de desinfectante para garantizar su calidad hasta el grifo del consumidor.

La mayoría de las medianas y grandes ciudades del mundo toman agua de cuerpos superficiales (lagos o ríos) y su tratamiento se enfoca en quitar su turbidez y realizar una correcta desinfección manteniendo niveles aceptables de pH. Los procesos utilizados, salvo pequeñas variantes, son los mismos y es tal su aplicación que en algunos casos se las denomina como convencionales.

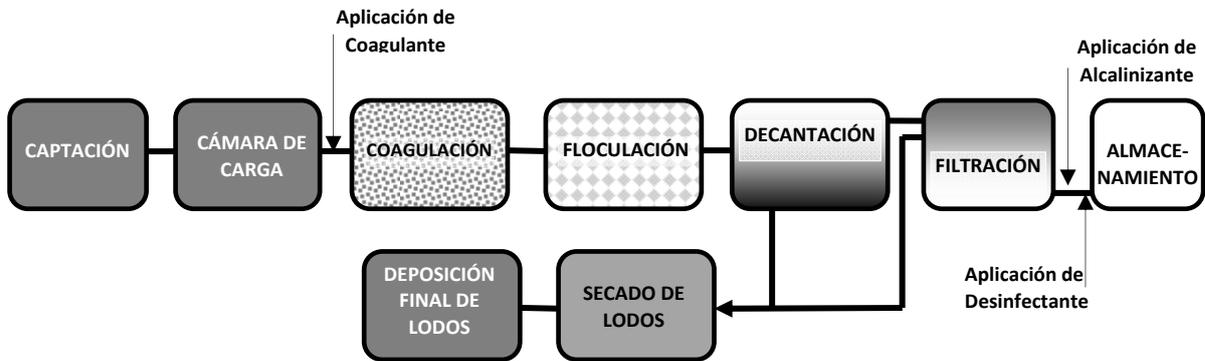
En este documento se estudia las unidades que componen una planta potabilizadora de aguas turbias, resumiendo los procesos físico - químicos llevados a cabo en cada una de estas y los conceptos hidráulicos que deben considerarse para alcanzar un diseño adecuado y eficiente.

---

<sup>1</sup> La osmosis inversa es el proceso por el cual se separan sales disueltas en el agua haciendo pasar la disolución a través de una membrana semipermeable con la aplicación de una presión mayor a la osmótica.

## 2. UNIDADES QUE COMPONEN UNA PLANTA POTABILIZADORA CONVENCIONAL

Las plantas potabilizadoras de aguas turbias mantienen la secuencia de tratamiento indicada en la Figura 1.



**Figura 1.** Secuencia de Tratamiento de una planta potabilizadora de aguas turbias

A continuación se realiza una breve descripción de cada una de las unidades:

- *Captación:* Se realiza a través de una obra de toma que bombea agua del cuerpo superficial, generalmente hasta la cámara de carga en la planta potabilizadora.
- *Cámara de Carga:* Su función es mantener constante n nivel de agua para que aguas abajo se distribuya el agua por gravedad a las distintas unidades de tratamiento sin variaciones del pelo de agua dentro de estas.
- *Coagulación:* Neutraliza las cargas que repelen los coloides entre sí, y que no pueden sedimentar por acción sola de la gravedad.
- *Floculación:* Permite la aglomeración de partículas en otras mas grandes, denominadas floculos (flocs).
- *Decantación:* Se separan los floculos suspendidos en el agua por acción de la gravedad.
- *Filtración:* Se hace pasar el agua decantada a través de un manto filtrante que retiene las partículas muy finas que no pudieron ser separadas por sedimentación.
- *Almacenamiento:* Tiene dos funciones: i) garantizar el suministro de agua a la población en momentos en que el consumo excede al caudal producido por la planta población y ii) dar un tiempo permanencia mínimo para permitir que actúe el desinfectante
- *Secadas de Lodos y Deposición Final:* los lodos atrapados en el decantador y el agua del lavado del filtro son llevados a playas de secado para que estos reduzcan su volumen por deshidratación y luego derivados a rellenos sanitarios.

### 3. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO EN LAS UNIDADES

---

#### 3.1. Tiempo de Permanencia

---

Se entiende por tiempo medio de residencia o permanencia del flujo en una unidad al cociente expresado en la Ecuación 1.

$$Tc = \frac{V}{Q} \quad [1]$$

Donde:

La permanencia es un concepto abstracto. Puede presentarse como el tiempo promedio en que el fluido de caudal "Q" pasa a través del volumen "V" de la unidad. Así mismo es el tiempo que tardaría una partícula cualquiera del fluido en entrar y salir de la unidad en el caso de que todas las partículas del fluido evolucionarían de la misma forma dentro de esa unidad.

Sin embargo en la práctica es difícil que esto ocurra ya que las condiciones hidráulicas del flujo hacen imposible condiciones de flujo estable.

Las unidades que producen el proceso de mezcla - floculación - sedimentación son particularmente sensibles al tiempo de permanencia hidráulico, por lo que una correcta adopción de tal parámetro es fundamental para un diseño óptimo de las unidades de tratamiento.

Sin embargo, la eficiencia no está garantizada solo con esto, dado que, determinadas características de flujo en la unidad pueden modificar los tiempos de permanencia efectivos. Por tanto, las correctas condiciones de diseño buscan alcanzar los siguientes objetivos:

- Evitar zonas muertas, cortocircuitos, corrientes de inercia (Figura 2).
- Alcanzar un nivel estable de agua (sin fluctuaciones), con tirantes acordes al volumen necesario para alcanzar el tiempo de permanencia establecido.
- Evitar desbordes, por lo cual se adoptan revanchas.

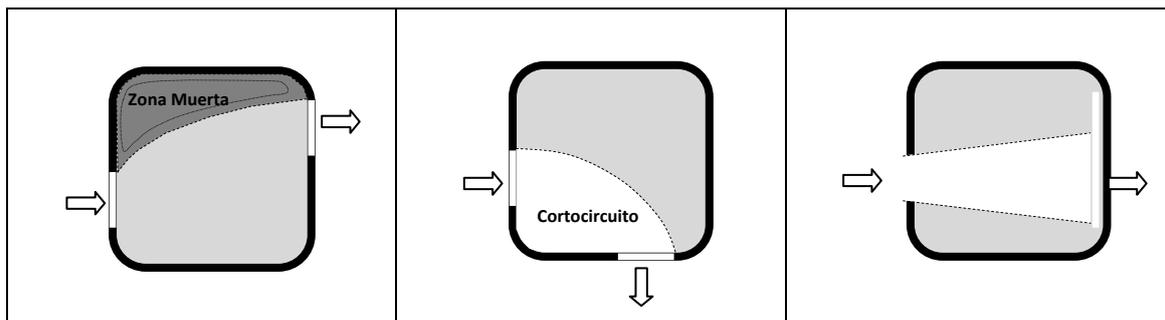


Figura 2. Zonas muertas, cortocircuitos y corrientes de inercia en unidades

- Alcanzar un nivel estable de agua (sin fluctuaciones), con tirantes acordes al volumen necesario para alcanzar el tiempo de permanencia establecido o
- Evitar desbordes, por lo cual se adoptan revanchas.
- Garantizar el caudal de diseño en cada una de las unidades. Por ejemplo el caso de tres líneas de flocladores dispuestos en paralelo, por las tres debe pasar un tercio del caudal total, caso contrario los tiempos de permanencia pueden ser menores a los necesarios en una línea y mayores en las restantes (Figura 3).

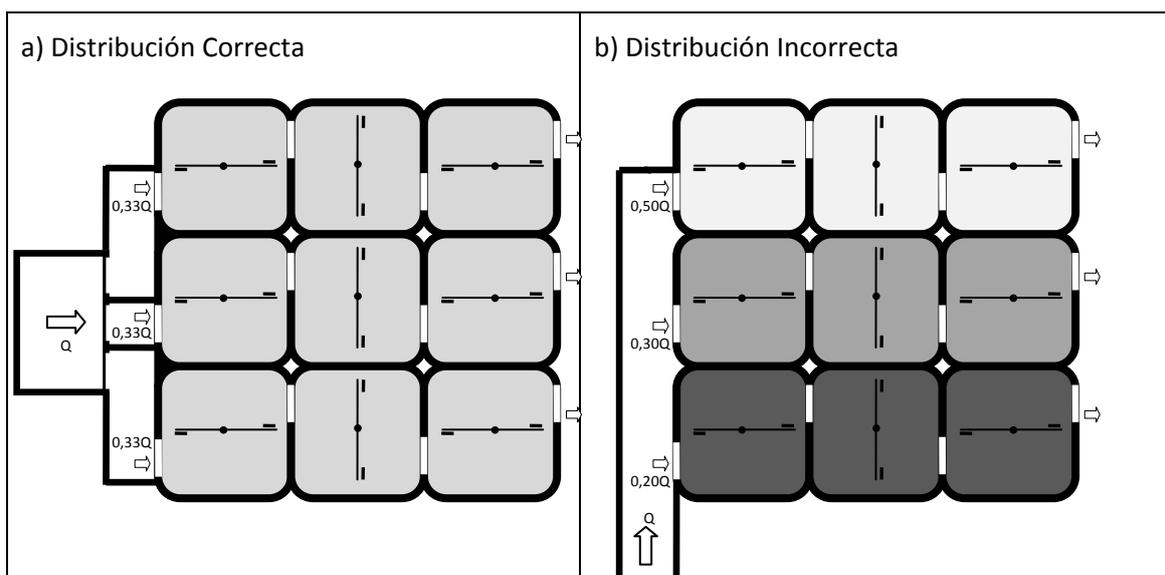


Figura 3. Repartición de caudales en unidades dispuestas en paralelo

### 3.2. Modelos Hidráulicos

Las unidades que componen la planta de tratamiento son de flujo continuo (permanentemente entra y sale el fluido con caudal constante) y, por tanto, no hay variación de la masa dentro de la unidad. Considerando esta particularidad, el comportamiento hidráulico de las unidades pueden ser entendidos mediante los siguientes modelos:

### a) Flujo Pistón

Todas las partículas de fluido que entran a la unidad permanecen en ella el mismo tiempo. No hay ningún tipo de mezcla entre el fluido que ingresa y el fluido que está en la unidad. Esto se cumple solo si la dirección de la velocidad de flujo guarda una sola componente ( $V_x \neq 0$ ,  $V_y = V_z = 0$ ) tal como se indica en la Figura 4. Se presenta con bastante aproximación en los decantadores con una relación largo/ancho bastante mayor de 1.

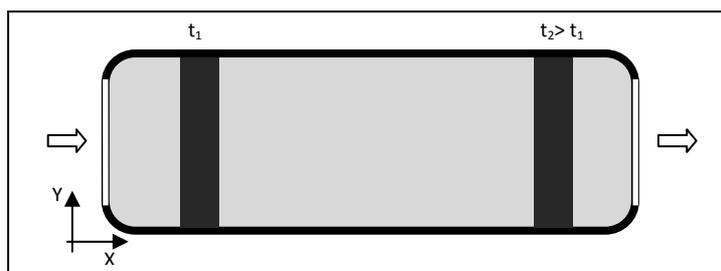


Figura 4. Modelo de Flujo tipo Pistón

### b) Mezcla Completa

Todo elemento que ingresa al reactor se dispersa inmediatamente. Además, se cumplirá que la concentración de una sustancia a la salida de la unidad es igual a la existente en todo el reactor (Figura 5). Se encuentra con bastante aproximación en floculadores mecánicos con pocas cámaras en serie.

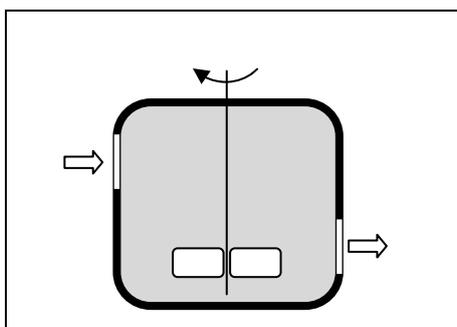


Figura 5. Modelo de Mezcla completa

### b) Flujo No Ideal

Corresponde a cualquier grado intermedio entre flujo a pistón y mezcla completa con otras posibles alteraciones como la presencia de zonas muertas, cortocircuitos hidráulicos, recirculación. Es el tipo de flujo que se presenta usualmente en las unidades de tratamiento.

### 3.3. Gradiente de Velocidades

En algunas unidades, sobre todo en aquellas que se aplican productos químicos, es necesario realizar una acción de mezcla, que provoque en cada punto una variación de la magnitud de la velocidad en una dirección<sup>2</sup> (Figura 6).

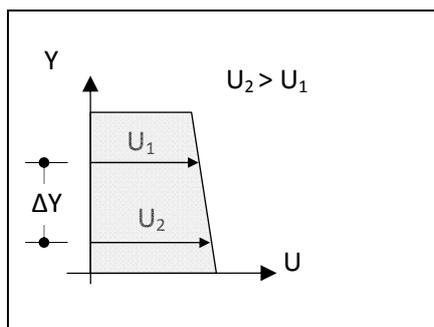


Figura 6. Esquema de la variación de velocidades

La variación de velocidad puede ser medida por el “**gradiente de velocidad en el punto**”<sup>3</sup> que es una magnitud vectorial definida por la variación de la velocidad **U** en la dirección **y** perpendicular al vector velocidad en ese punto ( $\partial U / \partial y$ ).

Asociado a la acción de mezcla y, por tanto al gradiente de velocidad, se encuentra un efecto de corte dado precisamente por las diferencia de velocidades. Este efecto puede ser aplicado, como el caso de la Figura 7, mediante dos fuerzas iguales y opuestas (**F**) en un cubo de dimensiones  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$  y volumen “Vol”, en un punto cualquiera de la masa líquida con movimiento laminar.

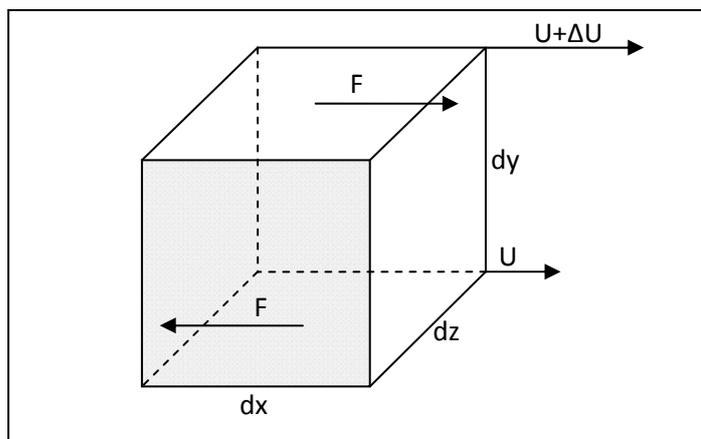


Figura 7. Volumen de control sometido a acción de mezcla

<sup>2</sup> Si las partículas que componen la masa de la unidad de tratamiento tienen el mismo vector de velocidad, entonces siempre presentarán las mismas distancias relativas entre sí y nunca se podrían tocar.

<sup>3</sup> Si las diferencias de velocidades son altas, el gradiente de velocidades presentará un valor alto. Si las velocidades son iguales (no hay variación) el gradiente será igual a cero.

La tensión  $\tau$  puede obtenerse de la Ecuación 2, en función de la Ley de Newton de la viscosidad<sup>4</sup>.

$$\tau = \frac{F}{dx \cdot dz} = \mu \cdot \frac{dU}{dy}$$

[2]

Siendo  $\mu$ : coeficiente de viscosidad absoluta

La Fuerza (F) queda expresada en la Ecuación 3.

$$F = \mu \cdot \frac{dU}{dy} \cdot dx \cdot dz$$

[3]

Por su parte la Potencia (P) aplicada para ejercer el efecto de mezcla es descrita en la Ecuación 4.

$$P = F \cdot dy \cdot \omega = F \cdot dy \cdot \frac{dU}{dy}$$

[4]

Donde  $dU/dy$  es la velocidad angular  $\omega$  (rad/s)

Reemplazando F por la Ec. 3 se obtiene la Ecuación 5.

$$P = \mu \cdot \frac{\partial U}{\partial Y} \cdot dx \cdot dz \cdot dy \cdot \frac{\partial U}{\partial Y} = \mu \cdot Vol \cdot \left(\frac{\partial U}{\partial Y}\right)^2$$

[5]

Por tanto, el gradiente de velocidades puede ser expresado en la Ecuación 6

$$\frac{\partial U}{\partial Y} = \sqrt{\frac{P}{\mu \cdot Vol}}$$

[6]

Se destaca que para que haya una variación de la velocidad debe aplicarse energía en un cierto intervalo de tiempo (potencia). Por tanto, es posible determinar el gradiente de velocidades a partir de la potencia aplicada por unidad de volumen del líquido.

---

<sup>4</sup> La Ley de Newton indica que la tensión tangencial aplicada según una dirección es directamente proporcional al gradiente de velocidad perpendicular al plano de aplicación del esfuerzo, siendo la constante de proporcionalidad correspondiente el coeficiente de viscosidad. Esta ley es aplicable a fluidos Newtonianos (como el agua) cuya viscosidad es constante en el tiempo. Un ejemplo de fluido No-Newtoniano es la sangre que tiende a coagularse al salir del árbol vascular.

Tomando como modelo la expresión del gradiente de velocidad en un punto, Camp y Stein (1943)<sup>5</sup> definieron al parámetro denominado Gradiente medio de mezcla (G), aplicable a todos los dispositivos donde puede producirse una mezcla en una planta de tratamiento, por la Ecuación 7.

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu \cdot Vol}}$$

[7]

G = gradiente de mezcla (s<sup>-1</sup>)

V = volumen total de la unidad de mezcla (m<sup>3</sup>)

P = potencia total aplicada en la unidad (N.m/s)

μ = coeficiente de viscosidad dinámica a T°C, (N .s/m<sup>2</sup>)

## 4. CÁMARAS DE ENTRADA

---

Las cámaras de entrada en plantas de tratamiento tienen tres funciones esenciales:

- *Amortiguar la energía y evitar movimientos de niveles (Cámara amortiguadora).*
- *Fijar una cota de pelo de agua que posibilite los procesos posteriores (Cámara de Carga).*
- *Aforar y repartir los caudales con las proporciones deseadas (Cámara partidora).*

La práctica correcta es que estos objetivos se cumplan en tres cámaras bien diferenciadas que se estudian a continuación. Sin embargo, en plantas pequeñas en virtud de un mejor aprovechamiento del espacio, es habitual cumplir los tres objetivos en una misma cámara.

### 4.1. Cámara Amortiguadora

---

Generalmente las plantas potabilizadoras son abastecidas de agua cruda por una cañería que impulsa el agua captada de una fuente cualquiera (e.g. ríos, lagos, perforaciones, etc.). Las

---

<sup>5</sup> Camp TR y Stein PC. 1943. Velocity Gradient and Internal Work in Fluid Motion. J. Boston Soc.Civ. Eng., 30: 219-237.

cañerías de impulsión cuentan con velocidades de flujo de entre 1 a 2 m/s, es decir que cuentan con una energía cinética de 0,05 m a 0,20 m, respectivamente<sup>6</sup>. Esta energía debe ser completamente disipada antes de entrar a las distintas unidades de tratamiento, por lo que se recurre a una cámara que propicia tal disipación, la cámara amortiguadora.

La cámara amortiguadora debe tener una permanencia de 1 minuto y cuentan con un vertedero a la salida que descarga a la cámara de carga. Se debe instalar una cañería de desborde capaz de evacuar por lo menos el 30% del caudal de ingreso a la planta.

En la Figura 7 se puede observar una planta y corte de una cámara amortiguadora y de carga, separadas por un tabique que oficia de vertedero (ENOHSa, 2001). A la izquierda, la cámara aquietadora cuenta con vertedero de alivio para descargar excedentes generados por efectos de golpe de ariete.

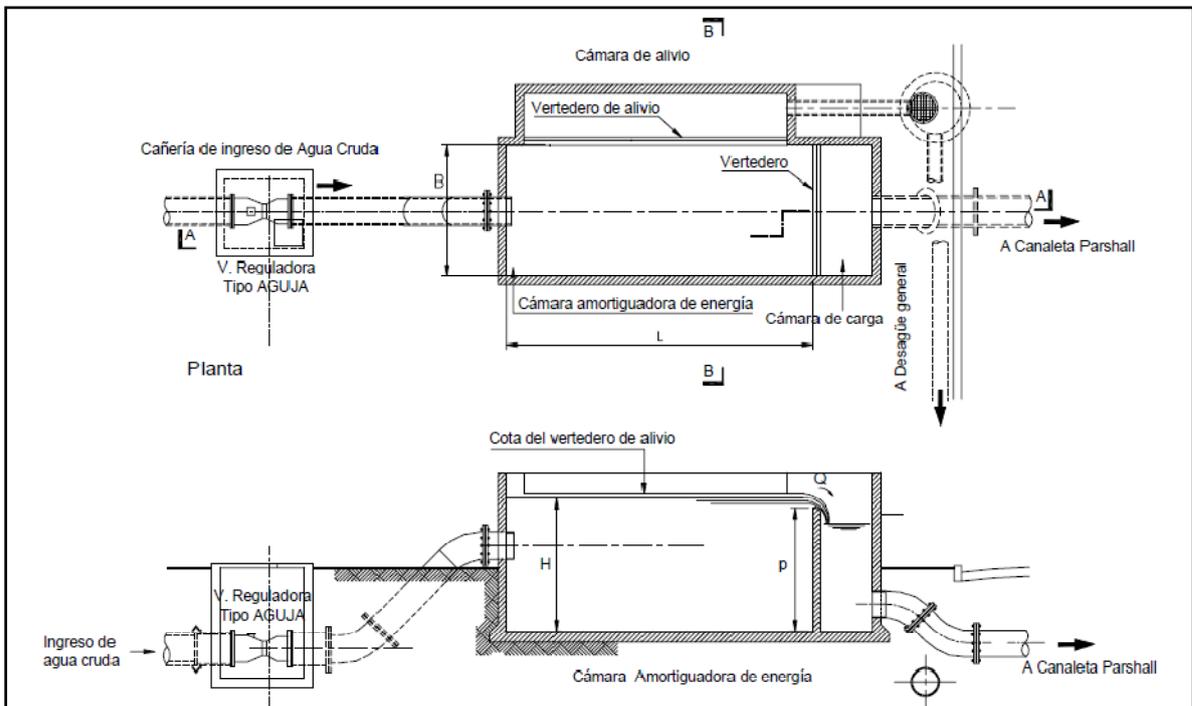


Figura 8. Esquema de cámara amortiguadora de energía y cámara de carga (ENOHSa, 2001)

Para determinar las oscilaciones en la cámara amortiguadora se utiliza la Ecuación 7 (Cotta y Barbero, 1970 apud ENOHSa, 2001).

$$\frac{\delta}{h} = 748.300 \cdot \left( \frac{Q \cdot h^{0,5}}{g^{0,5} \cdot Vol} \right)^{2,47577}$$

[7]

<sup>6</sup> La energía cinética se calcula mediante la siguiente expresión:  $E_c = \frac{U^2}{2 \cdot g}$   
Siendo U: Velocidad de flujo (m/s) y g: aceleración de la gravedad (9,81 m/s<sup>2</sup>)

Donde:

$\delta$ : oscilación máxima del nivel de agua en la cámara.

h: distancia entre eje del caño de entrada y la cresta del vertedero de descarga.

g: aceleración de la gravedad.

Vol: volumen del líquido en la cámara ( $\text{Vol} = L \cdot B \cdot H$ ).

#### 4.2. Cámara de Carga

---

La función de la cámara de carga es transformar la energía de presión, de la cañería de aducción a la planta, en energía de altura o de posición para posibilitar que el agua fluya por las unidades subsiguientes por acción de la gravedad.

Una vez conocido el perfil hidráulico<sup>7</sup> de la planta potabilizadora se puede fijar la cota de la superficie libre de agua en la cámara de carga y, en base a la cota del terreno, la altura de la estructura correspondiente.

El volumen de la cámara de carga se calcula como el producto del caudal de diseño de la planta por la permanencia adoptada. Es usual para esta última fijar entre 20 y 40 segundos.

En algunas plantas se omite la utilización de la cámara amortiguadora, en cuyo caso, la cámara de carga debe lograr el aquietamiento del agua cruda y contar un sistema de desborde, tal como puede observarse en el corte de la Figura 8.

---

<sup>7</sup> Al escurrir el caudal en las conducciones y en el interior de las unidades de tratamiento esta pierde energía que se evidencia en una disminución del nivel del agua en las zonas de escurrimiento libre. Al perfil del agua en su paso por las unidades de tratamiento o de procesos se lo denomina perfil hidráulico.

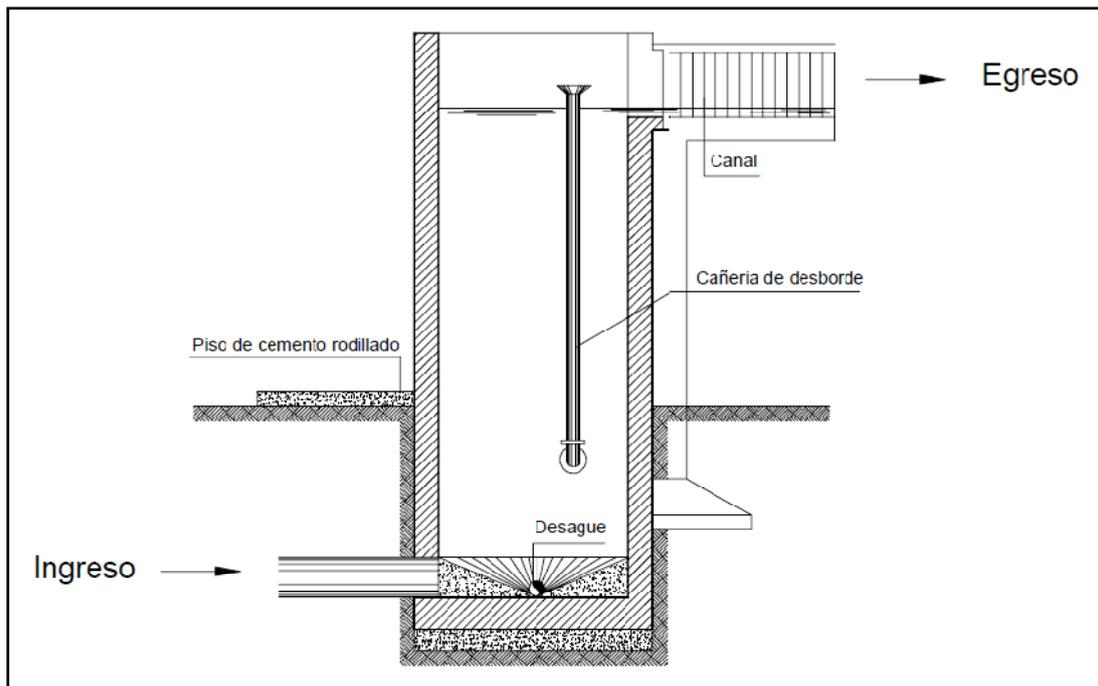


Figura 9. Corte de una cámara de carga (ENOHSa, 2001)

#### 4.3. Cámara Partidora

---

En algunos casos las plantas potabilizadoras se componen de varias unidades dispuestas en paralelo. Es por ello que se recurre a cámaras partidoras de caudales para propiciar el ingreso del caudal de diseño en cada una de las mismas.

Las cámaras partidoras cuentan con vertederos que permiten la distribución de caudales en función de sus respectivas dimensiones y cotas de cresta.

### 5. COAGULACIÓN

---

#### 5.1. Estabilidad del sistema coloidal

---

La turbidez en el agua es generada por sólidos en suspensión, la mayoría de estos tienden a sedimentar en forma simple (sin productos químicos) dado que tienen un peso específico mayor al del agua y un tamaño tal que permite el predominio de las fuerzas de gravedad.

Sin embargo, existen otras partículas que aun teniendo un peso específico mayor al del agua no sedimentan. Son coloides<sup>8</sup> con carga eléctrica que produce una fuerza de repulsión mutua mayor que las fuerzas moleculares de cohesión, la cual es suficientemente grande para mantenerlas separadas y en suspensión.

La carga negativas en la superficie de los coloides provoca que los aniones (co-iones) sean repelidos y los cationes (contra iones) sean adsorbidos en una capa adosada a la superficie de la partícula, denominada capa fija. Se forma además otra capa con contra iones, mantenida próxima a la superficie de la partícula, por las fuerzas electrostáticas (capa difusa).

Este fenómeno provoca fuerzas de repulsión entre partículas, pero además hay fuerzas de atracción molecular (Fuerzas de Van der Waals) que cuando se acercan tienden a mantenerlas unidas. Esa fuerza de atracción es más fuerte que la repulsión electrostática cuando las partículas están muy cercanas, pero se anula rápidamente al alejarse (Figura 10).

La interacción entre fuerzas de repulsión y de atracción genera una fuerza resultante, que tendrá un valor máximo en las cercanías del plano de corte, es decir, existe una barrera de energía que causa la estabilidad del sistema coloidal. En efecto sólo cuando las partículas se acercan con una velocidad suficientemente alta para pasar esta barrera de energía, las partículas se unen y quedan cohesionadas por las fuerzas de atracción de Van der Waals.

---

<sup>8</sup> El tamaño de las partículas coloidales se sitúa en un intervalo comprendido entre  $0,001 \mu\text{m}$  y  $1 \mu\text{m}$  ( $10^{-6}$  y  $10^{-3}$  mm). En general los coloides minerales solo implican consideraciones estéticas debido a la turbiedad resultante de su presencia. Sin embargo, estos pueden absorber materia orgánica, bacterias y virus, protegiendo microorganismos patógenos de la acción de los desinfectantes.

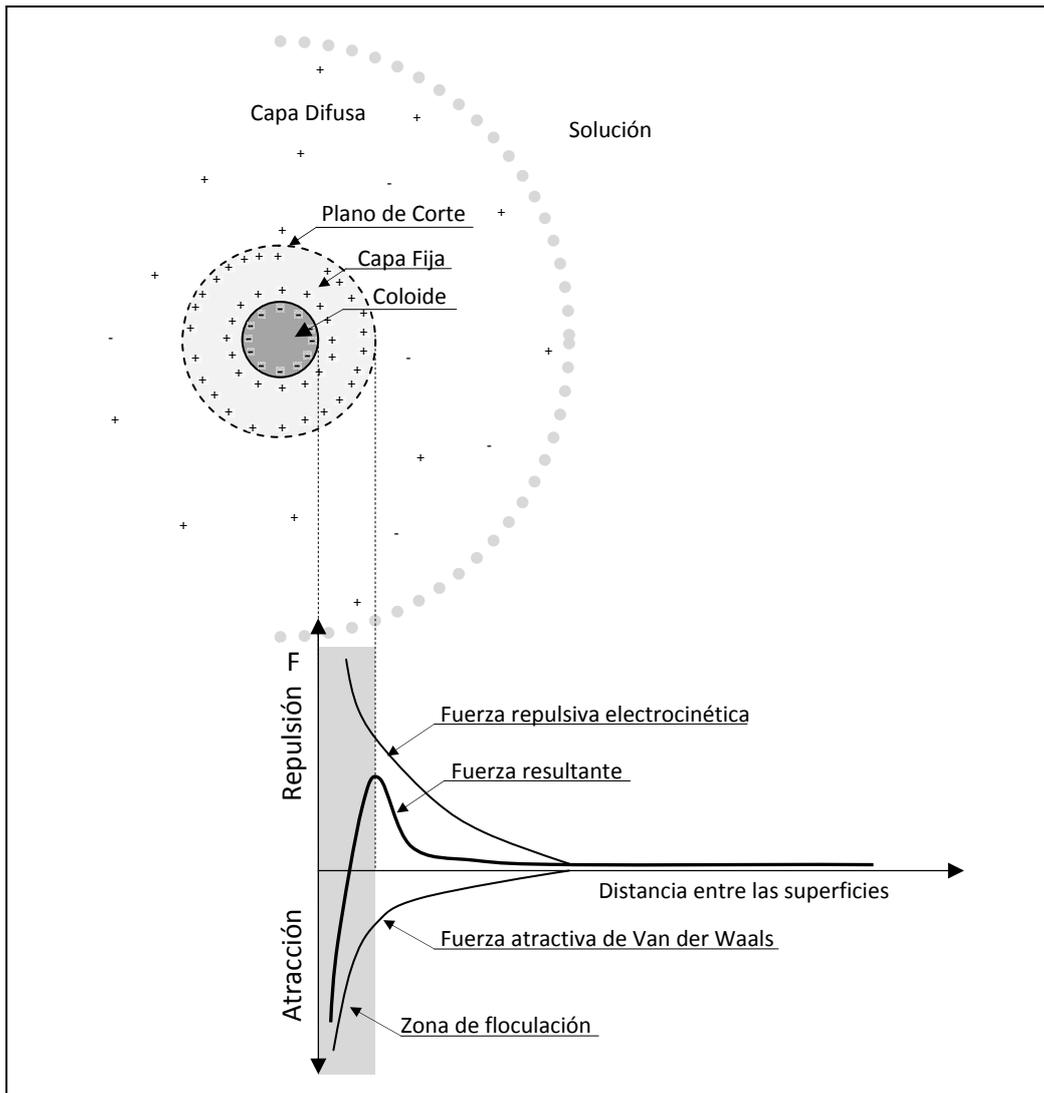


Figura 10. Fuerzas que actúan sobre una partícula coloidal (ENOHSa, 2001)<sup>9</sup>

La velocidad de acercamiento entre partículas es normalmente menor a la necesaria para vencer la capa fija y, por lo tanto, estas tienden a repelerse y permanecer en suspensión en el líquido. No siendo posible su sedimentación en forma simple.

Se recurre a coagulantes que tienen la propiedad de reducir las fuerzas de repulsión, incorporando electrolitos al agua que provoca el ingreso de cationes a las capas difusas y fija y su adsorción en la superficie de la partícula, neutralizándola (coagulación por adsorción). Luego, solo se necesita de velocidades relativas entre partículas para vencer la barrera de energía remanente.

<sup>9</sup> Ente Nacional de Obras Hídricas y Saneamiento (ENOHSa). 2001. Guías para la presentación de proyectos de agua potable. Fundamentación. Capítulo VII - 6 – Coagulación.

Además, en aguas claras y con dosis altas de coagulantes, se forman precipitados que físicamente arrastran las partículas coloidales (coagulación por barrido).

## 5.2. Coagulantes

---

Para producir la desestabilización de partículas coloidales se utilizan sales que se ionizan y tienen cargas positivas. Las más usadas son:

- *Sulfato de Aluminio* ( $Al_2(SO_4)_3$ ): Es el más usado de los coagulantes. Se comercializa seco (en terrones o en forma granular), o líquido (en solución). Su solubilidad es función del pH y es más baja entre pH 5 y 7<sup>10</sup>. Fuera de estos límites es impracticable la coagulación. El sulfato de aluminio reduce la alcalinidad del agua.
- *Cloruro Férrico* ( $FeCl_3$ ): Es eficientes entre amplios límites de pH, que va de 4 a 11 y es particularmente útil para coagulación del color a bajos valores de pH.
- *Coagulantes Orgánicos – Polímeros*: Se utilizan como auxiliares de la floculación o como coagulantes primarios. La adición de un polímero no afecta el pH ni la alcalinidad. La utilización de polímeros en la coagulación reduce sensiblemente la cantidad de lodo producida. Se los utiliza también en plantas de tratamiento de agua en la deshidratación de los lodos.

## 5.3. Mezcladores

---

El agente físico para la realización de la coagulación es la agitación intensa del agua, a través de la operación de mezcla. La eficiencia de la mezcla dependerá de la cantidad de colisiones que se den entre partículas y, por tanto, del *Gradiente de velocidad* (Figura 10).

---

<sup>10</sup> El sulfato de aluminio en aguas con pH por debajo de 5 tiende a formar  $(Al_3^+)$ , que es altamente soluble. Un ser humano sano rechaza el aluminio en forma natural. Por tanto, la OMS no recomienda un valor guía basado en los efectos sanitarios. La presencia de aluminio en concentraciones superiores a 0,2 mg/litro a menudo provoca quejas de los consumidores, debido a que causa la aparición de depósitos de una masa floculenta de hidróxido de aluminio en los sistemas de distribución. Aún no está demostrada una relación entre la presencia de aluminio y la aparición de lesiones cerebrales características de la enfermedad de Alzheimer.

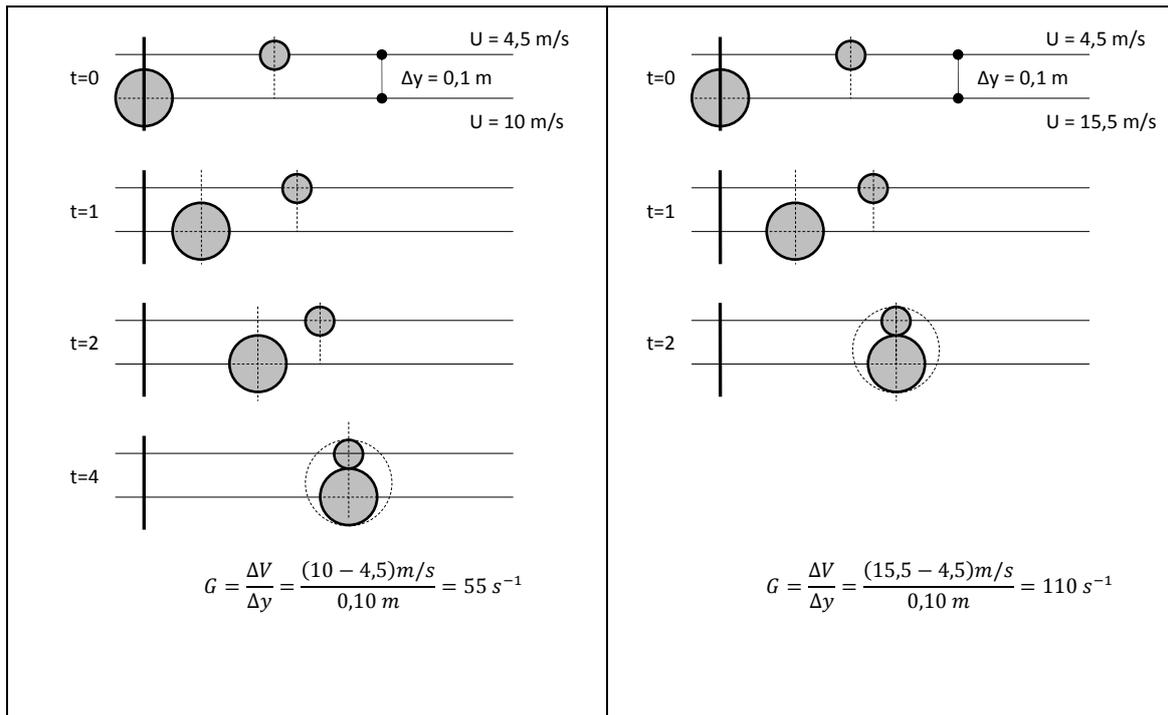


Figura 11. Gradiente de Velocidad y colisión de partículas (ENOHSa, 2001)<sup>11</sup>

Considerando que las reacciones de desestabilización de los coloides por adsorción se producen en fracciones de segundo y son irreversibles, la mezcla debe promover la dispersión del coagulante en el agua en forma homogénea y lo más rápido posible. A respecto, el ENOHSa (2001) sugiere los siguientes parámetros de diseño:

- *Tiempo de mezcla:*  $< 7 \text{ s}$
- *Gradientes de velocidad:*  $300 \text{ a } 1200 \text{ s}^{-1}$ .

Los mezcladores pueden ser catalogados en función de la energía utilizada para provocar la mezcla del coagulante. Por tanto estos pueden ser: i) mezcladores hidráulico; ii) mezcladores mecánicos.

#### a) Mezcladores Hidráulicos

<sup>11</sup> Ente Nacional de Obras Hídricas y Saneamiento (ENOHSa). 2001. Guías para la presentación de proyectos de agua potable. Fundamentación. Capítulo VII - 6 - Coagulación.

Su eficiencia es muy sensible a la variación de caudales, por lo que se utilizan en plantas de caudales de tratamiento bajos. Utilizan energía hidráulica disipada en forma de pérdida de carga en el flujo. Pueden ser:

- *En línea*: puede ser en conductos abiertos o cerrados, la pérdida de energía se da por el efecto del rozamiento entre las paredes de la canalización (pérdidas continuas)
- *Singularidades*: La pérdida de carga se genera por turbulencias (pérdidas localizadas) generadas por cambios de dirección (curvas o codos), expansión brusca, orificios, válvulas.
- *Estáticos*. Se utilizan dispositivos que aceleran la mezcla en línea.
- *Resaltos Hidráulicos*: La pérdida de carga se genera por la presencia de un resalto hidráulico dado por un vertedero, cambio de pendiente, canaleta Parshall.

Los mezcladores hidráulicos más usados son aquellos que utilizan resaltos hidráulicos, principalmente porque estos se observan luego de dispositivos de medición como vertederos y canaletas Parshall.

El resalto hidráulico se produce cuando la corriente líquida pasa del régimen supercrítico al subcrítico. Por tanto, para que exista resalto es necesario que las profundidades del agua inmediatamente antes y después del mismo ( $h_1$  y  $h_2$ ) sean conjugadas (Figura 12), es decir, satisfagan la Ecuación 8.

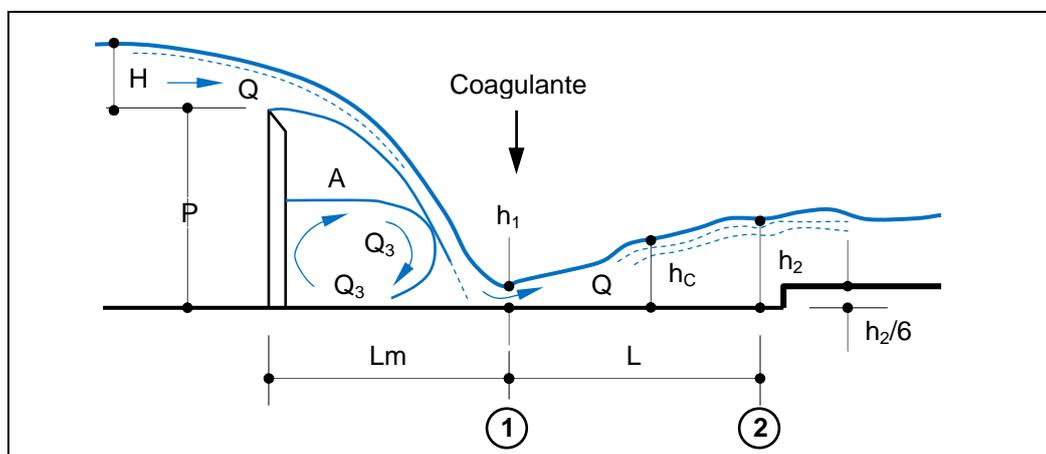


Figura 12. Configuración del resalto en un vertedero rectangular (Romero Rojas, 1999)<sup>12</sup>

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right)$$

[8]

Siendo F el Número de Froude que se obtiene de la Ecuación 9.

<sup>12</sup> Romero Rojas JA. 1999. Potabilización de Aguas. Editorial Alfaomega. Mexico DF. 327 pp.

$$F = \frac{U_1}{\sqrt{g \cdot h_1}}$$

[9]

Donde:

U1: es la velocidad en la sección 1 (Figura 11).

Debe prestarse atención al tipo de resalto que se genera (Tabla 1). El tipo de resalto deseable para la mezcla rápida es el estable aunque puede aceptarse también el salto débil. Debe evitarse el resalto ondulado y oscilante dado que pueden afectar las condiciones de flujo en las unidades subsiguientes.

**Tabla 1.** Tipos de Resaltos Hidráulicos

$F_1$	Nombre	Características
1 a 1,7	Resalto ondulado	La superficie del agua presenta suaves ondulaciones.
1,7 a 2,5	Resalto débil	Turbulencia superficial, baja pérdida de carga
2,5 a 4,5	Resalto oscilante	El flujo aguas arriba penetra en el frente turbulento del resalto con un chorro oscilante que genera ondas superficiales irregulares
4,5 a 9	Resalto estable	El resalto es fuerte y de forma estable, libre de ondulaciones irregulares.
Mayor a 9	Resalto fuerte	Presenta gran turbulencia y es gradualmente encrespado a medida que aumenta $F_1$ .

El brusco paso del régimen supercrítico al subcrítico provoca que se disipe energía hidráulica<sup>13</sup>, de forma que es computada por la formula de Bélanger (Ecuación 10).

$$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 \cdot h_1 \cdot h_2} \quad [10]$$

Por tanto, la potencia disipada puede ser calculada mediante la Ecuación 11.

$$P = h \cdot Q \cdot \gamma \quad [11]$$

<sup>13</sup> La energía hidráulica se compone de tres tipos de energía: i) la energía geodésica o de posición (z), ii) la energía manométrica o de presión (P/γ) y iii) la energía cinética o de velocidad (V<sup>2</sup>/2g)

Donde  $\gamma$  es el peso específico del agua ( $1000 \text{ kg/m}^3$  en Sistema métrico o  $9810 \text{ N/m}^3$  en Sistema Internacional)

Por tanto, reemplazando la Ec.11 en la Ec. 6 puede describirse el Gradiente de mezcla para un resalto hidráulico mediante la Ecuación 12.

$$G = \sqrt{\frac{h \cdot Q \cdot \gamma}{\mu \cdot Vol}} = \sqrt{\frac{h \cdot U \cdot A \cdot \gamma}{\mu \cdot A \cdot L}} = \sqrt{\frac{h \cdot \gamma}{\mu \cdot L / U}} = \sqrt{\frac{h \cdot \gamma}{\mu \cdot T}} \quad [12]$$

Donde A representa el área transversal al flujo.

Esta pérdida de energía hidráulica es disipada en un volumen limitado por las secciones 1 y 2 (Figura 11) y que estarán separadas por la longitud del resalto (L) que puede ser calculada mediante la Ecuación 13 (fórmula de Safranez), para un resalto débil, o la Ecuación 14 (fórmula de Smetana), para un resalto estable.

$$L = 4,5 \cdot h_2 \quad [13]$$

$$L = 6 \cdot (h_2 - h_1) \quad [14]$$

Por tanto el tiempo de mezcla (T) puede calcularse como el tiempo de permanencia media del agua en el resalto, mediante la Ecuación 15.

$$T = \frac{L}{(U_1 + U_2)/2} \quad [15]$$

Donde:

$U_1$ : velocidad media en la sección 1 del resalto;

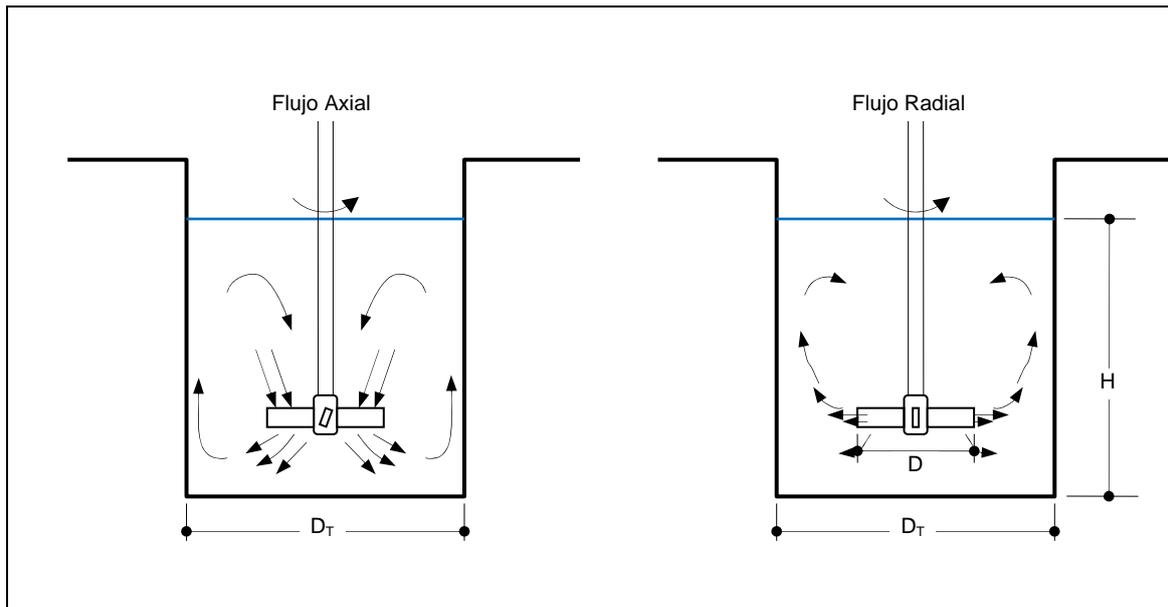
$U_2$ : velocidad media en la sección 2 del resalto.

## b) Mezcladores Mecánicos

---

La mezcla se consigue con la agitación provocada por el giro de impulsores, denominados mezcladores tipo turbina. Este tipo de mezcladores se clasifican en (Figura 13):

- *De Flujo Axial*: mueve el líquido paralelamente al eje del agitador.
- *De Flujo Radial*: mueve perpendicularmente al eje



**Figura 13.** Tipos básicos de mezcladores de turbina

La potencia disipada en régimen turbulento puede calcularse por la fórmula propuesta por Uhl y Gray (1966)<sup>14</sup>, expresada en la Ecuación 16.

$$P = K \cdot \rho \cdot n^3 \cdot D^5 \quad [16]$$

Donde:

P: potencia disipada (W)

K: número de potencia (adimensional)

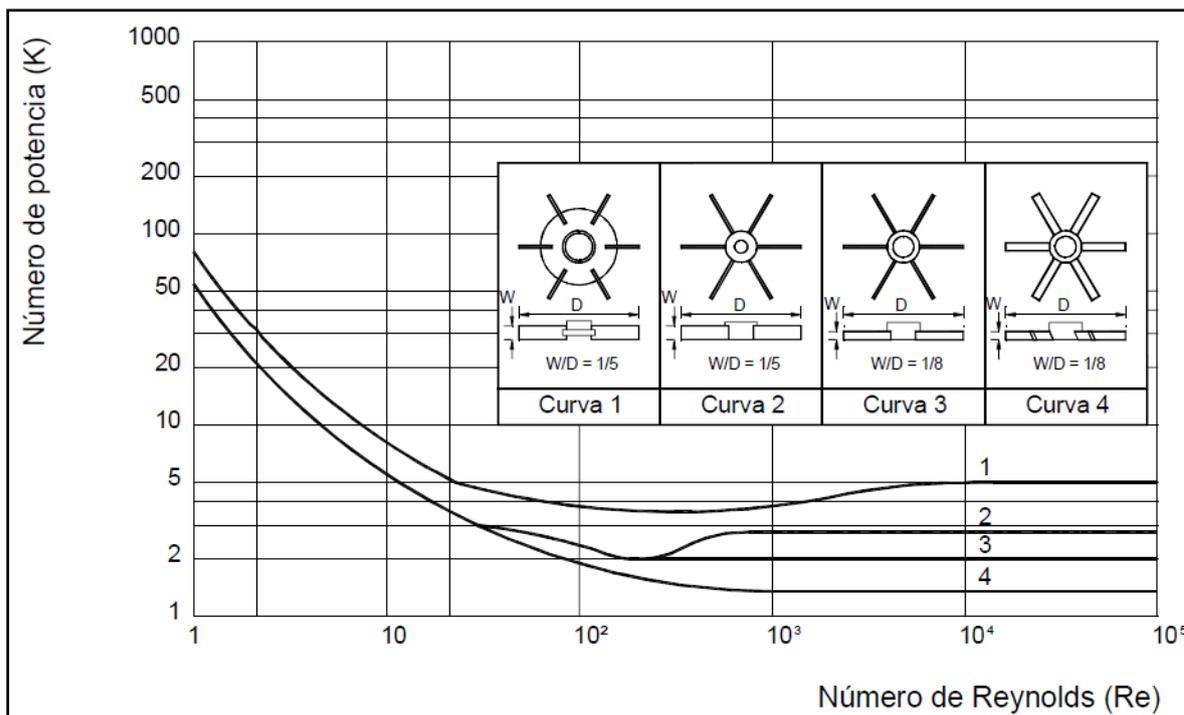
$\rho$ : densidad del agua (Kg/m<sup>3</sup>)

n: número de rotaciones por segundo (rps)

D: diámetro de la turbina (m).

El número de potencia dependerá del tipo de turbina y la turbulencia generada, medida en función del número de Reynolds (Re), tal como puede observarse en la Figura 14.

<sup>14</sup> Uhl VH y Gray JH. 1966. Mixing Theory and Practice, Vol. 1, Academic Press, New York.



**Figura 14.** Relación entre el número de potencia y el número de Reynolds para algunos tipos de turbinas (ENOHSa, 2001)

Preestablecidos los valores del volumen del tanque de mezcla (Vol) y del Gradiente de Mezcla (G), el número de revoluciones de la turbina puede obtenerse igualando la Ec. 7 y la Ec. 16, de forma que queda expresada en la Ecuación 17.

$$n = \sqrt[3]{\frac{P}{K \cdot \rho \cdot D^5}} \quad [17]$$

## 6. FLOCULACIÓN

Una vez que las partículas coloidales han sido desestabilizadas en el proceso de coagulación, se requiere realizar la unión de las mismas para formar partículas más grandes que permita lograr su sedimentación, es decir, su separación del agua a tratar.

A este proceso se lo denomina floculación y al conglomerado de partículas conseguido se los llama flocs. Estos últimos presentan una baja resistencia a los esfuerzos de corte y, por tanto, los valores recomendados de los Gradientes de Mezcla (G) son significativamente

menores y a los asignados a los procesos de coagulación. Esto conlleva a que la floculación se lleve a cabo en unidades distintas al proceso de coagulación.

La permanencia hidráulica o tiempo de floculación ( $t_f$ ) y los gradientes medios de velocidad  $G$  a ser aplicados, deben ser determinados mediante ensayos de jarra<sup>15</sup>.

### **6.1. Tipos de Floculadores**

---

La potencia necesaria en la floculación puede aplicarse por medios hidráulicos o mecánicos<sup>16</sup>.

#### **a) Floculadores Hidráulicos**

---

Los floculadores hidráulicos utilizan chicanas para generar turbulencia que propicie las condiciones de floculación. Los más comunes son de chicanas y pueden realizarse de Flujo Horizontal o Vertical.

El floculador de flujo horizontal consiste en un tanque dividido por tabiques o chicanas, dispuestos de tal forma que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de los extremos libres de los tabiques (Figura 15).

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 (Figura 16).

---

<sup>15</sup> En los "Ensayos de Jarra" (Jar-Test) se colocan muestras del líquido a tratar en 4 o 6 vasos de vidrio transparente de 1 litro con paletas giratorias en su interior que simulan el proceso de floculación. Cada vaso presentará distintos valores de dosis de coagulante, velocidades de giro de paletas o permanencia, según la variable que se desea analizar.

<sup>16</sup> Un tipo de floculador que escapa a esta clasificación son los Floculadores de contacto de sólidos o en manto de lodos. Son unidades que reúnen en un único tanque la floculación y la decantación en flujo vertical y aprovechan la propiedad del lodo recién coagulado de precipitar partículas en suspensión

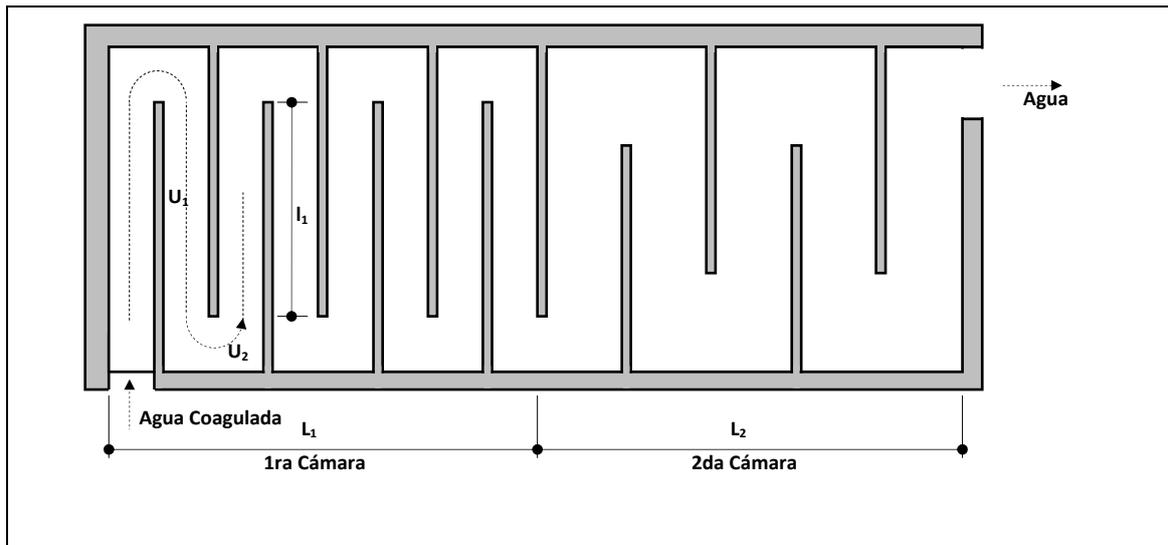


Figura 15. Floculador Hidráulico de Flujo Horizontal (vista en planta)

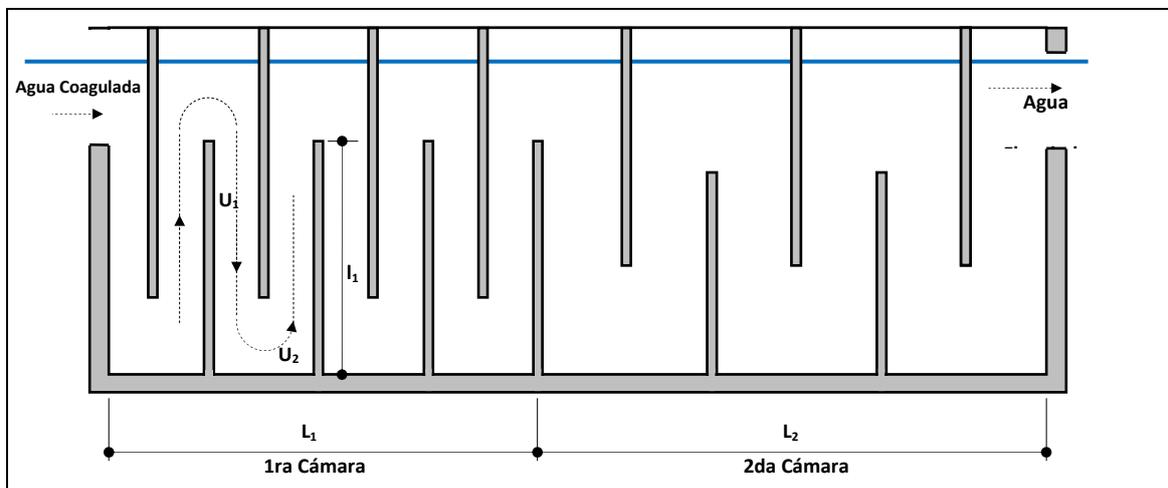


Figura 16. Floculador Hidráulico de Flujo Vertical (vista en Corte)

El ENOHSa (2001) realiza las siguientes recomendaciones para los floculadores de chicanas:

- La velocidad  $U_1$  deberá estar comprendida entre 0,30 m/s al comienzo de la floculación y 0,10 m/s al final.
- La separación  $W$  deberá ser de 0,60 m; que podrá ser menor, en caso que las chicanas sean fácilmente removibles.
- En los floculadores de flujo horizontal, "a" (separación entre el borde de la chicana y la pared del floculador en la Figura 15) debe ser menor a  $I_1$ . El criterio equivalente en los floculadores de flujo vertical es mantener una profundidad del agua no inferior a 3  $W$ .

- La separación "a", debe ser igual a 1,5 W. Equivale decir que la velocidad  $U_2$  en el pasaje debe ser igual a 2/3 de la velocidad  $U_1$  en el canal entre chicanas.

Los gradientes de velocidad más adecuados para la floculación deben determinarse, siempre que sea posible, a través de Ensayos de Jarras. Si no hay datos de este tipo, debe preverse un gradiente de velocidad en el primer compartimento del floculador igual a  $70 \text{ s}^{-1}$  y un mínimo para el último compartimento, igual a  $10 \text{ s}^{-1}$ , (ENOHSa, 2001).

El valor de las pérdidas energía generadas por los floculadores hidráulicos (h) puede obtenerse mediante la Ecuación 18. En tanto que el Gradiente de mezcla puede obtenerse de reemplazar el valor de h en la Ec. 12.

$$h = h_c + h_l = \frac{n^2 \cdot U_1^2 \cdot [(N+1) \cdot l_1]}{R_h^{4/3}} + \frac{3 \cdot N \cdot U_2^2}{2 \cdot g} \quad [18]$$

Donde:

$h_c$ : pérdidas de energías por fricción (m);

$h_l$ : pérdidas de energías localizadas por cambio de dirección (m);

n: coeficiente de rugosidad de Manning;

N: número de chicanas;

Rh: radio hidráulico (m).

#### a) Floculadores Mecánicos

---

Introducen potencia al agua, para asegurar una mezcla lenta, mediante agitadores mecánicos. El tipo de agitador mecánico más usado es el de paletas. Este puede ser de eje horizontal o vertical, a su vez las paletas puede ser paralelas o perpendiculares al eje (Figura 17). Las paletas imparten un movimiento rotatorio al agua así como cierta turbulencia interna.

La potencia aplicada por las paletas puede expresarse por el producto de la ( $F_D$ ) y la velocidad relativa de las paletas con respecto al fluido (v), (Ecuación 19).

$$P = F_D \cdot v \quad [19]$$

Siendo:

$F_D$ : fuerza aplicada por las paletas =  $\frac{C_D \cdot \rho \cdot A \cdot v^2}{2}$

A: área transversal de las paletas ( $\text{m}^2$ ) =  $\Sigma b_i \cdot l_i$

v (m/s): Velocidad relativa de las paletas con respecto al fluido =  $v_p \cdot (1 - k)$

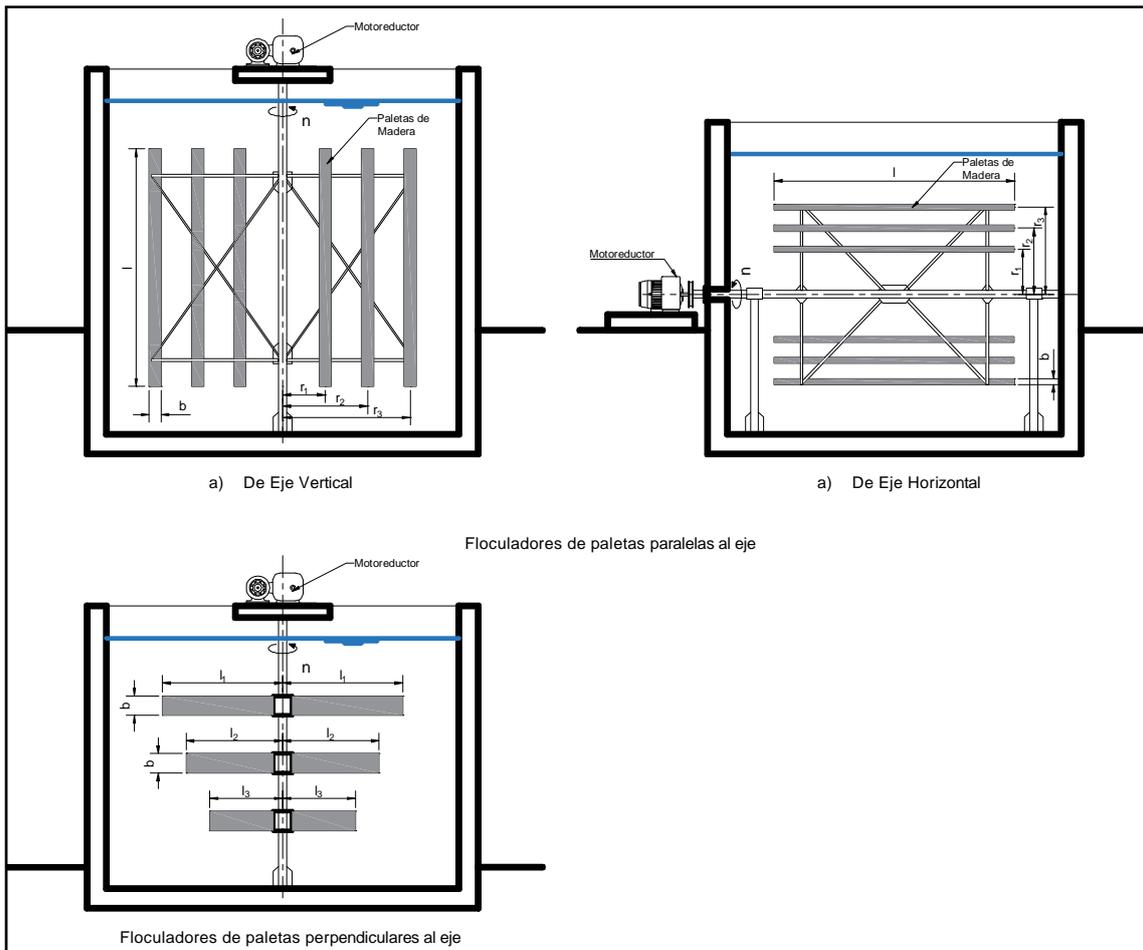
$k$ = relación entre la velocidad del agua y la de las paletas (generalmente igual a 0,25)

$v_p$  (m/s): velocidad de las paletas =  $n \cdot 2 \cdot r \cdot \pi$

$n$  (rps): número de revoluciones por segundo de las paletas

$\rho$  = Densidad del fluido, (kg/m<sup>3</sup>)

$C_D$ = Coeficiente de arrastre de las paletas =  $1,10 + 0,02 \cdot \left(\frac{b}{l} + \frac{l}{b}\right)$



**Figura 17.** Floculador mecánico de paletas (vista en Corte)

Considerando la Ec. 7, el gradiente de mezcla para floculadores mecánicos de paletas paralelas al eje de giro, puede calcularse según la Ecuación 20.

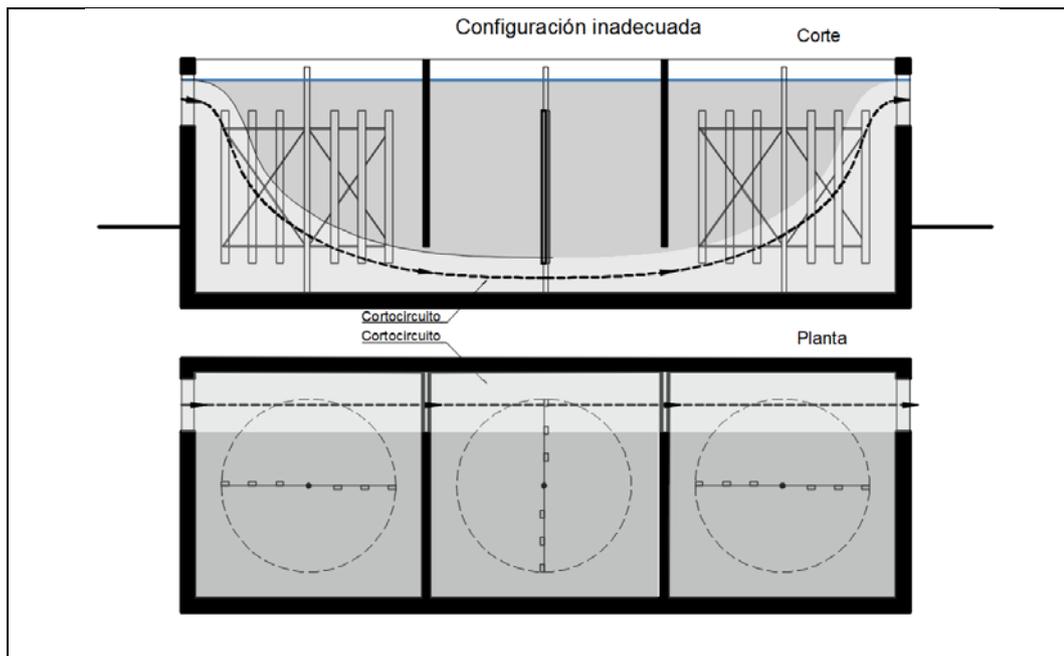
$$G = 5 \cdot \sqrt{\frac{\rho \cdot g}{\mu \cdot Vol} [C_D \cdot (1 - k)^3 \cdot n^3 \cdot b \cdot l \cdot (r_1^3 + r_2^3 + \dots)]} \quad [20]$$

En el caso de paletas perpendiculares al eje, se utiliza la Ecuación 21.

$$G = 2 \cdot \sqrt{\frac{\rho \cdot g}{\mu \cdot Vol} [C_D \cdot (1 - k)^3 \cdot n^3 \cdot b \cdot (l_1^4 + l_2^4 + \dots)]} \quad [21]$$

El ENOHSa (2001) realiza las siguientes recomendaciones para los floculadores mecánicos:

- La eficiencia de la floculación aumenta con el número de cámaras en serie, se recomienda proyectar por los menos tres cámaras
- Se debe prestar principal atención al diseño hidráulico de las cámaras a fin de eliminar los potenciales corto-circuitos. Por tanto el ingreso y salida del agua a cada cámara deben estar cruzadas entre sí (Figura 18).
- El área de las paletas deber ser menor del 20% del área del plano transversal del eje de rotación.
- La velocidad (tangencial al giro) en la extremidad de las paletas no debe ser superior a 1,20 m/s.
- El tiempo de permanencia debe ser de entre 20 y 30 min.
- El gradiente de mezcla debe entre 70 y 10 s<sup>-1</sup>, e ir disminuyendo entre unidades sucesivas
- Profundidad del líquido en los tanques de floculación: de 2,50 a 5,00 m.



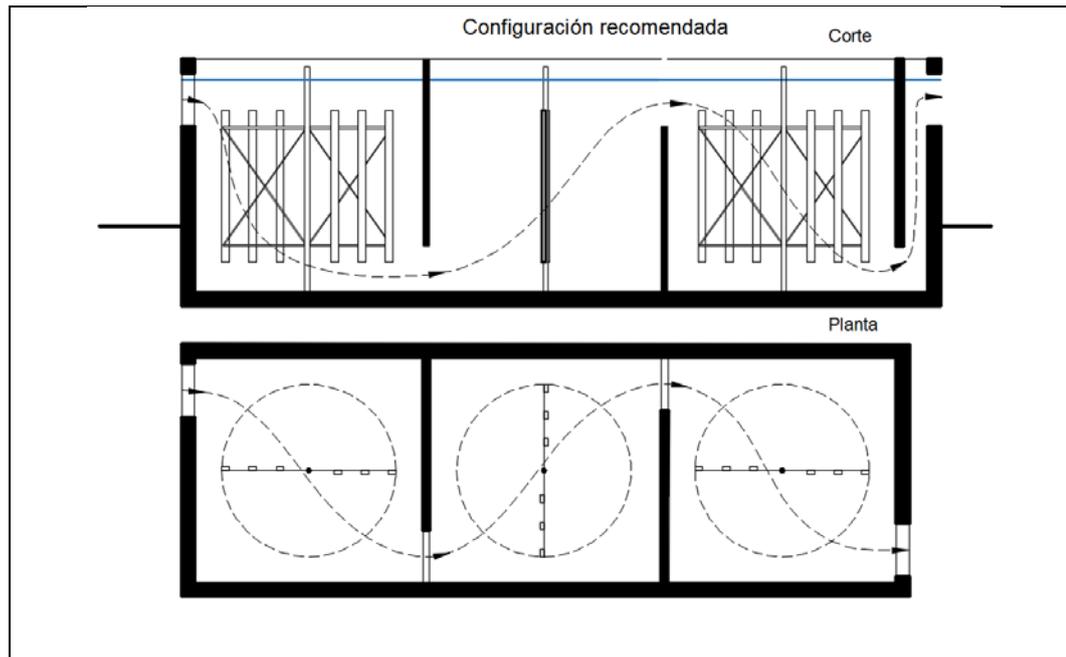


Figura 18. Configuración de floculadores mecánicos

## 7. SEDIMENTACIÓN

Se denomina sedimentación a la separación de las partículas suspendidas en el agua, por acción de la gravedad.

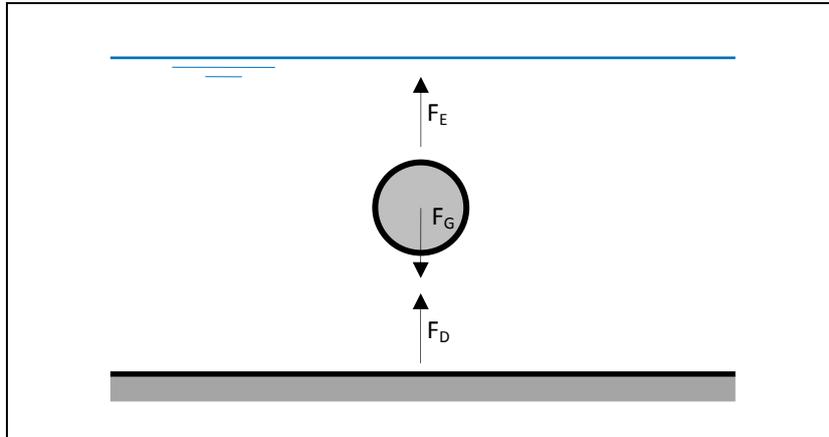
En plantas de tratamientos convencionales pueden usarse dos formas de sedimentación: i) *sedimentación simple* y ii) *sedimentación después de la coagulación y floculación*. Las unidades que funcionan como el primer caso se denominan *presedimentadores*, se colocan antes de la coagulación de manera de reducir la carga de sólidos sedimentables<sup>17</sup>. La sedimentación después de la coagulación - floculación se usan para remover los flocs que, por el tratamiento químico explicado en los apartados anteriores, son lodos en condiciones de sedimentar.

### Sedimentación Tipo 1 (de Partículas Discretas)

Una partícula discreta no coloidal en un fluido en reposo tenderá a descender debida a la fuerza de la gravedad ( $F_G$ ). A su vez, actuarán dos fuerzas opuestas a  $F_G$  (Figura 19): i) el empuje

<sup>17</sup> Este tipo de unidades son muy comunes en plantas que se abastecen del río Bermejo, ya que, este último presenta grandes transporta grandes cantidades de sedimentos.

hidroestático ( $F_E$ ) y ii) una fuerza de arrastre causada por el movimiento de la partícula en un líquido en reposo ( $F_D$ ).



**Figura 19.** Fuerzas actuantes en una partícula sólida durante la sedimentación

Cuando la partícula está sedimentando con velocidad constante ( $U_s$ ) las fuerzas actuantes son iguales (Ecuación 22).

$$F_D = F_G - F_E \quad [22]$$

Considerando la definición de cada una de las fuerzas, la Ec. 22 puede ser descrita en la Ecuación 23.

$$\frac{C_D \cdot A_s \cdot (\rho_a \cdot U_s^2)}{2} = \rho_s \cdot g \cdot Vol_s - \rho_a \cdot g \cdot Vol_s \quad [23]$$

Donde

$C_D$ : coeficiente de arrastre

$A_s$ : área proyectada de la partícula en la dirección del movimiento ( $m^2$ )

$U_s$ : velocidad de sedimentación de la partícula ( $m/s$ )

$\rho_s$ : masa específica de la partícula ( $kg/m^3$ )

$\rho_a$ : masa específica del agua ( $kg/m^3$ )

$Vol_s$ : volumen de la partícula ( $m^3$ )

$g$ : aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

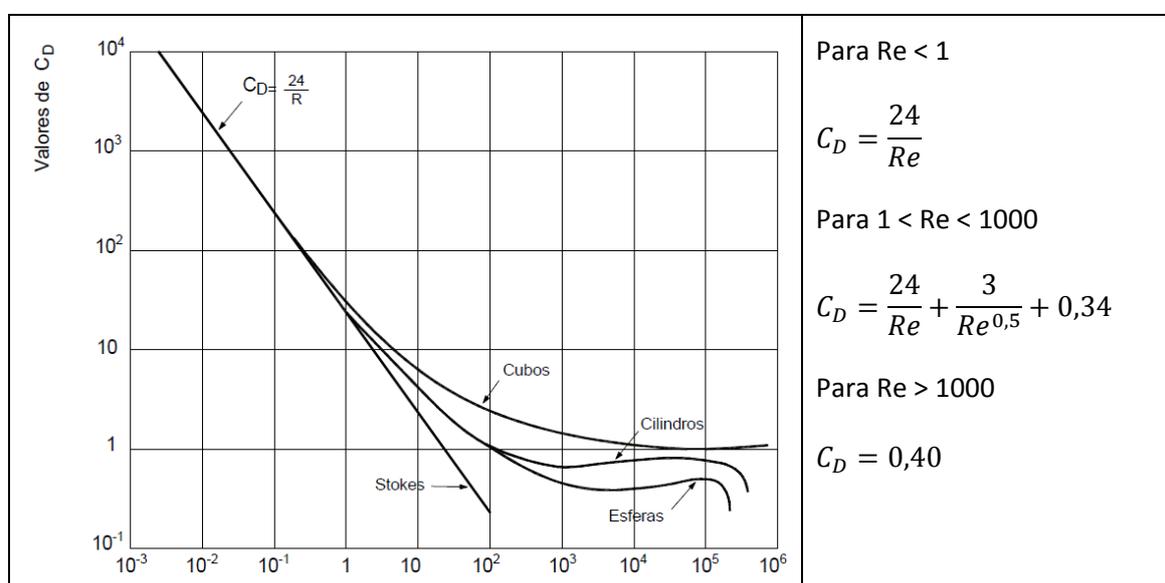
La velocidad de sedimentación de una partícula en un fluido en reposo se puede expresar en la Ecuación 24.

$$U_s = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot Vol_s}{C_D \cdot \rho_a \cdot A_s}} \quad [24]$$

Si, como hipótesis, se considera que la partícula es una esfera<sup>18</sup> de diámetro  $d_p$ , la Ec. 24 puede expresarse en la Ecuación 25.

$$U_s = \sqrt{\frac{4 \cdot g \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot d_p}{3 \cdot C_D \cdot \rho_a}} \quad [25]$$

El coeficiente de arrastre  $C_D$  varía con el número de Reynolds<sup>19</sup>, de acuerdo a lo que se muestra en la Figura 20 para partículas de diferentes formas.



**Figura 20.** Variación del coeficiente de arrastre en función del número de Reynolds durante la sedimentación de partículas discretas (ENOHSa)

Considerando que el fluido está en reposo, el valor de  $Re$  es inferior a 1, por lo que la velocidad puede expresarse por la Fórmula de Stokes (Ecuación 26).

$$U_s = \sqrt{\frac{g \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot d_p^2}{18 \cdot \mu}} \quad [26]$$

<sup>18</sup> El volumen de una esfera se puede calcular mediante la siguiente fórmula:  $Vols = \pi \cdot d_p^3 / 6$   
En tanto que la superficie proyectada al plano transversal al movimiento es  $As = \pi \cdot d_p^2 / 4$

<sup>19</sup> El Número de Reynolds ( $Re$ ) es un índice adimensional que relaciona las fuerzas inerciales con fuerzas viscosas a partir de la siguiente Fórmula:  $Re = \rho_a \cdot U \cdot L / \mu$  (Donde  $U$ : velocidad del fluido;  $L$ : dimensión características del canal o conducto y  $\mu$ : viscosidad dinámica). Permite clasificar un flujo según la dirección que experimentan las partículas del fluido en: Laminar ( $Re < 2300$ ) las partículas se mueven con trayectorias uniformes, en láminas, con el mismo sentido, dirección y magnitud; Turbulento ( $Re > 2300$ ) las partículas se mueven siguiendo trayectorias erráticas, desordenadas, con formación de torbellinos

A partir de la Ec. 26 se deduce que la velocidad de sedimentación de partículas discretas depende de las formas, dimensiones y masa específica de tales partículas.

En virtud de la amplia gama de tamaños y formas que pueden presentar las partículas en suspensión y de las interferencias hidráulicas en el escurrimiento en los decantadores, en la práctica, la fórmula Stokes (Ec. 26) y similares (Ec. 24 y 25) no son utilizadas en las plantas de tratamiento.

Por lo que se recurre a modelos matemáticos para describir el comportamiento hidráulico de los decantadores y evaluar la sedimentabilidad de las partículas. Al efecto se detalla el modelo propuesto por Hazen (1904)<sup>20</sup>, considerando las siguientes hipótesis:

- La sedimentación se produce dentro de una unidad de flujo pistón perfecta (sin cotocircuitos, zonas muertas o interferencias externas), denominada decantador ideal.
- El escurrimiento es continuo y no turbulento.
- Las partículas son discretas con igual velocidad de sedimentación.
- No existe resuspensión de partículas depositadas en el fondo del tanque.

Hazen (1904) considero al decantador dividido en cuatro zonas distintas (Figura 21):

- Zona de entrada: destinada a distribuir uniformemente el afluente en la sección transversal del tanque.
- Zona de sedimentación: donde las características hidráulicas del escurrimiento permiten la deposición de las partículas (decantador ideal).
- Zona de barro: destinada a almacenar temporalmente las partículas removidas.
- Zona de salida: destinada a recolectar uniformemente el agua decantada.

---

<sup>20</sup> Hazen A. 1904. On Sedimentation, Trans. ASCE, 53, 45–88

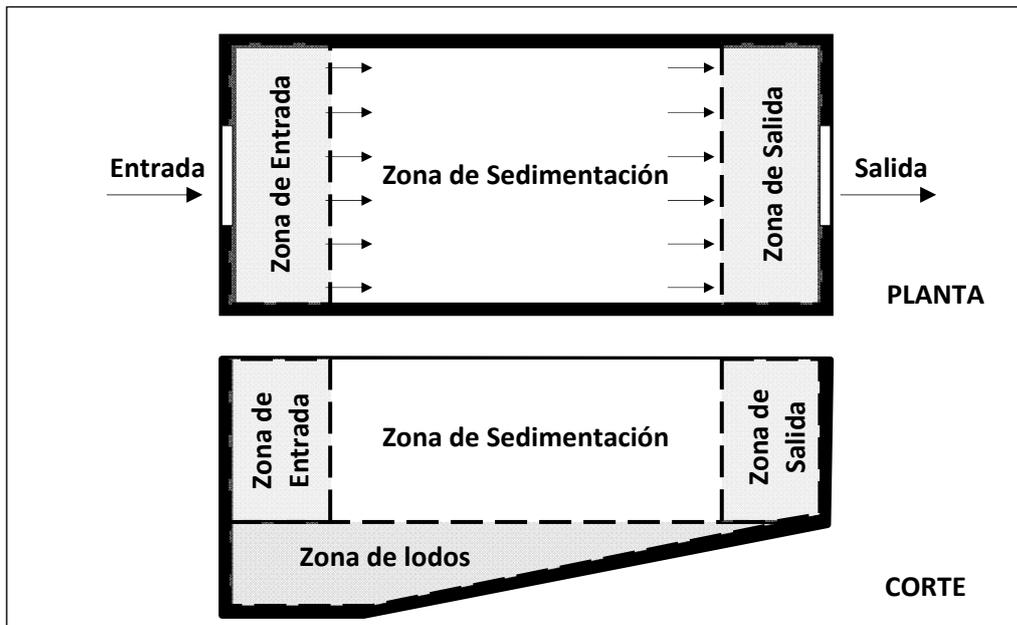


Figura 21. Esquemas en planta y corte de un decantador ideal (ENOHSa, 2001)

En la zona de sedimentación pueden entrar partículas de distintos tamaños y en distintas alturas del tanque. El interés se enfoca en la partícula que se encuentra en la posición más desfavorable, es decir, aquella que tarda más en sedimentar. En la Figura 22, se puede observar la trayectoria de partículas discretas (1, 2 y 3) con distintas velocidades de sedimentación ( $U_{s0}$ ).

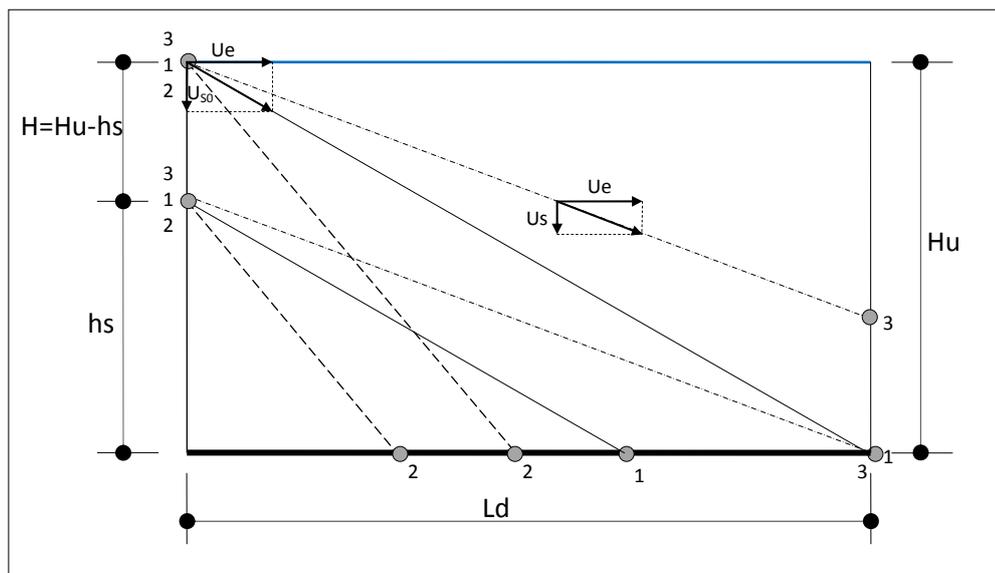


Figura 22. Trayectoria de partículas en la zona de sedimentación

El tiempo que tarda en sedimentar ( $t_{s0}$ ) la partícula 1, ubicada en el pelo de agua de la Figura 22, se puede obtener de la Ecuación 27. En tanto que el tiempo que tarda esa misma partícula en desplazarse horizontalmente en la zona de sedimentación ( $t_d$ ) se puede obtener de la Ecuación 28

$$t_{s0} = \frac{Hu}{U_{s0}} \quad [27]$$

$$t_d = \frac{Ld}{U_e} = \frac{Ld \cdot Hu \cdot Bd}{U_e \cdot Hu \cdot Bd} = \frac{Vold}{Q} = \frac{Hu}{(Q/Ap)} \quad [28]$$

Donde:

$U_e$  = velocidad media horizontal del escurrimiento (m/s).

$Bd$ : Ancho del decantador (m).

$Vold$ : volumen del decantador ( $m^3$ ).

$Ap$ : superficie de la zona de decantación ( $m^2$ ).

$Q$ : caudal ( $m^3/s$ ).

En la Figura 22 se puede observar que la partícula 1 analizada, sedimentará en el mismo instante en que atraviesa la zona de sedimentación, es decir,  $t_d = t_{s0}$ .

Por tanto, igualando las Ec. 27 y 28, se puede obtener la velocidad de sedimentación crítica, o carga superficial, tal como se expresa en la Ecuación 29.

$$U_{s0} = \frac{Q}{A_p} \quad [29]$$

Se destaca que el agua puede presentar partículas en suspensión con distintos tamaños y, por tanto, con distintas velocidades de sedimentación. Las partículas que tengan mayor o igual velocidad de sedimentación a  $U_{s0}$  serán removidas, independientemente de la posición donde se encuentren. Esto ocurre con la partícula 2 en la Figura 22. Por otro, las partículas con velocidades de sedimentación mayores a  $U_{s0}$ , no serán removidas si ocupan una altura igual a la partícula 1 (con trayectoria crítica), tal como ocurre con la partícula 3 en la Figura 22.

Consecuentemente, la partícula 3 de la Figura 22, será removida sólo si ingresa a la zona de sedimentación con una profundidad menor o igual a  $h_s$ . Así, si se considera que la  $H_u$  representa la altura por la cual el 100% de las partículas como 1 sedimentan, la eficiencia de

remoción de partículas 3 (Ef) puede obtenerse de la relación entre hs y Hu que, por triángulos semejantes, puede obtenerse de la Ecuación 30.

$$Ef = \frac{hs}{Hu} = \frac{U_s}{U_{s0}} = \frac{U_s}{(Q/Ap)} \quad [30]$$

Hazen (1904) indicó que la eficiencia de la remoción de partículas discretas es función del área superficial del tanque (Ap) y es independiente de la profundidad (Hu) y del tiempo de detención.

La validez de esta afirmación depende de la ocurrencia de las hipótesis planteadas precedentemente que en la práctica no se cumplen. En efecto, un decantador real se comportará notoriamente diferente a una unidad de flujo pistón perfecta, debido a efectos generados a la corriente por: i) diferencias de densidad (dadas por variación térmica y/o de concentraciones); ii) acción del viento y iii) acciones cinéticas (dadas por alteraciones en la entrada, obstrucciones de la sedimentación y alteraciones en la salida).

Debido a esto Arboleda Valencia (2004) indica que es más preciso afirmar que en un decantador el área superficie de decantación (Ap) y la carga superficial (Q/Ap) son parámetros más importantes que la profundidad (Hu) y el tiempo de permanencia (td).

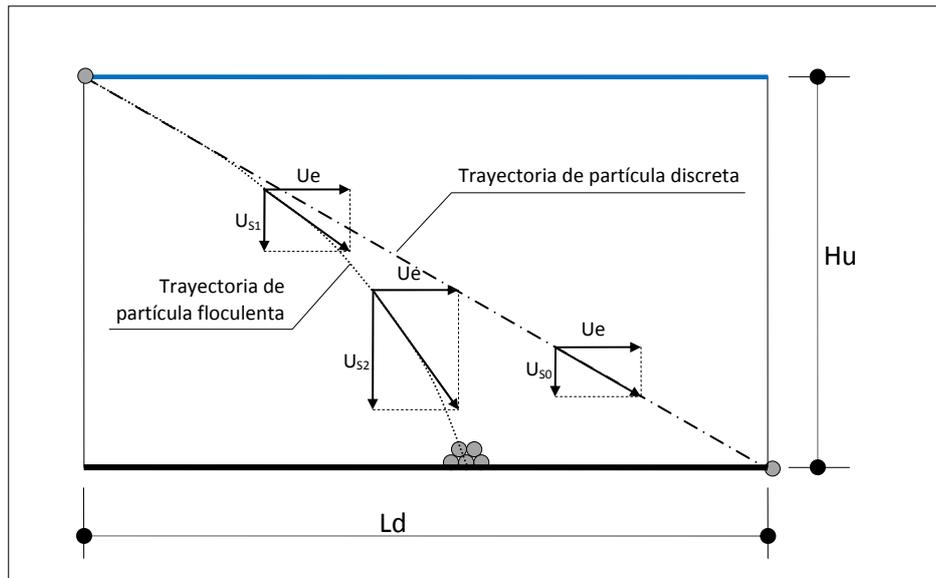
### Sedimentación Tipo 2 (floculenta)

---

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 las velocidades de sedimentación de las partículas cambian con el tiempo y la profundidad (Figura 23), es decir que la remoción es función no solo de la carga superficial sino también de la profundidad y el tiempo de retención. Dada la complejidad del lodo a decantar y de las variables que intervienen en la decantación no existe formulación matemática que evalúe exactamente la sedimentación de partículas floculentas y por ello es necesario efectuar los análisis con columnas de sedimentación<sup>21</sup>.

---

<sup>21</sup> El ensayo de columna de sedimentación consiste en llenar un vaso de 1,50 a 1,80 m con el agua floculada y se analiza la turbidez del agua a distintas alturas (e.g. 0,30 m; 0,60 m; 0,90 m; 1,20 m y 1,50 m) y luego de transcurrido distintos periodos de tiempo. Con estos datos es posible determinar el porcentaje de remoción (Ef) para distintos tiempos de permanencia (Td).



**Figura 23.** Trayectoria de partículas flocculentas en la zona de sedimentación

## Diseño de Sedimentadores Convencionales

Precedentemente se indicó que los decantadores estaban divididos en cuatro zonas: i) Zona de entrada; ii) Zona de sedimentación; iii) Zona de barro y iv) Zona de salida. A continuación se detallan la metodología y parámetros utilizados para el correcto diseño de cada una de ellas.

### **Zona de Sedimentación**

#### 1. Determinación del Área de sedimentación ( $A_p$ )

Para la determinación del área de sedimentación se aplica la Ecuación 31.

$$A_p = \frac{Q}{c_s} \quad [31]$$

Siendo  $C_s$ : carga superficial =  $Q/A_p$

El valor de la carga superficial puede obtenerse de ensayos de columnas de sedimentación, donde se obtienen una velocidad de sedimentación ( $U_{s0}$ ) para un eficiencia de remoción predeterminada ( $E_f$ ). Aplicando lo expresado por Hazen (1904) el  $U_{s0}$  es igual la carga superficial ( $C_s$ ), tal lo expresado en la Ec. 29. Sin embargo, los decantadores no funcionan como un tanque ideal, por lo que el valor de  $U_{s0}$  obtenido en laboratorio deberá dividirse por 1,30 a 2,20 para alcanzar valores cercanos a la realidad, dependiendo de las

características hidráulicas de entrada y salida de la unidad, de la capacidad de la planta de tratamiento y de la calificación de los operadores.

Cabe mencionar que una misma fuente de agua que abastece la planta de tratamiento puede presentar una variación significativa en su turbidez, es decir, el agua floculada puede presentar valores distintos de  $U_{50}$  a lo largo de la vida útil del decantador. El diseñador debe contar con una serie de ensayos a lo largo un periodo considerable para conocer la variabilidad de la fuente y, de esta manera, alcanzar valores de diseño óptimo.

Pese a su relevancia estos datos no son comunes, se recurre entonces al uso de tabla con datos sugeridos por distintos investigadores. Azevedo Netto (1972) sugiere adoptar los valores de carga superficial en función del tipo de instalación a construir, tal como se indica en la Tabla 2.

**Tabla 2.** Decantadores convencionales - Criterios Dimensionales (Azevedo Netto, 1972)

Tipo de Instalación	Carga Superficial		Tiempo de detención
	[m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día]	[m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /h]	[hs]
Instalaciones pequeñas con operación precaria	20 - 30	0,8 - 1,2	3 - 4
Instalaciones diseñadas con nuevas tecnologías <sup>22</sup> , con operación aceptable	30 - 40	1,2 - 1,7	2,5 - 3,5
Instalaciones diseñadas con nuevas tecnologías, con buena operación	35 - 45	1,5 - 1,9	2 - 3
Instalaciones diseñadas con nuevas tecnologías, con operación excelente y con ayudante de coagulación siempre que sea necesario	40 - 60	1,7 - 2,5	1,5 - 2,5

## 2. Determinación del Tiempo de Detención y de la Altura Útil (Hu)

El tiempo de detención debe permitir que para que la partícula con la velocidad de sedimentación escogida ( $U_{50}$ ) llegué al fondo del tanque de sedimentación. Por tanto, cuanto menor sea la altura del tanque, menor será el tiempo de detención requerido.

Sin embargo, Arboleda Valencia (2004) indica que los sedimentadores convencionales no pueden construirse con velocidades muy pequeñas, dadas las siguientes limitaciones:

<sup>22</sup> El autor define "nuevas tecnologías" a la utilización de coagulantes más eficientes que el sulfato de aluminio y un correcto diseño hidráulico de los sedimentadores. Arboleda Valencia (2004) añade a estos criterios la acción de la siguiente unidad en la secuencia de potabilización, el filtro, al realizar el siguiente comentario: "Las cargas superficiales bajas (20 -30 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.día) se usa en combinación con filtros de arena sola. Las altas (35-45 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.día) con filtro de lechos múltiples. En general en países en vías de desarrollo las plantas de tratamiento deben proyectarse para una operación precaria o apenas razonables y por eso no se deben exceder de 45 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.día"

- i) La velocidad de flujo horizontal ( $U_e$ ) no puede ser muy pequeña.
- ii) Existen interferencias que puede revolver los sedimentos del fondo.

Para determinar la altura de la zona de sedimentación ( $H_u$ ) se puede fijar el tiempo de detención ( $t_d$ ) recurriendo a la Tabla 2, en virtud de la carga superficial adoptada ( $cs$ ), y utilizando la Ecuación 32.

$$Hu = \frac{Vol}{A_p} = \frac{t_d \cdot Q}{A_p} = t_d \cdot cs \quad [32]$$

### 3. Formas de los sedimentadores

Los sedimentadores pueden tener forma rectangular o circular, siendo los primeros los más usados para plantas de tratamiento de aguas turbias.

El ENOHSa (2001) fija las siguientes relaciones entre las dimensiones:

- Relación largo–ancho :  $2 \leq L_d / B_d \leq 5$  (generalmente, alrededor de 3)
- Relación largo-profundidad :  $2 \leq L_d / H_u \leq 25^{23}$

### 4. Número de Unidades

Para que la planta de tratamiento no tenga que ser detenida en ocasión de la limpieza o mantenimiento de una unidad y se mantenga la operación continua, el número mínimo deseable de decantadores debe ser por lo menos dos.

### **Zona de Entrada**

La zona de entrada debe diseñarse en virtud de los siguientes objetivos:

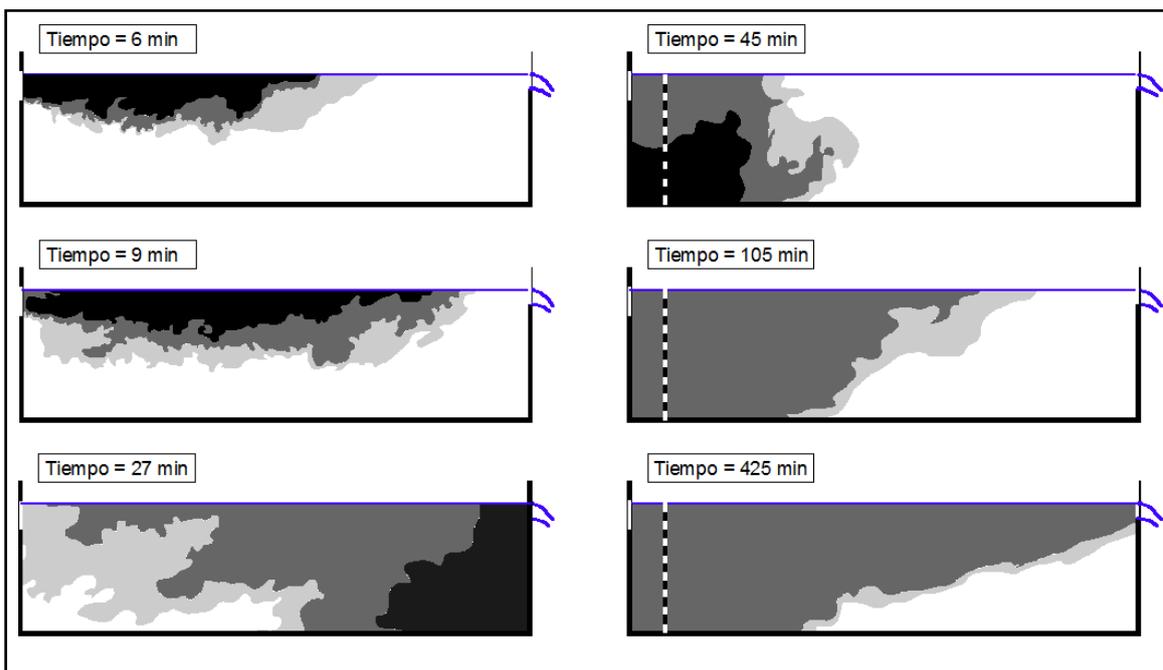
- Distribuir el agua tan uniformemente como sea posible en todo el área transversal del sedimentador
- Evitar chorros de agua que puedan provocar movimientos rotacionales de la masa líquida u otras corrientes cinéticas

---

<sup>23</sup> Si  $Q = U_{s0} \cdot B_d \cdot L_d = U_e \cdot B_d \cdot L_d \rightarrow L_d/H_u = U_e/U_{s0}$   
Por tanto, la relación  $L_d/H_u$  dependerá de las velocidades que se escojan

- Disipar la energía que trae el agua
- Evitar altas velocidades que puedan perturbar los sedimentos del fondo

Para ello se recurre al uso de pantallas cribadas cuyo efecto redundante en una mayor eficiencia del sedimentador. En la Figura 24 se puede observar los resultados de un ensayo con colorantes en un tanque de sedimentación con paredes transparentes. A la izquierda el tanque cuenta con un ingreso directo de agua (sin pantalla), se observa que el colorante solo se desplaza en la parte superior, indicando la existencia de un cortocircuito en tal estrato que aumenta la velocidad de traslación de las partículas y, por tanto, reduciría notablemente su eficiencia. A la derecha de la Figura 24, se puede observar el funcionamiento del mismo tanque con la interposición de una pantalla cribada cercana al ingreso de agua. La mancha de colorantes indica una mejor distribución del agua y un tiempo de traslación 15 veces superior al tanque de la izquierda. El funcionamiento del tanque de la derecha se asemeja a las condiciones planteadas por Hazen (1904) y, por tanto, el uso de la pantalla cribada es fundamental para alcanzar un funcionamiento hidráulico adecuado del tanque de sedimentación.



**Figura 24.** Trayectoria colorante en un tanque de sedimentación (CIS, 2008)<sup>24</sup>

El ENOHSa (2001) presenta las siguientes especificaciones para la pantalla cribada:

<sup>24</sup> Centro de Ingeniería Sanitaria (CIS) de la Universidad Nacional de Rosario. 2008. Apuntes del módulo de Potabilización de Aguas de la Especialización en Ingeniería Sanitaria.

- Tener el mayor número de orificios, repartidos según su altura útil H y su ancho B con espaciamiento igual o menor a 0,50 m.
- En el caso de partículas floculentas, el gradiente de velocidad en el pasaje por cada orificio no debe ser superior al mínimo de la última etapa de la floculación o a  $20 \text{ s}^{-1}$  si fuere mayor. El gradiente de velocidad, se obtiene de la Ecuación 33.

$$G = \frac{d_0}{S_0} \cdot \sqrt{\frac{\pi \cdot U_0^3}{8\nu \cdot C_d^2 \cdot X_0}} \quad [33]$$

Donde:

$C_d$  = coeficiente de descarga ( $\approx 0,60$ )

$S_0$  = distancia entre centros de los orificios (m)

$d_0$  = diámetro de los orificios (m)

$U_0$  = velocidad de escurrimiento en los orificios (m/s)

$\nu$  = viscosidad cinemática del agua ( $\text{m}^2/\text{s}$ )

$X_0$  = alcance de los chorros (m)

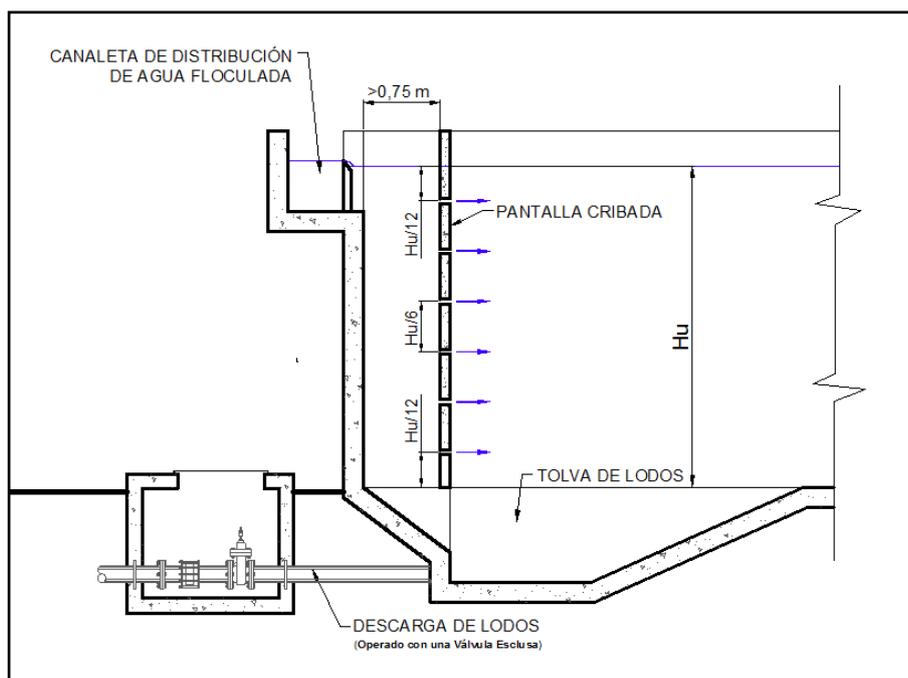
- La relación entre la sumatoria de las áreas de pasaje  $\Sigma a_0$  ( $\text{m}^2$ ) de los orificios de superficie ( $\text{m}^2$ ), debe ser inferior a 0,5

$$\Sigma a_0 / A_e < 0,5 \text{ ó } [\Sigma a_0 / (B \cdot H)] < 0,5$$

- La distancia  $L_a$  entre la pared frontal inicial del sedimentador y el tabique difusor transversal al mismo, debe dejar espacio superficial para la limpieza y ser aproximadamente igual a:

$$L_a = 1,5 \cdot \Sigma a_0 \cdot H/A_e = 1,5 \Sigma a_0 / B = \text{separación libre entre la pared frontal inicial del sedimentador y el tabique inferior (m)}$$

En la Figura 25 se ve el esquema de una pantalla de madera en un decantador convencional y las dimensiones recomendadas.



**Figura 25.** Esquema de la pantalla de distribución de agua en un decantador convencional (ENOHSa, 2001)

### **Zona de Salida**

Arboleda Valencia (2004) indica que el tipo de estructura de salida determina en buena parte la mayor o menor proporción de partículas que pueden ser resuspendidas en el flujo, sin embargo, estas perturbaciones solo afectan la masa del agua que está al final del decantador. Debe tenerse en cuenta que el tamaño y peso específico del floc que llega al final es por lo general pequeño y su velocidad  $U_s$  es baja, de forma que aún leves perturbaciones pueden crear un componente vertical que levanta los flocs.

La carga unitaria del vertedero ( $Q_{ad}$ ) es la relación entre el caudal de agua decantada y la longitud recolección de la misma. Esta variable afecta directamente la velocidad de aproximación del flujo a la zona de salida y, por tanto, el ENOHSa (2001) indica que no debe superar 1,8 l/s.m.

En la Figura 26 se indican los tipos de estructuras de salida más usados. Los vertederos de rebose, cualquiera sea su forma, en lo posible no deben dejar zonas muertas, como las que se presentan en el caso (b), pues la trayectoria de las partículas se tiene que curvar aumentando las posibilidades de arrastre. Los deflectores del viento que se incluyen en los casos (a), (d) y (e) penetran a poca profundidad dentro del agua, y tienen por objeto evitar el oleaje que el viento produce y que puede acarrear considerable cantidad de floc hasta las canaletas o

vertederos de salida. Las canaletas de rebose (e) y (d) se diseñan con el propósito de disminuir la carga lineal sobre ellas.

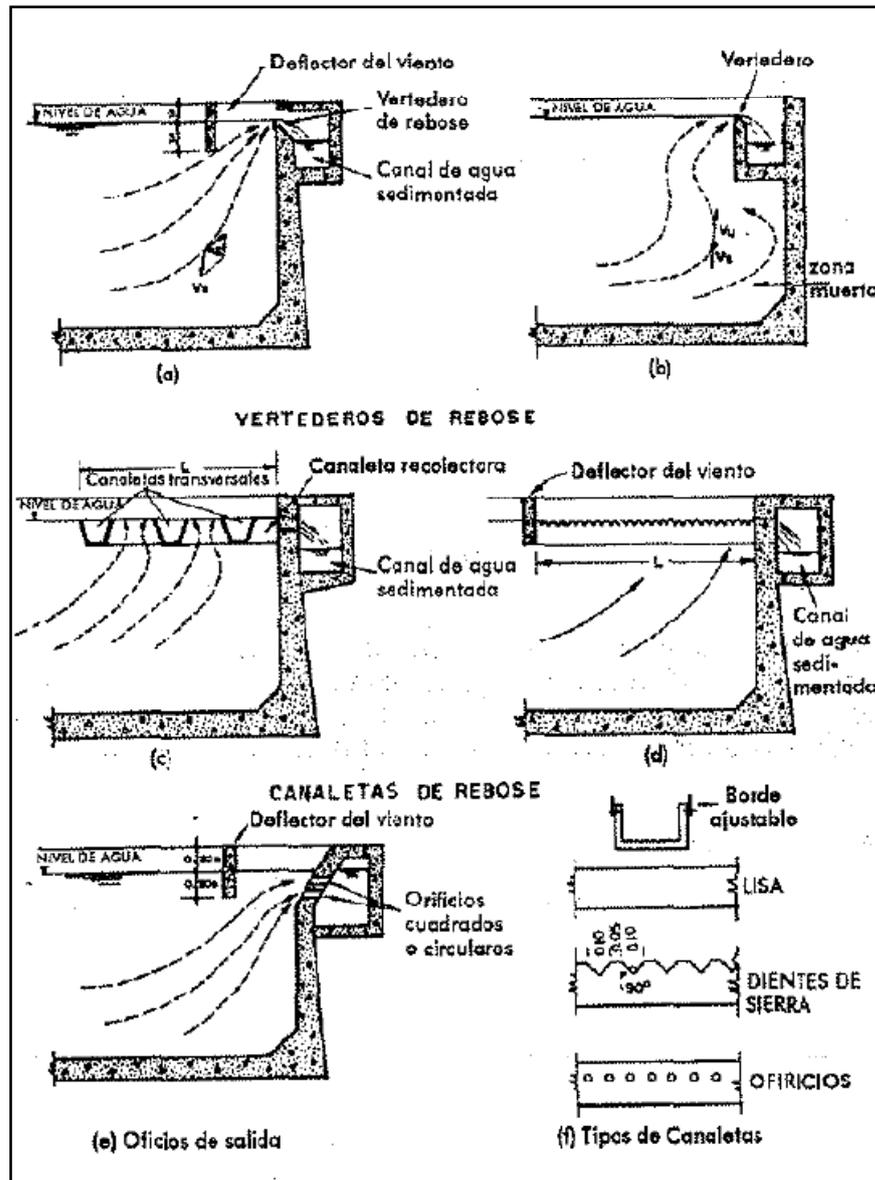


Figura 26. Estructuras de salida en Sedimentadores Rectangulares (Arboleda Valencia, 2004)

Algunos proyectistas prefieren prolongar su longitud hasta  $1/3$  y aún  $1/2$  de la extensión total del tanque sedimentador. Pueden colocarse transversales al flujo, caso (e), o paralelas al flujo, caso (d). En ambos tipos existe una cierta distorsión de las líneas de flujo por constricción de la sección inmediata antes de que la partícula alcance el borde de la canaleta, lo que induce un acarreo del floc más liviano. Para niveladas con más precisión, se puede dejar una tira metálica, ajustable por medio de pernos, en los flancos externos de las canaletas.

### **Zona de lodos**

Para el correcto funcionamiento de las tolvas es necesario conocer el volumen de lodos que deberán depositarse en ellas a fin de poder dimensionar tanto su forma, capacidad y número de descargas por día que deberán programarse, para mantener el nivel de fangos dentro de los límites que no estimulen el arrastre de partículas y en consecuencia tiendan a desmejorar la calidad del efluente.

En plantas existentes se debe determinar el volumen de barro producido diariamente en períodos críticos (mayor turbiedad) mediante ensayos en laboratorio con Cono Imhoff.

En proyectos de plantas nuevas, el volumen de barro a producir, se debe determinar en base a la calidad del agua cruda y dosis de productos químicos a aplicar en esos períodos, además de adoptar nuevas experiencias de diseño.

De las investigaciones realizadas por Ruiz y colaboradores (1983) se puede estimar el caudal de lodos ( $Q_l$ ) mediante la Ecuación 34<sup>25</sup>.

$$Q_l = Q \cdot \frac{(K_1 \cdot D + K_2 \cdot T)}{100} \quad [34]$$

Donde:

T = turbiedad del agua cruda [UNT]

$K_1$  = constante que varía entre 0,15 y 0,25

$K_2$  = constante que varía entre 0,014 y 0,009

La zona de lodos se compone de tolvas donde se acumula el lodo, las mismas se diseñan en función del tipo de remoción a utilizar, que puede ser manual o automática. El ENOHSa (2001) indica las siguientes especificaciones para la zona de lodos, en el caso que se opte por remoción manual:

- Debe tener descarga(s) de fondo para que el vaciado sea efectuado en un tiempo menor de 6 horas.
- La(s) descarga(s) debe(n) ser localizada(s) preferentemente en la zona de mayor acumulación de barro.
- El fondo debe tener un declive mínimo del 5% en el sentido del lugar de la descarga.

---

<sup>25</sup> Las expresiones para evaluar el volumen de lodos concentrados varían considerablemente de un autor a otro. Sin embargo, todos coinciden en que es función de la dosis de coagulantes y de la concentración de sólidos suspendidos.

- La remoción hidráulica del barro acumulado exige el fondo inclinado con ángulo superior a  $50^\circ$  (con el plano horizontal), formando una tolva de volumen tronco de pirámide o de cono invertido, debiendo la descarga ser localizada en su extremidad inferior.

En la Figura 27 se puede observar el diseño de una tolva de lodos en un decantador simple.

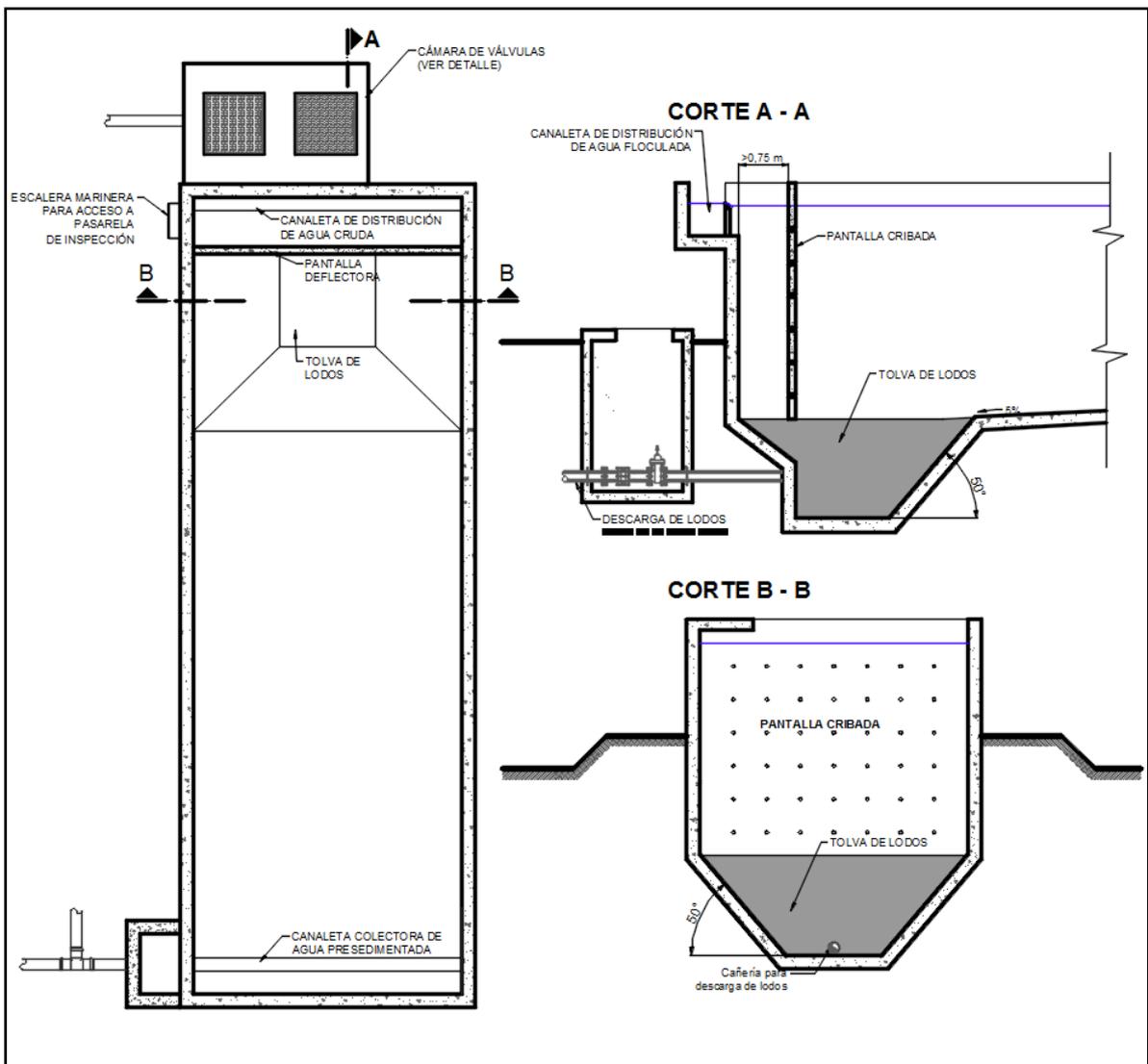


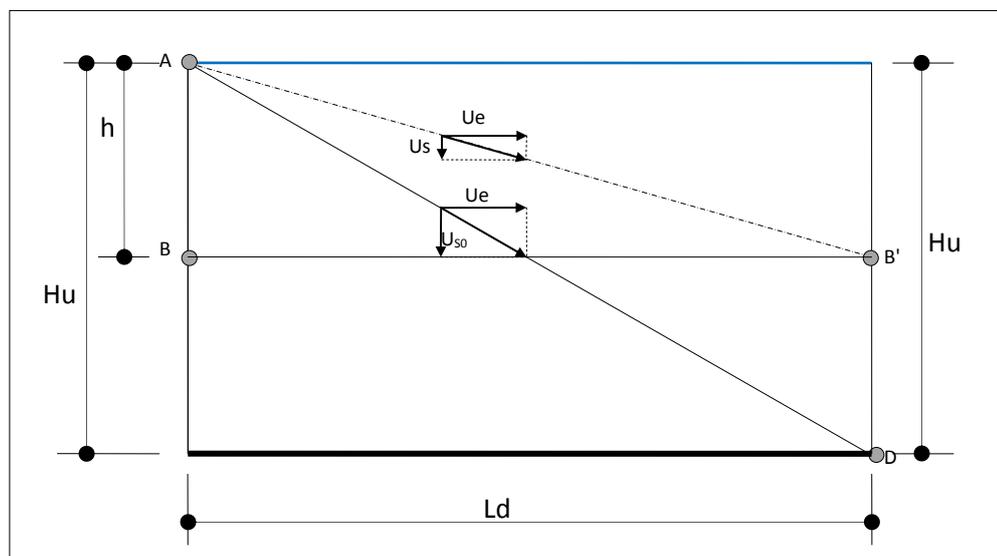
Figura 27. Estructuras de salida en Sedimentadores Rectangulares

Sedimentadores de alta tasa

***Sedimentadores de placas inclinadas***

Este tipo de sedimentadores parten de la idea que al disminuir la altura se aumenta la eficiencia del sedimentador.

Si en un decantador de altura  $H_u$  se introduce un piso intermedio a una altura  $h$  a partir del nivel de agua, se remueven las partículas con velocidad de sedimentación  $U_s \leq U_{s0}$  (como se ve en la Figura 28), lo que antes no sucedía.



**Figura 28.** Esquema del funcionamiento de un decantador convencional con losa intermedia

Esto concuerda con lo expresado por Hanzen (1904), dado que, teóricamente se puede admitir que la capacidad de un decantador es del triple si se triplica su área en planta.

Sin embargo, si el entrepiso del decantador es horizontal, se dificulta la limpieza de los lodos acumulados en los mismos. Por lo que, en lugar de entrepisos horizontales se recurre a usos de placas inclinadas con ángulos de  $45^\circ$  a  $60^\circ$ , tal como se esquematiza en la Figura 29.

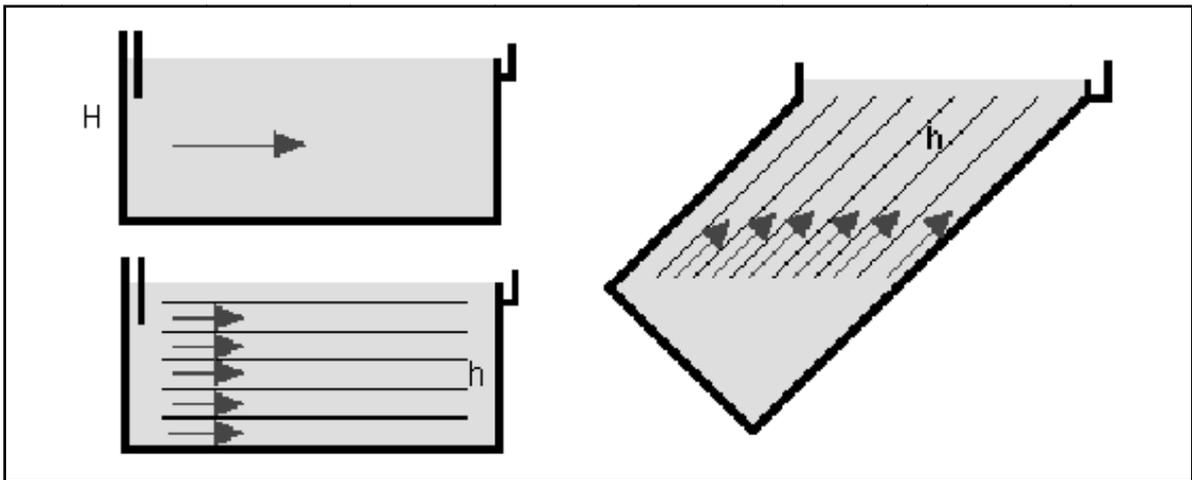


Figura 29. Esquema flujo de decantadores convencionales y de placas inclinadas.

El diseño de este tipo de decantadores no es desarrollado en este documento. Su abordaje es de mayor complejidad, dado que, se requiere entre otros aspectos alcanzar una equirepartición de caudales de ingreso entre placas.

## 8. FILTRACIÓN

### 8.1. Descripción de la Filtración

#### Definición

La filtración del agua consiste en hacerla pasar por sustancias porosas, denominadas *manto filtrante*, que puedan retener o remover algunas de sus impurezas. Por lo general, se utiliza como medio poroso la arena soportada por capas de piedras, debajo de las cuales existe un sistema de drenaje.

Con el paso del agua a través de un lecho de arena se producen los siguientes efectos (CEPIS, 2002):

- remoción de materiales en suspensión y sustancias coloidales;
- reducción de las bacterias presentes;
- alteración de las características del agua, inclusive de sus características químicas..

## Mecanismos Productores de la Filtración

---

La filtración puede remover partículas muchísimo más pequeñas que los poros del medio filtrante. Este fenómeno descarta la idea que indica que la filtración se realiza por el simple efecto físico de cernido. Arboleda Valencia (2004) indica que los mecanismos que intervienen en la filtración son:

- *Cernido*: cuando la partícula es de tamaño mayor que los poros del lecho filtrante, puede quedar atrapado en los intersticios. El cernido en general actúa sólo en las capas más superficiales del lecho y con partículas relativamente fuertes capaces de resistir los esfuerzos cortantes producidos por el flujo, cuya velocidad aumenta en las constricciones
- *Sedimentación*: las partículas con peso específico mayor al del agua pueden sedimentar en la superficie de los granos<sup>26</sup>.
- *Intercepción*: el contacto de algunas partículas con los granos del manto genera una película alrededor de estos últimos. A medida que la película aumenta su grosor aumentan las velocidades flujo intersticial que propician el arrastre de parte de la capa adherida para ser retenida por otros granos, menos recubiertos, dispuestas aguas abajo. Este proceso de arrastre de la película se hace cada vez mayor a medida que su espesor crece, con lo que la colmatación del manto filtrante progresa en profundidad
- *Difusión*: las partículas muy pequeñas (menores 10  $\mu\text{m}$ ) pueden moverse de zonas de mayor a concentración a otras de menor concentración de sólidos suspendidos.
- *Impacto inercial*. cuando la velocidad es alta y la partícula es grande, deben tenerse en cuenta los efectos de la inercia. Esto implica que al pasar una suspensión alrededor de un obstáculo, mientras las líneas de flujo se curvan, las partículas pueden continuar su trayectoria original, impulsadas por las fuerzas de inercia, y chocar con el grano del filtro quedando adheridas a él
- *Acción hidrodinámica*: Partículas de tamaño relativamente grande en un medio viscoso en movimiento laminar podrán tener en sus extremos velocidades diferentes, debido al gradiente de velocidades. Así la partícula girará y será conducida a una región de velocidad más baja.

---

<sup>26</sup> Hazen (1904) indicó que 1 m<sup>3</sup> de arena seca de 0.35 mm de diámetro, puede tener un área superficial de 8.000 m<sup>2</sup>. Sin embargo, no toda esta área está en condiciones de recibir sedimentos, ya que una parte de ella no es útil por estar los granos en contacto unos con otros y otra parte por estar en puntos donde la velocidad del flujo es muy alta, la superficie aprovechable. Para la sedimentación se ha estimado que puede ser solamente un 5.56% de la total, o sea unos 444 m<sup>2</sup> por m<sup>3</sup>

En la Figura 30 se ilustra los distintos mecanismos que intervienen en el proceso de filtración.

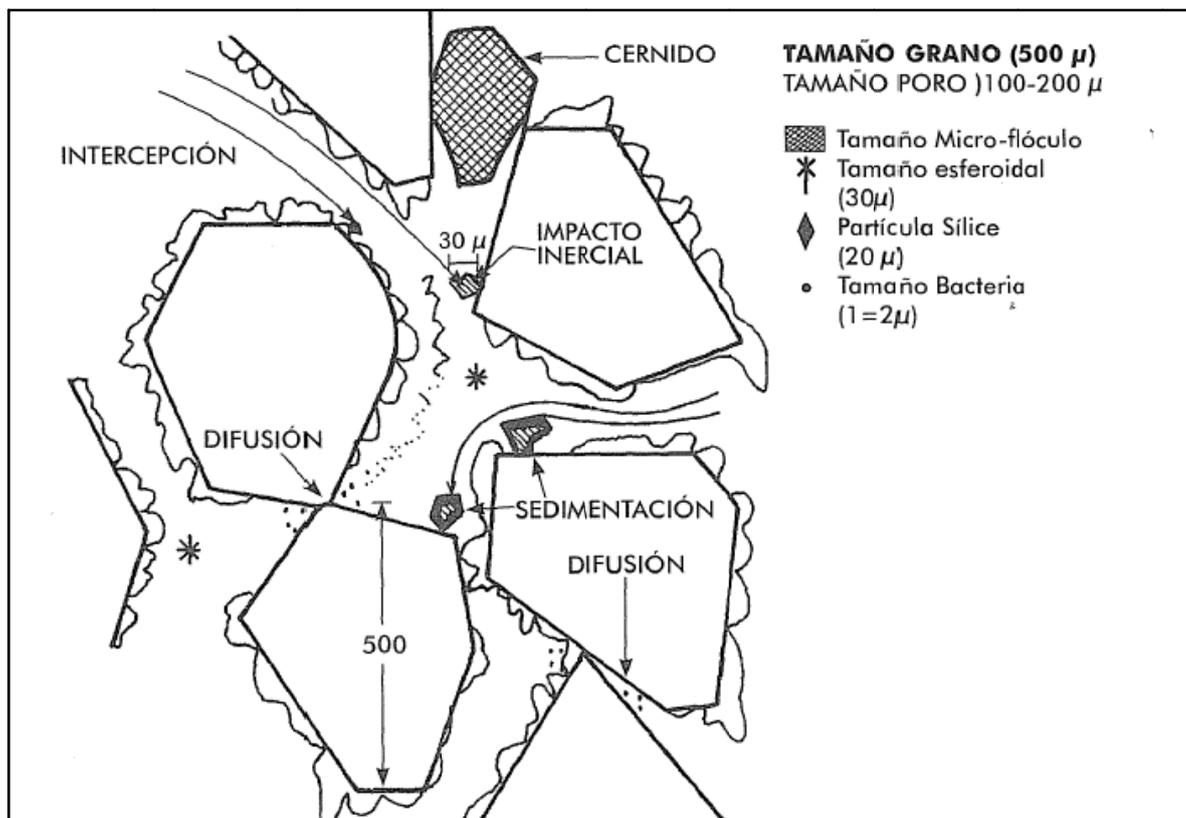


Figura 30. Diferentes mecanismos que se producen en un medio filtrante (Arboleda Valencia, 2004).

## 8.2. Tipos de Filtros

### Tasa o Rata de Filtración

La *tasa de Filtración* ( $q_f$ ) se obtiene del cociente entre el caudal ( $Q$ ) y el área de filtrado ( $A_F$ ), tal como se describe en la Ecuación 32.

$$q_f = \frac{Q}{A_F} \quad [35]$$

La tasa o rata de filtración se mide normalmente en  $m^3/m^2/día$ .

### Clasificación

Según CEPIS (2002) los filtros pueden clasificarse según tasa (o rata) de filtración en:

- *filtros lentos*: funcionan con una tasa media de  $4 m^3/m^2/día$  (0,17 m/h);

- *filtros rápidos*: con una tasa media de  $120 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$  (5 m/h).

También se pueden clasificar en virtud de la energía utilizada para propiciar el flujo del agua por el manto filtrante, en:

- *De presión*: son carcasas cerradas presurizadas, en las cuales al agua que va a ser tratada se aplica a presión. Sus tasas de filtración son del orden 10 m/h.
- *De gravedad*: el flujo de agua se propicia por la diferencia de energía geodésica o de posición.

En este documento son tratados únicamente filtros a gravedad, en sus posibilidades de lentos o rápidos.

### 8.3. Filtros Lentos

---

Se utilizan para la remoción de concentraciones bajas de sólidos suspendidos (entorno a 50 ppm). No debe utilizarse con procesos de coagulación previa. Por lo general se utilizan en localidades pequeñas.

Son cajas de hormigón armado o mampostería de planta rectangular o cuadrada con fondo en leve pendiente en el que se conforman canaletas con pendiente de 0,02 m/m. Las canaletas y el canal central van recubiertas con losetas o ladrillos a junta abierta que conforman un falso fondo. Sobre el falso fondo se dispone un manto sostén de canto rodado. Luego se apoya el manto filtrante, cuyas características se indican en la Tabla 3.

**Tabla 3.** Características del manto filtrante en Filtros Lentos

Espesor	1,20 a 1,60 m
Material	Arena Fina
Tamaño efectivo de granos <sup>27</sup>	0,25 a 0,35 mm
Coefficiente de uniformidad <sup>28</sup>	2 a 3

En la Figura 31 se indica una planta y un cortes esquemático de un filtro lento.

---

<sup>27</sup> El Tamaño efectivo es el diámetro del tamiz por el que pasa el 10% en peso de un determinado volumen de arena.

<sup>28</sup> El Coeficiente de uniformidad es la relación entre el diámetro del tamiz por el que pasa el 60 % de la arena con respecto al tamaño efectivo.

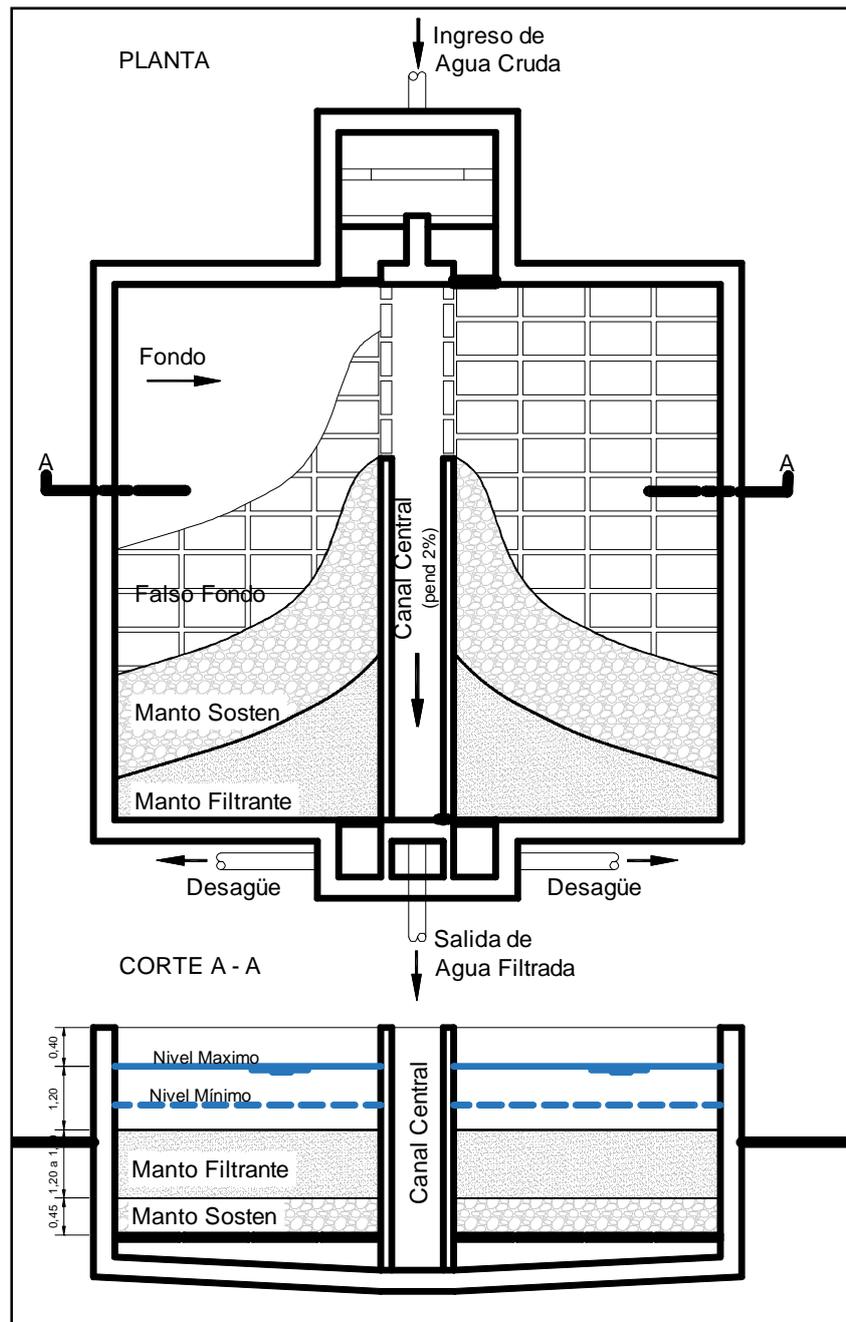


Figura 31. Planta y Corte de un Filtro Lento

En el filtro lento, además de los mecanismos mencionados, se genera una filtración biológica, ya que, en él no se usan sustancias desinfectantes previas a la filtración ni durante su lavado. En la *Filtración Biológica* crecen microorganismos en la superficie del lecho filtrante que producen una serie de reacciones orgánicas que completan el tratamiento de potabilización. Así, se eliminan bacterias patógenas y protozoarios parasitarios. La formación de la capa biológica, también llamada zooglea (o schmutzdecke) se debe a la carga biológica presente en el agua cruda que afluye al filtro y se desarrolla principalmente en los primeros

centímetros del manto filtrante. Dicha capa se halla compuesta de plancton, fitoplancton (principalmente diatomáceas), protozoos, rotíferas, bacterias y una amplia variedad de algas. La zooglea retiene a los organismos patógenos en un medio con menor temperatura y nutrientes que el cuerpo humano, además en ella proliferan tipos de organismos predatorios que se alimentan de bacterias (Arboleda Valencia, 2004).

Luego de un tiempo la zooglea puede colmatar el filtro y por tanto se requiere su limpieza periódica. La limpieza del filtro lento se hace raspando uno o dos centímetros de la superficie del manto filtrante y extrayéndolos. La altura de la capa filtrante va disminuyendo con cada raspado. Generalmente cuando se ha reducido hasta quedar sólo 60 a 70 cm debe colocarse arena, que puede ser nueva o la arena raspada luego de un lavado in situ. Limpiar un Filtro Lento significa detener su operación, no solo durante el raspado sino también hasta que se genere nuevamente la necesaria zooglea.

#### 8.4. Filtros Rápidos

##### Descripción

Los filtros rápidos convencionales constan de un tanque rectangular, en el cual se coloca un lecho de arena (manto filtrante) y grava (manto sostén) sobre un sistema adecuado de drenaje. El flujo pasa de la parte superior del tanque a los drenes del fondo, atravesando el medio filtrante. En la Figura 32 se indica un corte esquemático de un filtro rápido.

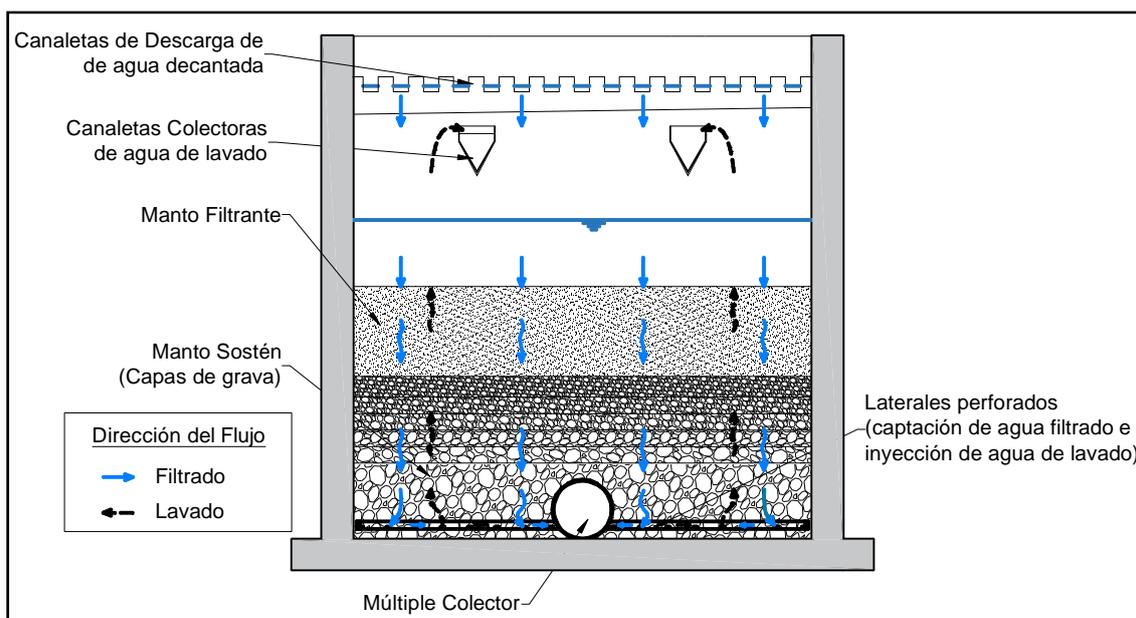


Figura 32. Corte esquemático de un Filtro Rápido

## Manto Filtrante

Los mantos filtrantes pueden ser constituidos únicamente de arena o de doble capa, compuestos por arena y antracita. Los mantos únicos de arena se utilizan para filtros rápidos convencionales con tasas de  $120 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$  (velocidad de filtración de 5 m/h). Los mantos duales se utilizan en filtros de alta velocidad que trabajan con tasas de  $400 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$  (velocidad de filtración de 16,7 m/h)

### ***Manto de Arena***

El manto filtrante en filtros rápidos presenta las características indicadas en la Tabla 4.

**Tabla 4.** Características del manto filtrante en Filtros Rápidos (ENOHSa, 2001)

Espesor	0,60 a 0,90 m
Material	Capa única de arena con subcapas de distinto tamaño
Tamaño efectivo de granos	0,45 a 0,65 mm
Coefficiente de uniformidad	1,60 a 1,80

Las subcapas de manto filtrante presentan granulometría variable, aumentando su tamaño efectivo de arriba hacia abajo. Eventualmente, entre el manto filtrante y el sostén, se dispone un manto intermedio denominada “capa torpedo” de 0,10 a 0,20 m de espesor a fin de optimizar la operación de lavado del filtro.

### ***Manto Dual***

Romero Rojas (1999) indica que 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 0,60 m de antracita de 1 mm, sobre 0,20 m de arena. Debido a la diferencia de densidades (antracita = 1,4 y arena = 2,65), la antracita permanece encima de la arena durante el lavado.

El manto filtrante en filtros de alta velocidad presenta las características indicadas en la Tabla 5.

**Tabla 5.** Características del manto filtrante en Filtros de alta velocidad (ENOHSa, 2001)

Espesor de arena	0,20 a 0,30 m
Espesor de antracita	0,45 a 0,60 m
Tamaño efectivo de la arena	0,40 a 0,60 mm
Tamaño efectivo de la antracita	0,59 a 2,00 mm
Coefficiente de uniformidad de la arena	≤ 1,60
Coefficiente de uniformidad de la antracita	≤ 1,60

### Manto Sostén

El manto sostén debe estar constituido por grava (o canto rodado). Este se dispone en subcapas cuya granulometría va disminuyendo desde el fondo a las capas superiores. Tal disposición granulométrica variará en función del fondo del filtro adoptado, es decir, su sistema de drenaje y del tipo de lavado a realizar (agua solamente o aire y agua). En la Tabla 6 se indica las granulometría de los manto sostén especificadas por el ENOHSa (2001).

**Tabla 6.** Granulometría del Manto Sostén (ENOHSa, 2001)

Sistema	Manto Sostén
Falso Fondo	e1 = 5,0 a 1,5 cm    D1 = 4,8 a 2,4 mm (superior) e2 = 5,0 a 7,5 cm    D2 = 12,7 a 4,8 mm e3 = 7,5 a 10,0 cm    D3 = 19,0 a 12,7 mm e4 = 7,5 a 10,0 cm    D4 = 38,0 a 19,0 mm e5 = 10,0 a 15,0 cm    D5 = 63,0 a 38,0 mm (fondo)
Falso fondo con vigas en V	e1 = 5,0 a 1,5 cm    D1 = 4,8 a 2,4 mm (superior) e2 = 5,0 a 7,5 cm    D2 = 12,7 a 4,8 mm e3 = 7,5 a 10,0 cm    D3 = 19,0 a 12,7 mm e4 = 7,5 a 10,0 cm    D4 = 38,0 a 19,0 mm e5 = 10,0 a 15,0 cm    D5 = 63,0 a 38,0 mm (fondo)
Tubería Perforadas <sup>29</sup>	e1 = 7,0 cm    D1 = 2,4 a 3,2 mm (parte superior) e2 = 9,0 cm    D2 = 3,2 a 6,4 mm e3 = 9,0 cm    D3 = 6,4 a 12,7 mm e4 = 5,0 cm    D4 = 12,7 a 19,0 mm e5 = 10,0 cm    D5 = 19,0 a 38,0 mm e6 = 15,0 cm    D6 = 38,0 a 75,0 mm (Fondo)

### Sistema de drenaje

Los drenes que se colocan en el fondo del filtro tienen dos objetivos, estos son: i) recolectar y extraer el agua filtrada y ii) distribuir uniformemente el agua de lavado en el lecho filtrante<sup>30</sup>.

<sup>29</sup> Las especificaciones son referidas a lavado con agua solamente

Existen distintos tipos de sistemas de drenajes. Arboleda Valencia (2004) los clasifica en tres tipos, tal lo indicado en la Tabla 7.

**Tabla 7.** Tipos de Sistema de Drenaje en Filtros Rápidos (Arboleda Valencia, 2004)

<b>Tipo</b>	<b>Clase o Nombre</b>	<b>Sustancia de Lavado</b>
Tuberías Perforadas	Trabajo con Gravas Bloques Wagner Boquillas Petterson – Candy	Agua sola Agua sola Agua y aire
Falsos Fondos	Fondo Weeler Fondo Leopold (cerámico) Fondo Leopold (plástico) Boquillas Prefabricados	Agua sola Agua sola Agua y aire Agua y aire Agua sola o Agua y aire
Placas Porosas	Bloques Carborundum Hormigón Poroso	Agua sola Agua sola o Agua y aire

A continuación se explican brevemente solo el sistema de tuberías perforadas

### ***Tubería Perforada***

Consiste en una tubería principal o múltiple que se desarrolla a lo largo de todo el filtro, a cuyos lados acometen cañerías perforadas (laterales).

El inconveniente mayor de este sistema es la alta pérdida de carga (1,80 a 2,8 m) que se produce durante el lavado. Por tanto, se debe hacer hincapié en alcanzar un correcto diseño hidráulico del sistema de drenaje.

Para ello Jenks, desarrollo siete especificaciones que ayudan al diseño hidráulico del sistema de drenaje y que son mundialmente aceptadas. Estas dicen:

1. Relación entre longitud y diámetro del lateral no mayor de 60.
2. Diámetros de perforaciones entre 6 mm y 13 mm.
3. Espaciamiento de perforaciones desde 0,076 m a 0,20 m, para perforaciones de 6 mm y 13 mm; respectivamente.
4. Relación del área total de las perforaciones al área transversal total de los laterales, no debe ser superior a 0,5 para perforaciones de 13 mm y a 0,25 para perforaciones de 6 mm.
5. Relación del área total de perforaciones al área total del filtro, variable entre 0,002 y 0,003.

<sup>30</sup> Si no existe una correcta distribución del agua de lavado se desestratifican la grava y la arena, causando pérdidas del medio granular y una deficiente limpieza de los granos.

6. Espaciamiento entre centros de laterales hasta 0,305 m.

7. Velocidad del lavado entre 0,15 y 0,91 m / min.

A su vez, Ellms incorporó dos especificaciones más:

a) El área transversal de los laterales deberá ser por lo menos de 2 a 4 veces el área de las perforaciones en los laterales.

b) El área transversal del múltiple deberá ser 1,75 a 2 veces la suma de las áreas transversales que alimenta.

En la Figura 33 se puede observar un detalla del sistema de drenaje de tuberías perforadas

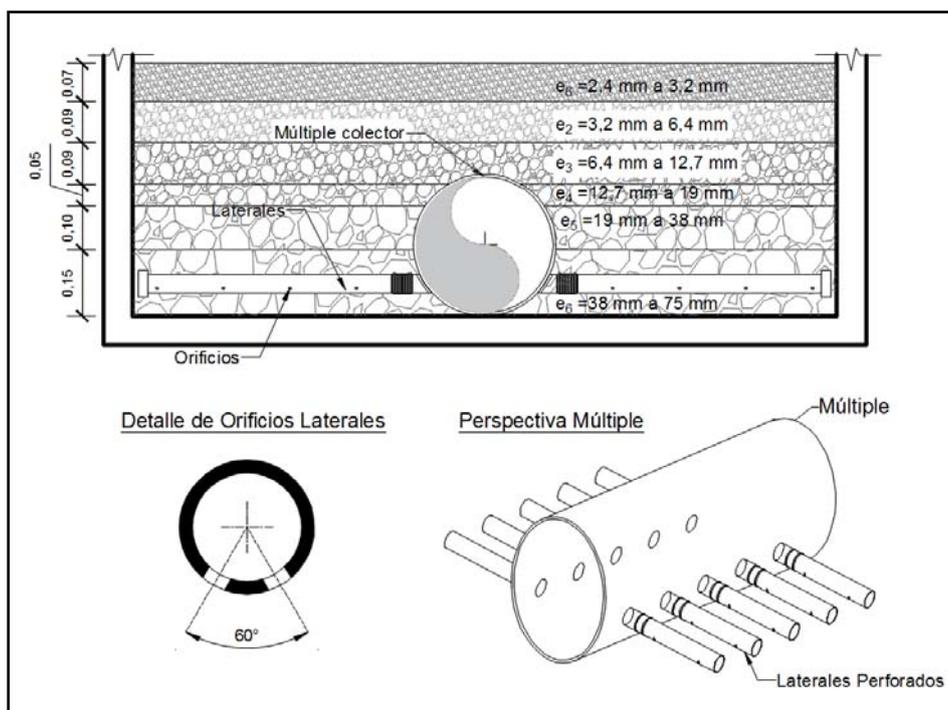


Figura 33. Sistema de Drenaje de Tuberías perforadas

### Lavado de Filtro

Durante el proceso de filtración el manto filtrante va colmando sus intersticios con el materia atrapado, esto provoca un aumento de las velocidades de filtración reales<sup>31</sup> y, consecuentemente, una disminución de las presiones dentro del manto (pueden llegar a ser menores a la atmosférica) y/o el agua arrastre dichas partículas atrapadas trasportándolas hasta la salida del filtro. El lavado debe hacerse cada vez que la pérdida de carga sea igual a la presión estática sobre el fondo del lecho, o la calidad del efluente desmejore.

<sup>31</sup> Se denomina velocidad de filtración real a la velocidad de flujo del agua en los intersticios del manto poroso.

Para lavar los filtros se invierte la corriente, tal como se indica en Fig. 32. A este proceso se le denomina de retrolavado (o contralavado). Esto puede realizarse con agua solamente o agua y aire, en ambos casos debe utilizarse agua potable. Arboleda Valencia (2004) indica que el flujo de lavado puede provenir de:

- *Un tanque elevado:* La expansión del manto filtrante se consigue mediante la altura del tanque, a su vez este debe contar con un volumen suficiente que contenga el agua de lavado de al menos una unidad
- *Un sistema de bombeo.* la expansión del manto filtrante se consigue mediante bombeo directo
- *Otros filtros trabajando en paralelo (o filtros autolavables):* Es el caso de una batería de filtros donde las unidades que lo componen se intercomunican unas con otras a través de su fondo (Figura 34). Además el agua filtrada sale del sistema mediante un vertedero, cuya solera mantienen un nivel mínimo de carga sobre los mismos de manera de propiciar el lavado de un filtro a la vez (Figura 34).

Las velocidades ascensoriales altas utilizadas (del orden de 50 m/h) hacen 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. Por tanto, durante el lavado el manto filtrante debe expandirse un 30% a un 50% de su volumen, que se traduce en un aumento de su altura de entre 0,18 m a 0,30 m si el manto es de 0,60 m. Las canaletas colectoras de agua de lavado deben estar por encima del nivel de expansión del manto, de manera de no perder material filtrante.

ENOHSa (2001) indica que usualmente, la velocidad de agua para lavado solamente con agua se fija entre 1.150 y 1.440 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d (48 y 60 m/h), manteniéndose durante un período de tiempo de 7 a 10 minutos.

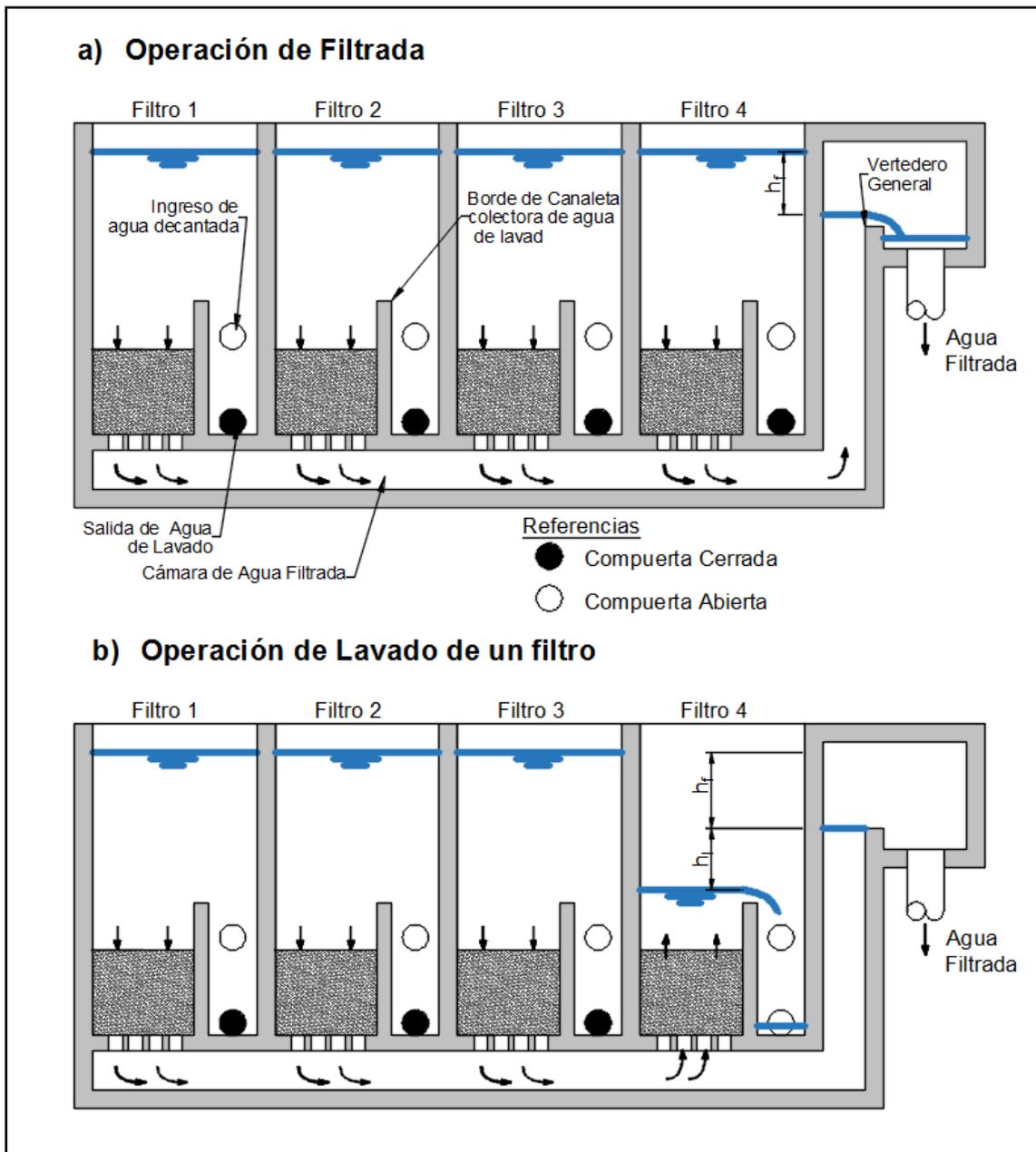


Figura 34. Sistemas auto lavables de Filtros (Vianna, 1997)

### Tipos de Controles de Filtración

Los filtros rápidos, cualquiera sea su tasa de filtración o manto filtrante que se use, requieren de algún sistema de control para regular la hidráulica del proceso. De lo contrario, al iniciar la operación de filtración (con el manto limpio), se notará que la superficie del lecho queda descubierta y, a medida que progresa la carrera de filtración<sup>32</sup>, la velocidad de filtración decrece lentamente y el nivel de agua en el filtro va subiendo, en proporción a la pérdida de

<sup>32</sup> Carrera de filtración es el tiempo transcurrido entre lavado y lavado de una misma unidad.

carga que se produzca. Este proceso se produce hasta ser el filtro rebosado por completo si no se toman medidas a tiempo, es decir, lavando la unidad o cerrando el afluente.

Al respecto los controles pueden ser:

- *De tasa constante*: el flujo constante, se obtiene: (i) utilizando un dispositivo hidráulico a la entrada (vertedero o un orificio de descarga libre), que distribuya por partes iguales el caudal a cada unidad o (ii) Introduciendo una válvula reguladora (controlador) en la tubería efluente que produzca una pérdida de carga localizada decreciente a medida que avanza la carrera, para compensar la pérdida laminar. En la Figura 35 se puede observar un corte esquemático de un filtro de tasa constante y control de salida.

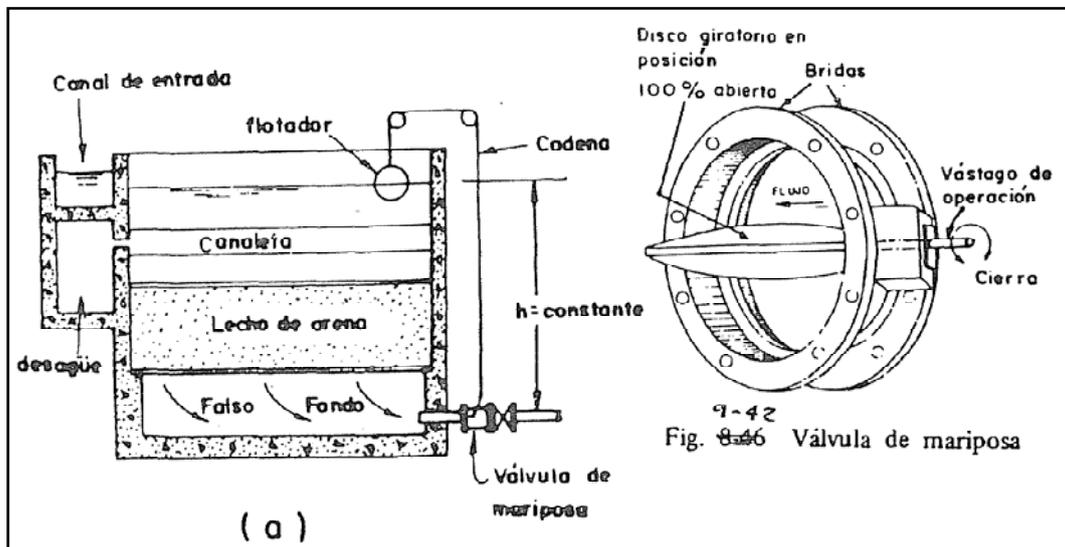


Figura 35. Sistema de control con tasa constante – Control de salida

- *De tasa declinante*: el flujo afluente o efluente no se regula sino que se deja que la velocidad de filtración tome el valor que corresponde al estado de colmatación individual de cada lecho filtrante. La tasa declinante puede ser continua o escalonada. En el primer caso el nivel de agua en el filtro se mantienen constante mientras la tasa de filtración disminuye en proporción al aumento de la pérdida de carga. En el segundo caso: el método consiste en permitir la variación libre del nivel del agua en el filtro, de tal manera que a medida que este se vaya colmatando, el nivel vaya ascendiendo hasta llegar al máximo permisible por la hidráulica de la planta.

## 9. BIBLIOGRAFÍA

---

Arboleda Valencia J. 2004. Teoría y Práctica de la Purificación del Agua. Tercera Edición. Editorial Mc Graw Hill. Bogotá, Colombia.

Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria (CEPIS) / Organización Panamericana de la Salud (OPS). 2002. OPS/CEPIS/PUB/02.76. Lima, Perú. 452 pp.

Ente Nacional de Obras Hídricas y Saneamiento. 2001. Guías para la presentación de proyectos de agua potable. Fundamentaciones y Criterios.

Romero Rojas J. 1997. Potabilización del Agua. Tercera Edición. Editorial Alfaomega. Mexico DF. 327 pp.

Vianna MR. 1997. Hidráulica aplicada às estações de tratamento de água. Tercera Edición. Editorial Imprimatur. Belo Horizonte, Brasil.