

CAPÍTULO VII - 4. FILTRACIÓN LENTA

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN GENERAL	1
2. TEORÍA DE LA FILTRACIÓN LENTA EN ARENA	4
3. CALIDAD DEL AGUA CRUDA Y EFICIENCIA DEL PROCESO	7
3.1. PARÁMETROS BÁSICOS QUE CARACTERIZAN LA EFICIENCIA DEL PROCESO.....	7
3.1.1. <i>Turbiedad y Sólidos en Suspensión</i>	<i>7</i>
3.1.2. <i>Color</i>	<i>7</i>
3.1.3. <i>Grupo Coliforme.....</i>	<i>8</i>
3.1.4. <i>Otros Parámetros Básicos de Calidad.....</i>	<i>8</i>
3.2. EFICIENCIAS ESPERADAS	9
3.2.1. <i>Turbiedad</i>	<i>10</i>
3.2.2. <i>Color</i>	<i>10</i>
3.2.3. <i>Organismos Patógenos.....</i>	<i>10</i>
4. TIPOS DE FILTROS LENTOS CONVENCIONALES SEGÚN SU OPERACIÓN	11
4.1. CLASIFICACIÓN	11
4.2. DISEÑO DE FILTROS LENTOS DE VELOCIDAD DE FILTRACIÓN CONSTANTE	11
4.2.1. <i>Caudal de Diseño y su Regulación</i>	<i>11</i>
4.2.2. <i>Sistema de Filtros Lentos con Nivel Constante en el Sobrenadante y Variable en la Cámara Colectora de Agua Filtrada</i>	<i>12</i>
4.2.3. <i>Sistema de Filtros Lentos de Nivel Variable en el Sobrenadante y Constante en la Cámara Colectora del Líquido Filtrado.....</i>	<i>16</i>
4.3. FILTROS LENTOS QUE TRABAJAN EN FORMA INTERMITENTE	18
5. ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS DE LAS CAJAS DE LOS FILTROS	19
5.1. ESTRUCTURA DE INGRESO DEL LÍQUIDO CRUDO	19
5.2. ESTRUCTURA DE SALIDA DEL LÍQUIDO FILTRADO	21
5.2.1. <i>Posibles Funciones de las Estructuras de Salida</i>	<i>21</i>

6. UNIDADES DE PROCESO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE FILTRACIÓN LENTA	22
7. DISEÑO DE UNA UNIDAD DE TRATAMIENTO DE FILTRACIÓN LENTA DE ARENA	24
7.1. CAPACIDAD	24
7.2. DISEÑO DE LA UNIDAD	24
7.2.1. <i>Velocidad de Filtración de Diseño</i>	<i>24</i>
7.2.2. <i>Superficie Filtrante Requerida.....</i>	<i>25</i>
7.2.3. <i>Número de Unidades Filtrantes.....</i>	<i>25</i>
7.2.4. <i>Conformación de la Caja de Cada Filtro</i>	<i>25</i>
7.2.5. <i>Características del Lecho de Arena Silíceo</i>	<i>27</i>
7.2.6. <i>Características de la Capa Soporte de Grava.....</i>	<i>28</i>
7.2.7. <i>Sistema de Drenaje.....</i>	<i>29</i>
7.2.8. <i>Capa Líquida Sobre la Superficie Filtrante o Sobrenadante.....</i>	<i>30</i>
7.2.9. <i>Niveles Líquidos y Pérdidas de Carga Durante una Carrera</i>	<i>32</i>
7.2.10. <i>Pérdidas de Carga en el Lecho de Arena.....</i>	<i>32</i>
7.2.11. <i>Pérdida de Carga Total en el Flujo por la Caja del Filtro.....</i>	<i>34</i>
8. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE FILTROS LENTOS DE ARENA	35
8.1. CARACTERÍSTICAS	35
8.2. OPERACIÓN DE FILTROS LENTOS	35
8.2.1. <i>Puesta en Marcha</i>	<i>35</i>
8.2.2. <i>Operación Normal.....</i>	<i>35</i>
8.3. MANTENIMIENTO DE FILTROS LENTOS	39
8.3.1. <i>Lavado de Arena Sucia</i>	<i>39</i>
8.3.1.1. <i>Lavado Manual</i>	<i>40</i>
8.3.1.2. <i>Lavado Mediante Método Hidráulico a Presión.....</i>	<i>40</i>
8.3.2. <i>Limpieza Total de Cada Filtro.....</i>	<i>41</i>
8.4. ACTIVIDADES A CONSIDERAR DURANTE LA OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA BATERÍA DE FILTROS LENTOS	41
9. USO DE MANTAS SINTÉTICAS EN LOS FILTROS LENTOS	42
10. UNIDADES DE PRETRATAMIENTO	44
10.1. PRESEDIMENTACIÓN	44
10.2. FILTROS GRUESOS DE GRAVA.....	44
10.2.1. <i>Antecedentes de su Aplicación.....</i>	<i>44</i>
10.2.2. <i>Objetivos de su Diseño</i>	<i>46</i>
10.2.3. <i>Ubicación.....</i>	<i>46</i>
10.2.4. <i>Clasificación.....</i>	<i>46</i>
10.2.5. <i>Criterios Generales a Considerar en el Diseño</i>	<i>47</i>
10.2.6. <i>Prefiltros Ubicados en la Captación.....</i>	<i>49</i>
10.2.7. <i>Filtro Dinámico de Grava</i>	<i>50</i>
10.2.8. <i>Filtro Grueso de Flujo Horizontal.....</i>	<i>51</i>
10.2.9. <i>Filtros Gruesos de Grava con Escurrimiento Vertical.....</i>	<i>56</i>
10.2.10. <i>Eficiencias Esperadas en Filtros Gruesos de Grava</i>	<i>58</i>

10.3. PRETRATAMIENTO POR COAGULACIÓN, FLOCULACIÓN - DECANTACIÓN	59
11. BIBLIOGRAFÍA	60
ANEXO – DISEÑO DE UNA PLANTA DE FILTRACIÓN LENTA CON PRETRATAMIENTO DE COAGULACIÓN, FLOCULACIÓN Y DECANTACIÓN	61

LISTA DE ILUSTRACIONES

TABLAS

Tabla 1. Criterios de diseño de filtros gruesos grava con escurrimiento horizontal según la concentración media de sólidos suspendidos	54
---	-----------

FIGURAS

Figura 1. Detalles de un filtro lento	2
Figura 2. Esquema de una planta de filtración lenta	3
Figura 3. Control manual con vertedero y válvula o compuerta en el ingreso del agua cruda	12
Figura 4. Detalle de un filtro lento con nivel constante del sobrenadante y variable en la cámara colectora de agua filtrada	14
Figura 5. Detalle del flotante del sistema	15
Figura 6. Control manual de la carga hidráulica $h_v = f(Q_f)$, mediante compuerta o válvula.....	16
Figura 7. Corte longitudinal de un filtro lento con nivel variable del sobrenadante y constante en la cámara colectora de agua filtrada	17
Figura 8. Sistema de ingreso a filtro	20
Figura 9. Detalle de cajas de filtros	26
Figura 10. Manto de arena	27
Figura 11. Detalle manto soporte de grava	28
Figura 12. Sistemas de drenaje del líquido filtrado	30
Figura 13. Esquema de niveles líquidos operativos	31
Figura 14. Sistema de rearenado	38
Figura 15. Esquema de un sistema de lavado de arena	39
Figura 16. Sistema hidráulico a presión	40
Figura 17. Esquema de captación en pequeños cursos de agua	49
Figura 18. Esquemas de captación elevando la cota del curso	49
Figura 19. Filtro grueso de grava horizontal	52
Figura 20. Corte transversal de un filtro grueso horizontal de grava de dos compartimentos.....	53
Figura 21. Esquema de filtros gruesos de flujo vertical.....	57
Figura 22. Resalto hidráulico. Inyección de coagulante.....	65
Figura 23. Tanque floculador-decantador	69

1. DESCRIPCIÓN GENERAL

El uso de la filtración lenta a través de lechos de arena graduada para el tratamiento del agua ha aparecido en el Siglo XIX, habiendo sido aceptado en pocas décadas en todas partes como método normal de potabilización. En la actualidad se sigue usando en pequeñas localidades y sólo en algunas ciudades de importancia.

Al respecto, hay una idea errónea sobre el comportamiento de los filtros lentos: se consideran un método obsoleto de potabilización de agua y que debe ser sustituido por las técnicas de filtración con altas velocidades.

En recientes investigaciones se aconseja la aplicación del filtro lento dentro de su campo de aplicación, al conocerse con mayor profundidad el complejo proceso natural para tener eficiencias óptimas en el producto final, con una tecnología apropiada en el diseño, operación y mantenimiento del sistema.

La filtración lenta puede ser en ciertas circunstancias, el método más económico y eficiente ya sea para núcleos poblacionales importantes como, en especial, para pequeñas comunidades y áreas rurales; de allí la importancia de hacer un exhaustivo estudio técnico - económico y social para adoptar la tecnología más apropiada.

Se puede indicar que no hay otro proceso sencillo y económico que pueda mejorar la calidad física, química y bacteriológica de aguas superficiales con bajas concentraciones de turbiedad y color.

Con el desarrollo de diversos métodos de pretratamiento, la filtración lenta puede extender su campo de aplicación, ya que se puede mejorar la calidad física del agua cruda y en consecuencia alcanzar parámetros compatibles con el proceso.

En el filtro lento convencional, el agua desciende a través de un manto de arena graduada apoyado sobre un manto de grava, para ser recogida en la parte inferior de la caja filtrante (Ver **Figura 1**).

Una variante del filtro lento convencional la constituyen los filtros lentos ascendentes. Otra variante es el denominado "filtro dinámico", que se comenzó a aplicar en la Argentina en los comienzos de la década del 70 del siglo XX, principalmente en las provincias de La Rioja y Catamarca. Estas variantes se analizan en otros capítulos de las presentes Fundamentaciones.

El filtro lento es un proceso básicamente biológico y muy complejo. Las condiciones físicas, químicas y bacteriológicas del agua natural son mejoradas por medio de un proceso único, que comprende varias operaciones unitarias.

El material así retenido es almacenado en la capa superior del manto de arena. Esta capa superior debe ser removida o rastrillada periódicamente.

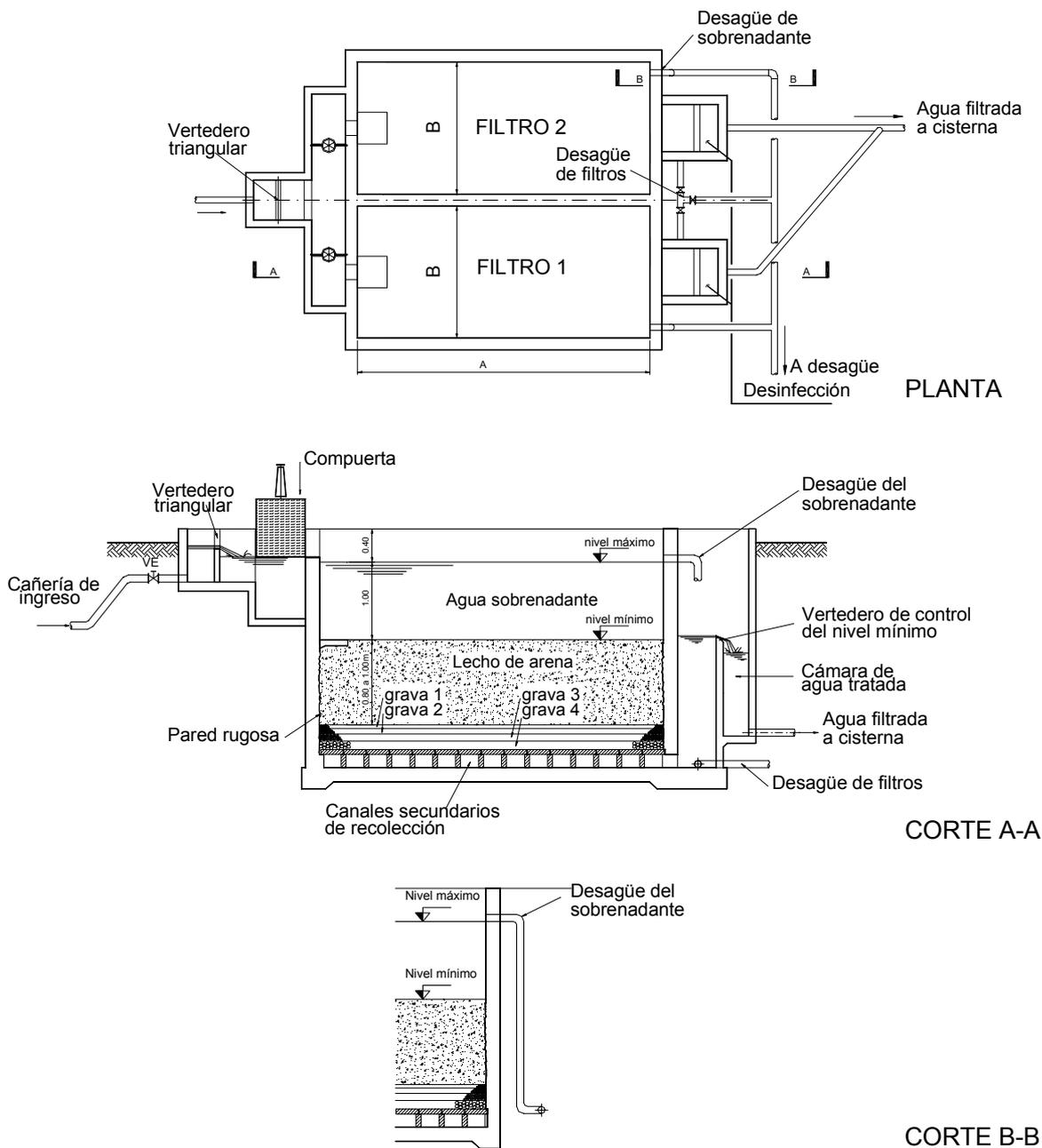


Figura 1. Detalles de un filtro lento

La parte más importante es la caja del filtro, que en caso del filtro lento convencional se compone de los siguientes sectores en el sentido descendente del caudal a filtrar:

- Capa de agua natural o sobrenadante, generalmente con una profundidad de 1,50 m.
- Manto de arena silíceo donde se producen las operaciones y procesos de la filtración.

- Falso fondo soporte de la arena, compuesto por un manto de grava y gravilla y un sistema de drenes que recibe el agua filtrada.

Como complemento de cada unidad se tiene:

- Sistema de ingreso del líquido a tratar.
- Sistema de salida del líquido tratado de cada unidad.
- Eventual sistema de regulación del caudal filtrado y en consecuencia de la velocidad de filtración.
- Cuando calidad de agua supera los parámetro establecidos para la filtración, se requiere proyectar un tratamiento previo. De acuerdo a los valores de esos parámetros básicos y su frecuencia (turbiedad, sólidos suspendidos color y coliformes) se tienen las siguientes alternativas de pretratamiento: sedimentación natural, desarenado, sedimentación preliminar, filtración gruesa y mantas sintéticas sobre la superficie de los filtros lentos.
- Hay experiencias en el país de utilizar como pretratamiento un sistema de coagulación, floculación y decantación (estos dos procesos en una sola unidad), antes de los filtros lentos, las que se comentan en un ejemplo desarrollado en el Anexo I de la presente Fundamentación.

En las **Figura 2** se indica esquemáticamente una planta de filtración lenta con pretratamiento.

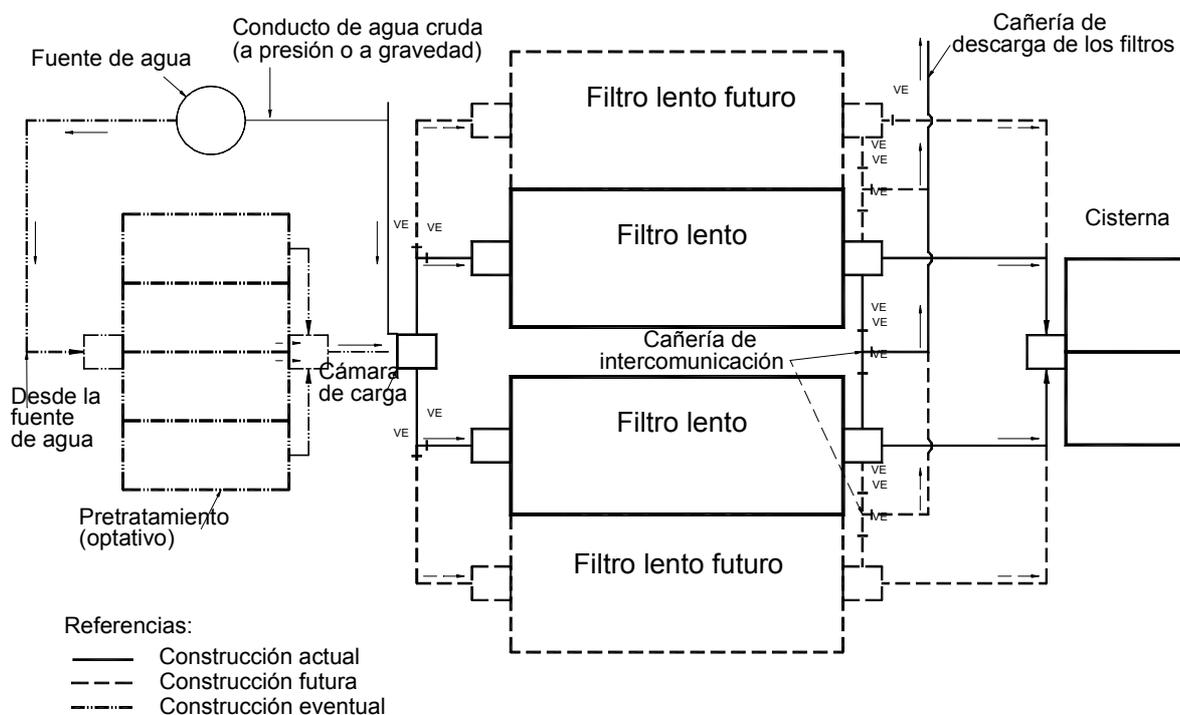


Figura 2. Esquema de una planta de filtración lenta

2. TEORÍA DE LA FILTRACIÓN LENTA EN ARENA

En un filtro lento tradicional la potabilización del agua se realiza por un flujo descendente a través de un lecho de arena, donde se produce un proceso extremadamente complejo que comprende varias operaciones unitarias:

- Tamizado.
- Sedimentación.
- Adsorción.
- Oxidación.
- Acción bacteriana.

El agua a tratar entra en el volumen líquido que se encuentra encima del lecho filtrante (sobrenadante), en espera de su paso por el lecho de arena. Se tiene en ese reservorio una permanencia hidráulica entre 4 y 12 horas (según sea la velocidad de filtración), que sirve para sedimentar las partículas más grandes y aglutinar a las más pequeñas para facilitar su remoción. A su vez crecen algas en las capas superiores bajo la influencia de la luz solar, que en general son favorables al tomar del agua dióxido de carbono, nitratos, fosfatos y otros nutrientes para formar material celular y oxígeno.

Sobre la superficie del lecho de arena y en la primera capa del filtro se forma paulatinamente (luego de la puesta en marcha o después de una limpieza del manto), una capa delgada activa denominada capa biológica o schmutzdecke, de textura gelatinosa.

En la parte superior de esa capa se incorporan algas filiformes y numerosas formas vivientes:

- Plancton.
- Diatomeas.
- Bacterias.

En esa capa muy activa de masa pegajosa, el flujo de agua deja la mayor parte de las impurezas que quedan atrapadas en la capa viva: partículas minerales grandes, materia orgánica, algas vivas y muertas, parásitos y otros contaminantes.

En el interior del manto los granos de arena se recubren con una envoltura pegajosa, de composición semejante al de la capa biológica superficial, pero sin grandes partículas y algas que no han logrado penetrar en el manto. Ese recubrimiento forma una masa de microorganismos (bacterias, bacteriófagos, rotíferos y protozoarios), que se alimentan de las impurezas retenidas, desdoblado la materia orgánica especialmente la de fuente animal, convirtiéndola en materia celular y a su vez fagocitándose unos a otros.

Los organismos vivos que están en la capa biológica superior y que obtienen la energía de la luz solar, digieren y desdoblan en elementos más simples e inoocuos al material

retenido y muy especialmente a las bacterias patógenas (de allí su eficiencia bacteriológica).

En el pasaje por los poros del manto de arena, el agua cambia continuamente de dirección favoreciendo el contacto de sus impurezas con los granos del medio, reteniéndolas en su mayor parte hasta cerca de 40 cm de profundidad del lecho. Es decir se producen acciones distintas como son el transporte, la adherencia o adsorción y la actividad biológica.

Un efecto del paso del agua a través del manto de arena es también la acción mecánica que produce la retención en sus poros por sedimentación en la superficie de los granos. Otra propiedad es la adsorción (que se atribuye parcialmente a fuerzas eléctricas, a uniones químicas y a actividad molecular), que se realiza en toda superficie en donde el agua está en contacto con los granos de arena.

Se considera que 1 m³ de manto contiene 15.000 m² de superficie (para un tamaño efectivo de 0,25 mm y porosidad inicial de 38%), lo que provoca la remoción de partículas superiores a 4 micrones (0,004 mm) con escurrimiento laminar en los poros o espacios vacíos entre los granos de arena (la porosidad varía entre el 38% y el 45% para la granulometría aceptada para filtros lentos).

Como consecuencia, el agua cruda que ingresa en la parte superior del lecho filtrante, pierde progresivamente en el flujo descendente durante el trayecto de esos 40 cm, la variedad de sólidos suspendidos, coloides y microorganismos, siendo mayor la retención en las capas superiores.

Todo el proceso transforma a las impurezas y a las células asimiladas, en material inorgánico e inocuo (agua, dióxido de carbono, fosfatos, etc.) que es arrastrado hacia el efluente del filtro que está libre de materias en suspensión y microorganismos, especialmente los patógenos. La reducción de oxígeno se debe compensar incorporando un elemento de aeración en la salida, como son los vertederos que a su vez pueden promover la remoción del hidrógeno sulfurado.

La retención de las impurezas del agua cruda, depende de la formación de la capa biológica o schmutzdecke, lo que lleva varios días o semanas. Ese lapso se denomina período de maduración.

Se acepta que existen tres zonas activas en el lecho de arena, que se estima abarcan hasta una profundidad de 40 cm: superior o capa biológica, intermedia o zona autótrofa y la inferior o zona heterótrofa.

En la parte superior del schmutzdecke el color es marrón luego de algunos días de maduración, resultante de la retención de sólidos suspendidos y coloidales, algas, organismos vivos, hierro, manganeso, sílice, etc. Es donde se produce oxidación química y los microorganismos son absorbidos en la superficie de los granos.

Las bacterias oxidan la materia orgánica para obtener la energía que necesitan para su metabolismo y convierten parte de esa materia, en material necesario para su crecimiento (asimilación) y síntesis de nuevas células vivas.

En la zona autótrofa las bacterias fabrican sus alimentos de fuentes inorgánicas (agua, aire y tierra), requiriendo una fuente de energía externa (luz solar y productos químicos).

En la zona heterótrofa las bacterias requieren materia prefabricada para sobrevivir y se multiplican en gran escala, convirtiendo a la materia orgánica en elementos simples: dióxido de carbono, agua, nitratos y fosfatos.

Los factores que influyen en la eficiencia de un filtro lento pueden agruparse en:

- Calidad del agua cruda: tamaño de las partículas, turbiedad, sólidos suspendidos, algas, coliformes totales, otros organismos, materia orgánica, hierro y manganeso.
- Diseño de las instalaciones.
- Operación y mantenimiento.

A continuación se describen por separado cada uno de estos factores.

3. CALIDAD DEL AGUA CRUDA Y EFICIENCIA DEL PROCESO

3.1. PARÁMETROS BÁSICOS QUE CARACTERIZAN LA EFICIENCIA DEL PROCESO

3.1.1. Turbiedad y Sólidos en Suspensión

La turbiedad es el parámetro más utilizado para determinar la calidad del agua cruda y tratada. Es el factor que indica si se requiere pretratamiento o únicamente filtración lenta convencional.

En general existe una relación entre la turbiedad y la concentración de sólidos suspendidos, de allí la importancia de conocer este parámetro, ya que a mayor concentración de partículas se tiene mayor turbiedad, aunque esa relación no es igual en todas las aguas crudas y tratadas.

La materia en suspensión puede ser arcilla, sílice, materia orgánica muy dividida, plancton y diferentes microorganismos, además de la precipitación de calcio, hierro y manganeso que pueden obstruir al lecho de arena.

La turbiedad es considerada en la calidad del agua filtrada por razones estéticas, por ser un parámetro indicativo del grado de contaminación y por dificultar la desinfección final.

Por otra parte, una excesiva turbiedad del agua cruda, especialmente la inorgánica obstruye rápidamente la superficie filtrante y exige como consecuencia limpiezas más frecuentes.

Los mejores resultados con filtración lenta convencional se obtienen cuando la turbiedad promedio del agua cruda no es superior a 20 UT, pudiendo trabajar por pocas semanas con hasta 50 UT. Para valores mayores, especialmente entre 100 y 150 UT, se aplican filtros lentos sólo cuando la ocurrencia de la alta turbiedad es de pocas horas. En cambio en períodos más prolongados se requiere pretratamiento o proyectar instalaciones de filtración rápida.

3.1.2. Color

Se produce debido a compuestos orgánicos en estado coloidal muy finos y a inorgánicos en solución.

El color ocasiona una apariencia desagradable, igual que la turbiedad, siendo causante en un medio adecuado para el crecimiento de algas. También ocasiona inconvenientes en el agua consumida por las industrias.

Se determina el color aparente por la facilidad de la lectura en los comparadores colorimétricos.

Según normas habitualmente aceptadas, en el 85% de los días del año el líquido crudo debe tener una concentración inferior a 20 UC y entre 20 y 50 UC en el 15% restante.

3.1.3. Grupo Coliforme

Los resultados de varias investigaciones, según Di Bernardo, han comprobado que la filtración lenta es muy eficiente en remover microorganismos, especialmente los patógenos. Entre los organismos parásitos a considerar están: bacterias, virus, protozoarios y helmintos, causantes de enfermedades entéricas relacionadas con la vía húmeda.

Los coliformes fecales sirven como indicadores de la contaminación de organismos patógenos, ya que están presentes en aguas contaminadas con heces humanas y animales y están frecuentemente asociados con brotes de enfermedades hídricas. Son el parámetro fundamental para determinar la calidad del agua cruda y la eficiencia del proceso, de mayor importancia que la turbiedad.

En general, se considera al nivel de contaminación de acuerdo a la presencia o ausencia de coliformes totales y no a la densidad de bacterias.

Otras determinaciones para conocer el grado de contaminación de las aguas, son el recuento de bacterias heterotróficas en placas y el recuento de huevos de helmintos en las muestras. Hay pocos antecedentes sobre los límites máximos admisibles en el agua cruda. Según Arboleda la concentración de los coliformes debe ser menor a 500/100 ml.

3.1.4. Otros Parámetros Básicos de Calidad

pH

Puede oscilar entre 6,5 y 8,0 en un agua natural, siendo mayor por la actividad fotosintética de las algas que descomponen los bicarbonatos en dióxido de carbono e hidróxilos.

Valores superiores a los indicados atenúan la actividad bacteriana, especialmente cuando son producidas por la fotosíntesis de las algas, pudiendo llegar hasta 10 u 11. Esta situación puede ocasionar también la precipitación de los hidróxidos de calcio y magnesio sobre los granos de arena y en consecuencia puede alterarse la operación y eficiencia del proceso de filtración. En consecuencia se recomienda no pasar de 9,2 como límite tolerable, de acuerdo a lo establecido el Manual del CEPIS – Filtración Lenta, mencionado en la Bibliografía.

Algas

Dependiendo de las especies y de la cantidad, las algas contenidas en el afluente de los filtros lentos, pueden obstruir los vacíos intergranulares de la capa superficial de la arena, con la reducción de la duración de sus carreras.

Las algas se encuentran en el sobrenadante, en cantidades que pueden llegar a ser considerables, predominando generalmente las clorofíceas.

En la capa biológica del “schmutzdecke” hay algas, en particular las algas verdes y las diatomáceas. Algunas especies son capaces de penetrar en el resto del lecho filtrante, como son las de menor tamaño y movilidad (synedra novícula, euglena y phacus).

La influencia de las algas se tiene especialmente cuando la fuente de agua son embalses, lagunas y lagos.

Las algas pueden aportar una acción positiva al rendimiento de los filtros lentos, ya que para su formación celular necesitan materia orgánica, dióxido de carbono, nitratos y fósforos, produciendo oxígeno favorable al proceso de filtración. El contenido de oxígeno en el efluente tratado es variable: mayor concentración diurna y menor nocturna.

Las algas causan interferencias en el color y turbiedad debido a las alteraciones que producen en los procesos de filtración como consecuencia de las variaciones del pH.

Las algas son las responsables más importantes en la aparición de olores y sabores en las aguas tratadas, especialmente cuando envejecen y se desinfecta con cloro. Según Di Bernardo el límite máximo de algas en el líquido crudo es de 500 UPA/ml.

Hierro y Manganeseo

La precipitación del hierro y manganeseo en la capa biológica del "schmutzdecke", es de importancia para la remoción de precursores de formación de trihalometanos, THM, según investigadores. Otros sugieren concentraciones del hierro inferiores a 1 mg/l para evitar la colmatación rápida de la superficie de arena.

Temperatura del agua

La temperatura del agua influye en el desarrollo del mecanismo biológico y por lo tanto, en la eficiencia de reducción de microorganismos. Las bajas temperaturas afectan la remoción de los coliformes fecales, bajando la eficiencia del 99 al 50%.

Se deduce de la ley de Darcy que el coeficiente de permeabilidad K de la arena es una función de la viscosidad dinámica μ ($N \cdot s/m^2$) del fluido. En consecuencia, cuando la velocidad de filtración U_f (m/d) se mantiene constante en un filtro con espesor L (m), la pérdida de carga en la unidad limpia $H_o = K' \cdot \mu \cdot L$ (m), es el doble cuando la temperatura $T = 0 \text{ }^\circ\text{C}$ ($\mu = 1,787 \cdot 10^{-3} \cdot N \cdot s/m^2$) que cuando ese parámetro es: $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ ($\mu = 0,890 \cdot 10^{-3} \cdot N \cdot s/m^2$).

Temperaturas altas aceleran las reacciones químicas al reducir la solubilidad de los gases, acentuando la sensación de sabores y olores.

Nutrientes

Cuando el agua cruda no trae suficientes nutrientes, limita en forma significativa la remoción microbiológica y la turbiedad.

Otros Parámetros

Según la calidad del agua cruda puede ser de interés determinar la concentración de: alcalinidad, oxígeno disuelto, calcio, carbono orgánico total (COT) y precursores de trihalometanos.

3.2. EFICIENCIAS ESPERADAS

Las eficiencias esperadas para el proceso de filtración lenta dependen de la calidad del agua cruda y de los procesos elegidos tal como se indica en 6.2, teniendo en cuenta los lineamientos que se expresan a continuación.

3.2.1. Turbiedad

Se considera que en un filtro correctamente diseñado y operado, la turbiedad del efluente tratado debe ser inferior a 1 UT.

Para cierto tipo de aguas, con concentraciones altas de turbiedad y sólidos suspendidos, para lograr esa eficiencia se requiere la utilización de pretratamiento o mantas sintéticas.

Normalmente durante la formación de la capa biológica (maduración del filtro), se supera ese límite. Esta situación también ocurre cuando hay variaciones bruscas de la turbiedad y de los sólidos suspendidos del agua cruda.

En experiencias efectuadas en EE.UU., se indica que para llegar a ese valor límite de 1 UT, el agua cruda no debe superar 5 UT. En cambio otros autores como Di Bernardo, recomiendan que ese valor máximo sea de 10 UT en el afluente de la filtración lenta.

También se recomienda prefiltración en lecho de arena y filtración lenta cuando la fuente está sujeta a contaminación y se tengan aguas crudas con valores permanentes entre 10 y 100 UT (según Manual II – Diseño del CEPIS – 1992) y con concentraciones de sólidos suspendidos superiores a 15 mg/l.

3.2.2. Color

Varios autores establecen que los filtros lentos no son eficientes en la remoción de la materia orgánica natural que produce el color. O sea que en los filtros lentos, la reducción del color no es significativa. Azevedo Netto establece una eficiencia máxima del 50 %.

Hay datos en la literatura que establecen entre un 30 y 90 % la reducción del color.

3.2.3. Organismos Patógenos

Según Di Bernardo, hay datos en la literatura que indican una eficiencia en remoción para:

- Bacterias entéricas: 90 a 99,9 %.
- Cercarias de esquistosomas: 100 %.
- Quistes de protozoarios: 90 a 99,9 %.
- Huevos de helmintos: 100 %.
- Virus: 100 %.

La eficiencia de los filtros lentos en remover microorganismos ha sido comprobada en varias investigaciones de campo y de laboratorio y particularmente si se proyecta pretratamiento.

Algunos autores limitan en 500 coli /100 ml el valor máximo admisible de coliformes fecales en el afluente a los filtros lentos, a fin de tener una desinfección con cloro en el efluente. De allí la importancia de la prefiltración para lograr eficiencias bacteriológicas en el líquido filtrado, de acuerdo a las normas locales de calidad.

Otro factor importante para lograr esas eficiencias es que la velocidad de filtración no supere $4,8 \text{ m}^3/\text{d m}^2$ (20 m/h).

4. TIPOS DE FILTROS LENTOS CONVENCIONALES SEGÚN SU OPERACIÓN

4.1. CLASIFICACIÓN

Según sea la velocidad de filtración durante una carrera, los filtros lentos pueden ser de velocidad constante o de velocidad declinante. No se consideran estos últimos por no ser de aplicación práctica.

También pueden clasificarse en filtros de escurrimiento descendente, los de mayor aplicación y los ascendentes.

Estos últimos pueden ser una alternativa conveniente, pero al no disponerse de antecedentes técnicos, no se incorpora su análisis. En Escocia se han ensayado para pequeñas instalaciones, observándose que no se forma el "schmutzdecke" ni tampoco el tapiz de algas sobre su superficie.

Se denomina carrera durante la operación de un filtro, el período entre dos limpiezas sucesivas, o sea el lapso de tiempo que tarda en ensuciarse. Esa situación se evidencia cuando se produce el incremento brusco de la pérdida de carga y/o por la disminución rápida de la calidad del líquido efluente.

La pérdida de carga total H (m) durante una carrera, es igual a la suma de la pérdida de carga inicial correspondiente al filtro recién limpiado h_0 (m) y la que ocurre durante el período operativo $H_f = N_{\text{máx}} - N_{\text{mín}}$ (m).

4.2. DISEÑO DE FILTROS LENTOS DE VELOCIDAD DE FILTRACIÓN CONSTANTE

4.2.1. Caudal de Diseño y su Regulación

Se considera como velocidad de filtración a la velocidad del agua en el sobrenadante, o sea:

$$U_f = q = Q / A_f = \text{velocidad de filtración (m/d)}$$

Al cociente Q / A_f se denomina por definición: "carga hidráulica", o sea:

$$q = Q / A_f = \text{carga hidráulica sobre el lecho filtrante (m}^3\text{/m}^2\text{.d)}$$

resultando entonces, indistintamente:

$$U_f = q$$

Para lograr que la velocidad de filtración sea constante en una carrera, deben serlo el caudal afluente a tratar $Q = Q_f = \text{caudal filtrado (m}^3\text{/d)}$ y la superficie filtrante A_f (m²).

El ingreso a cada unidad del caudal Q_f de diseño se realiza mediante dispositivos que pueden presentar diversas alternativas.

Una de las más utilizadas es mediante un vertedero individual, generalmente triangular dado el pequeño caudal de pasaje. Este es derivado desde un canal frontal común a la batería o desde una cámara general de la planta de tratamiento. Por ese motivo no se aconseja proyectar laterales en la equirrepartición de caudales.

Para lograr la equirrepartición, el vertedero de todos los filtros debe tener la misma cota.

La regulación del caudal de ingreso se realiza manualmente accionando una válvula si es una cañería o por una compuerta si es desde el canal, a fin de tener el nivel líquido h_v (m) sobre el vertedero, compatible con ese caudal.

Otra alternativa es la de realizar el ingreso mediante cañería a presión ubicada debajo del nivel mínimo, $N_{mín}$, del sobrenadante, que deriva el caudal previamente equirrepartido en la cámara de carga general.

La reducción de la energía cinética en la caída libre desde el vertedero, se especifica más adelante en “Estructura de Ingreso del Líquido Crudo”. En la **Figura 3**, **Figura 4** y **Figura 7** se desarrollan sistemas de ingreso.

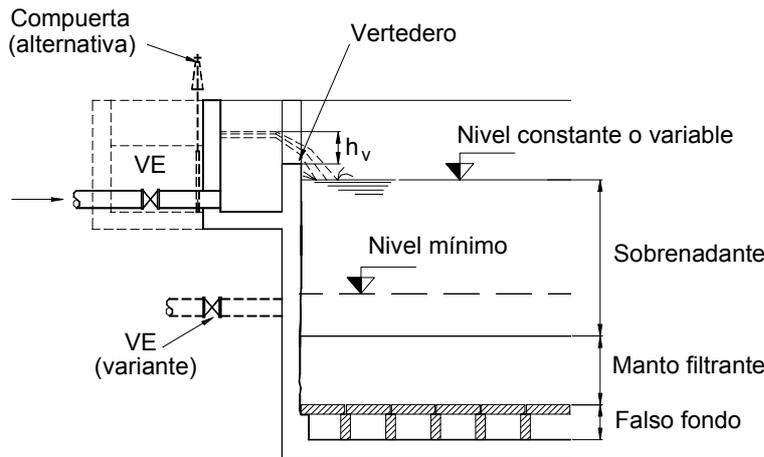


Figura 3. Control manual con vertedero y válvula o compuerta en el ingreso del agua cruda

4.2.2. Sistema de Filtros Lentos con Nivel Constante en el Sobrenadante y Variable en la Cámara Colectora de Agua Filtrada

En la Argentina es el tipo de filtración lenta más usado hasta el presente, con resultados satisfactorios cuando es correcta su operación. También se aplica en filtros dinámicos, por ser la regulación del caudal filtrado la única alternativa posible debido a que el nivel líquido es constante en el canal de autolavado de la caja filtrante.

La regulación del caudal afluente Q_a (m³/d) la hace, como se ha indicado, el operador manteniendo constante el tirante líquido h_v (m) sobre la cresta del vertedero individual de cada filtro. En el caso general de una batería de filtros lentos, esa regulación se efectúa en el vertedero general. Los umbrales de todos los vertederos deben tener la misma cota.

La regulación del sistema de salida se realiza mediante un sistema telescópico con flotante, ubicado en una cámara de sección cuadrada que se proyecta fuera de la caja filtrante. Se vincula con el filtro por medio de un orificio o generalmente con un caño de diámetro no inferior a 150 mm.

El sistema se coloca verticalmente en el eje central de la cámara y consta de las siguientes partes:

- Un caño fijo vertical, cuya prolongación horizontal se conecta con el sistema general de agua tratada de la batería de filtros. Generalmente es de 75 mm de diámetro interior y 1,00 m de longitud.
- Un caño móvil (periscopio) que se desliza telescópicamente dentro del caño fijo, (no requiere una estricta estanqueidad), siendo su diámetro exterior compatible con ese caño. Se estima su longitud cercana a 0,80 m compatible con la máxima pérdida de carga admitida (inferior a 0,50 m).
- Un flotante permite la suspensión del caño móvil, a fin de acompañar la variación del nivel líquido dentro de la cámara, ocasionada por las pérdidas de carga que se producen en el filtro durante una carrera. El flotante puede estar constituido por tramos y curvas de PVC (generalmente de 110 mm de diámetro) o por flotantes esféricos.
- Abrazaderas de material inatacable que sujetan al caño móvil con el flotante. Permiten a su vez regular el tirante líquido sobre la boca de ese caño y en consecuencia el caudal de filtración que ingresa al mismo.

El tirante líquido o carga hidráulica h_v sobre la boca del caño móvil es función de su diámetro y del caudal que ingresa al mismo.

$$Q_f = 0,82 a \cdot (2g h_v)^{1/2} = 0,82 \pi \cdot (d^2 / 4) (2g h_v)^{1/2} = 2,853 d^2 h_v^{1/2} = \text{caudal de ingreso (m}^3/\text{s), siendo } 0,82 = \text{coeficiente de gasto y } a = \text{sección interna del caño (m}^2\text{)}$$

O sea:

$$h_v = 0,1229 Q_f^2 \cdot d^{-4} = \text{tirante líquido sobre el caño (m), para } d = \text{diámetro interno del caño (m)}$$

También se tiene que los tubos verticales pueden funcionar como vertederos circulares, cuando el tirante líquido h_v (m) es menor a $d_c / 5$, siendo d_c = diámetro exterior del caño (m). En este caso se tiene la siguiente expresión:

$$Q = K.L.h^n = K \cdot d_c h_v^n = \text{caudal de ingreso o filtrado (m}^3/\text{s), siendo:}$$

$$L = \pi \cdot d_c = \text{desarrollo de la circunferencia, de diámetro externo } d_c, \text{ (m)}$$

$$h_v = \text{tirante líquido sobre la boca del caño móvil (m)}$$

K = coeficiente dependiente del diámetro d (m) del caño

En experiencias realizadas por la Universidad de Cornell (Inglaterra), se obtuvieron los siguientes resultados con $n = 1,42$:

$K = 1,435$ para $D_c = 0.175$ m

$K = 1,440$ para $D_c = 0.250$ m

$K = 1,455$ para $D_c = 0.350$ m

$K = 1,465$ para $D_c = 0.500$ m

$K = 1,515$ para $D_c = 0.700$ m

A fin de evitar el "ahogo" en el ingreso al caño móvil flotante del sistema telescópico, que en general se proyecta con diámetros pequeños, se enchufa un embudo en ese caño, cuyo diámetro superior se puede adaptar a los experimentados en esa Universidad.

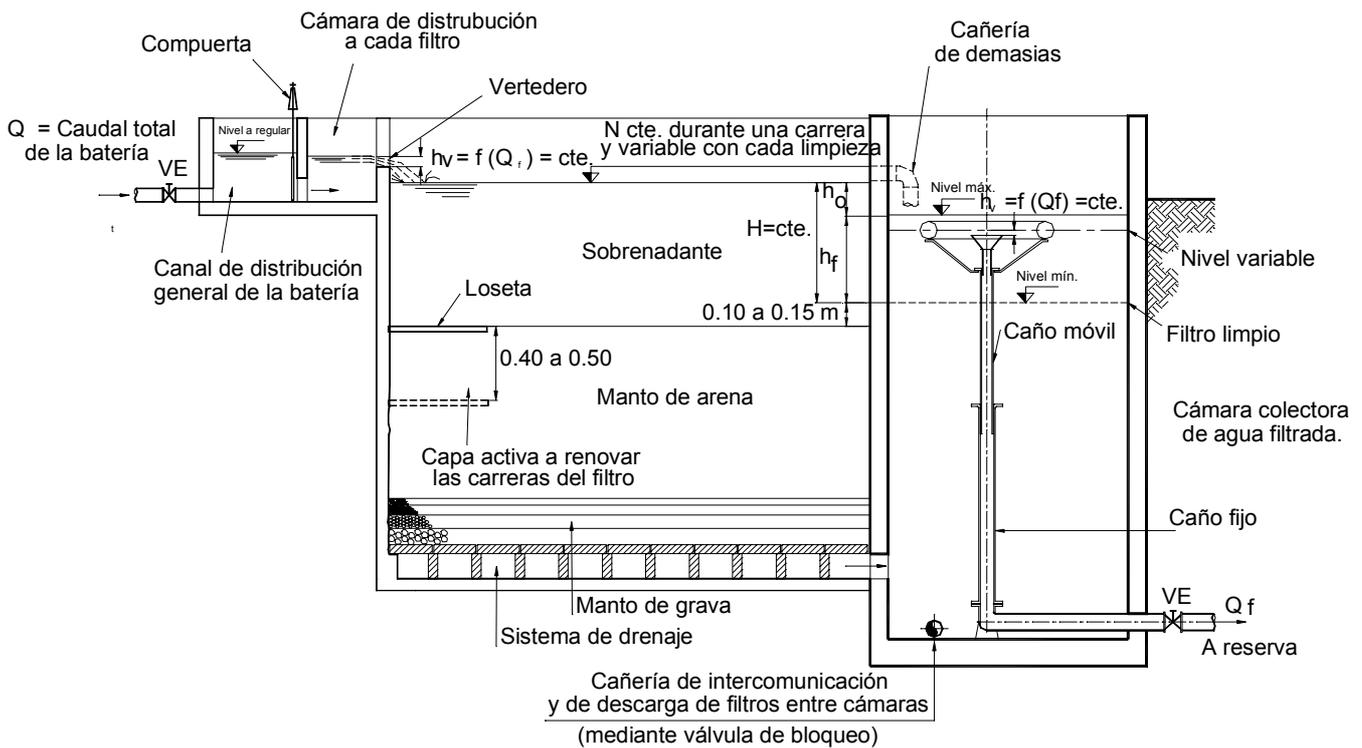


Figura 4. Detalle de un filtro lento con nivel constante del sobrenadante y variable en la cámara colectora de agua filtrada

La intercomunicación entre cámaras colectoras no es tan necesaria como lo es para los filtros lentos cuando se tiene el sistema de limpieza por raspado. En este método hay que

tener un flujo ascendente por el lecho de arena recién limpiado con el caudal tratado de otra unidad contigua, a fin de desalojar el aire de los poros antes del comienzo de la carrera. Esa operación recién se efectuaría en los filtros dinámicos en períodos prolongados (en algunos casos hasta 15 años o más), por tener limpieza con el método de rastrillado que no requiere ese flujo ascendente.

También hay que diseñar la descarga de toda la unidad para una eventual reparación del filtro y limpieza de la cámara colectora.

En la **Figura 4**, se indica el corte de un filtro lento con nivel constante en el sobrenadante y variable en la cámara colectora de agua filtrada.

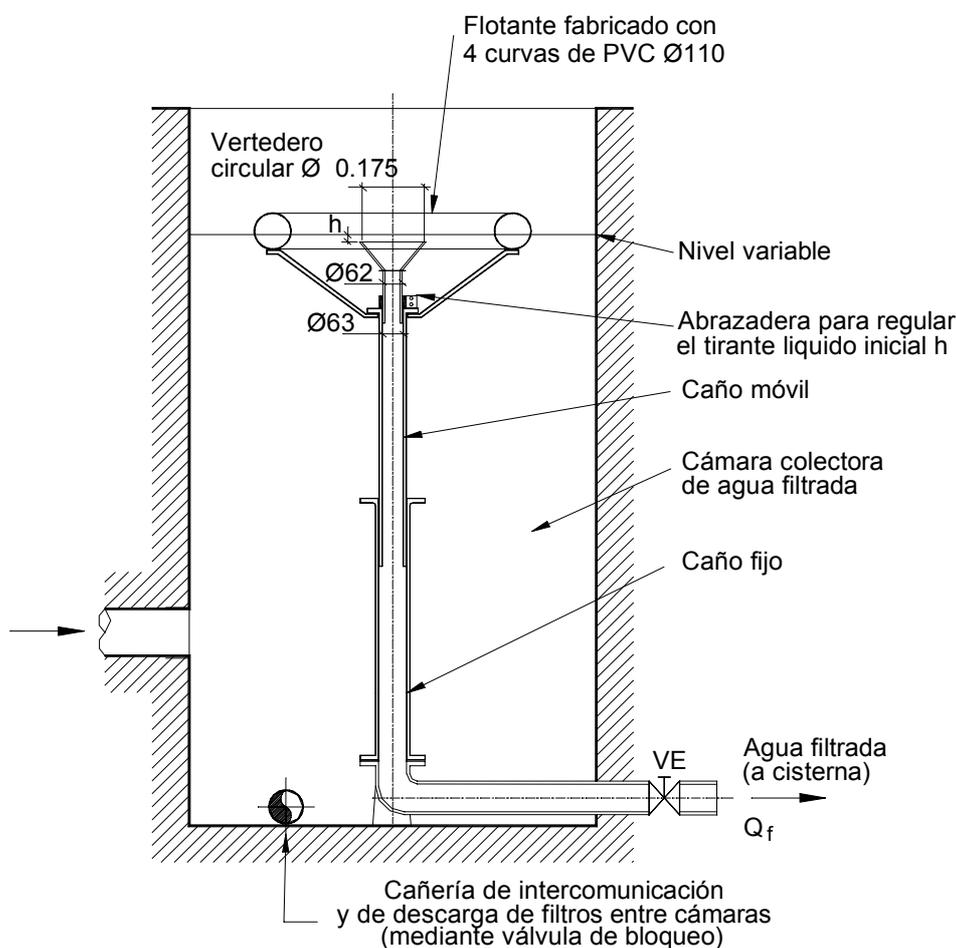


Figura 5. Detalle del flotante del sistema

La **Figura 4** y la **Figura 5** esquematizan detalles del regulador de la velocidad de filtración a flotante.

4.2.3. Sistema de Filtros Lentos de Nivel Variable en el Sobrenadante y Constante en la Cámara Colectora del Líquido Filtrado

Consiste en derivar el caudal filtrado a las reservas de agua tratada, mediante el pasaje por un caño vertical (poco aplicado) o normalmente por un vertedero de umbral horizontal proyectado en uno de los lados de la cámara colectora. En la **Figura 6** se detallan las tres alternativas.

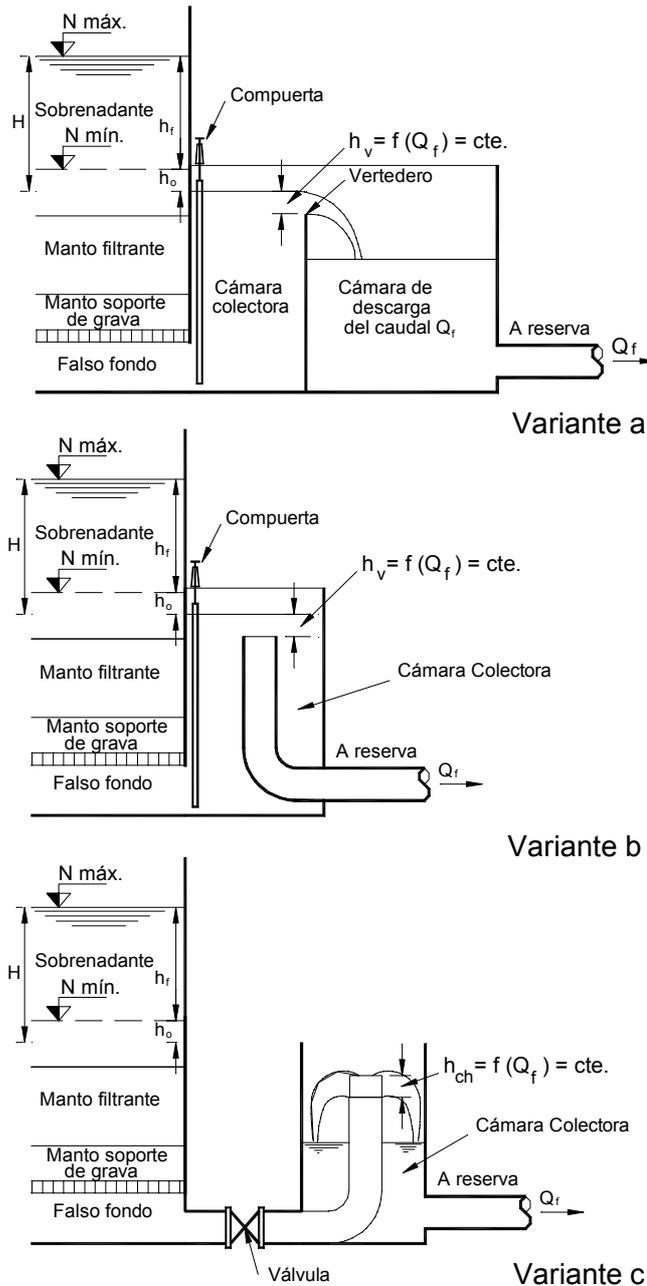


Figura 6. Control manual de la carga hidráulica $h_v = f(Q_f)$, mediante compuerta o válvula

El sistema que aplica la variante con vertedero horizontal es denominada “filtro lento modificado”, cuyo desarrollo aparece en el Documento Técnico 8 del Seminario Nacional sobre Prefiltración y Filtración Lenta de Aguas de Abastecimiento – Centro de Recursos Hídricos y Ecología Aplicada (CRHEA) – EE.SyC – USP, San Carlos – São Paulo – Brasil – Jul. 1997.

Esta modalidad está siendo adoptada en la actualidad, porque soluciona en forma sencilla uno de los elementos más vulnerables de un filtro lento convencional, como es el regulador de la velocidad de filtración.

En la investigación sobre el comportamiento de los filtros dinámicos desarrollada en La Rioja en la década del '70, se proyectó una unidad de este tipo para la comparación con tres filtros dinámicos pilotos.

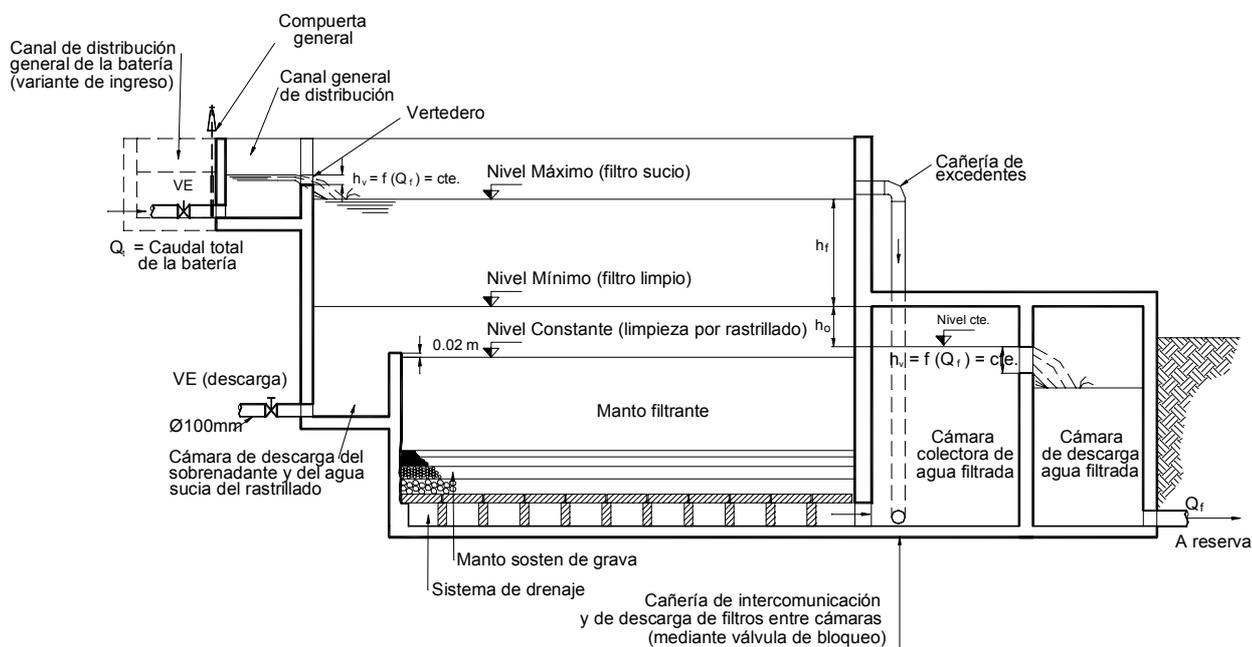


Figura 7. Corte longitudinal de un filtro lento con nivel variable del sobrenadante y constante en la cámara colectora de agua filtrada

El tirante líquido h_v (m) sobre el umbral del vertedero de descarga es compatible con el caudal filtrado Q_f (m^3/s) de diseño. (Su cálculo se efectúa con la fórmula de Francis para vertederos sin contracciones laterales, desarrollada en el Anexo II – Temas de Hidráulica). La función de ese vertedero es establecer una altura mínima sobre el lecho filtrante que determina el nivel mínimo operativo N_{\min} .

La pérdida de carga se incrementa debido a la colmatación durante una carrera, produciendo en consecuencia un aumento del nivel líquido hasta un nivel máximo N_{\max} .

Un vertedero de rebose o de demasías, evita que se sobrepase ese nivel que determina la máxima pérdida de carga de diseño.

Manteniendo el caudal de entrada y la superficie constantes, se obtiene un filtro lento de velocidad constante y carga hidráulica variable (altura variable del sobrenadante), sin necesidad de ningún elemento adicional de control.

En la **Figura 7** se muestra el corte de un “filtro lento modificado”.

4.3. FILTROS LENTOS QUE TRABAJAN EN FORMA INTERMITENTE

Es una alternativa aceptable cuando no se puede asegurar un bombeo continuo o cuando se tiene uno o dos turnos de operación durante una jornada (8 o 16 h/d).

En esa coyuntura, el ingreso de agua cruda se hace en las horas de operación continua, mientras que en el resto del día el filtro sigue operando con el volumen líquido del sobrenadante. La altura de esa capa líquida va decreciendo en el tiempo y en consecuencia también su velocidad de filtración.

El filtro durante las horas de operación continua con velocidad de filtración constante y debe producir el volumen total requerido en las 24 horas. O sea para 8 h/d de operación con velocidad constante, se requiere el triple del área y el doble para 16 h/d. Es decir el costo inicial se incrementa proporcionalmente a ese requerimiento.

También se produce esa alternativa eventualmente cuando se para una unidad para su limpieza.

5. ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS DE LAS CAJAS DE LOS FILTROS

5.1. ESTRUCTURA DE INGRESO DEL LÍQUIDO CRUDO

A continuación se mencionan las funciones que pueden cumplir los sistemas de ingreso:

- Asegurar una equirrepartición del caudal a tratar en las unidades de la batería de filtros.

Una distribución equitativa a cada unidad de una batería se consigue diseñando un canal de sección variable y velocidad constante. Para ello se pueden aplicar los criterios de H. Hudson desarrollados en el Manual V – Diseño de la Serie Filtración Rápida, del CEPIS – Abril 1992.

Otra solución es la de repartir el caudal total a cada unidad mediante vertederos rectangulares o triangulares de caída libre, desde ese canal común a la batería o desde una cámara, alimentada por una cañería a presión.

- Uniformar el flujo que ingresa a cada caja.

El caudal derivado a través del vertedero o compuerta pasa a un sector en donde una chicana produce el paralelismo de los filetes líquidos, antes de su ingreso a la caja del filtro.

Ese sector puede ser un canal con igual ancho que la caja del filtro y cuya solera tiene el mismo nivel que la superficie del lecho de arena. Este sistema se proyecta cuando se tiene limpieza con el método de raspado.

Otra variante es la de proyectar una cámara en lugar del canal, cuya solera se proyecta a 0,40 m sobre la cota de la superficie de la capa de grava. Se la diseña para recibir el agua sucia proveniente de la limpieza por rastrillado; para ello la cresta del muro común con la caja del filtro tiene una cota de 0,02 m sobre el lecho de arena (ver **Figura 7**).

Se puede también descargar el volumen del sobrenadante en esa cámara, antes del raspado de las sucesivas capas de arena superficial colmatada. Para conseguir ese objetivo se proyecta una compuerta vertedero desmontable por tramos hasta la solera de la cámara, acompañando la extracción de esas capas hasta el rearenado.

- Reducir la energía del agua que ingresa a la caja filtrante, a fin de reducir las turbulencias dentro de la masa líquida del sobrenadante y además prevenir la erosión de la capa biológica superficial (schmutzdecke). Esa condición se cumple cuando se proyecta la cámara de ingreso. En el caso de no contar con esa cámara, el impacto del chorro del agua cruda en el lecho de arena, se incrementa a medida que se extraen las capas colmatadas con las carreras de un ciclo. La erosión provocada por ese chorro se atenúa mediante una loseta apoyada en la superficie del manto (ver **Figura 4**).

- Drenar el agua del sobrenadante cuando se limpia el filtro.

Una solución anteriormente indicada es la descarga a la cámara de ingreso.

La otra es permitir el drenaje a través del sistema de filtración con velocidad variable y decreciente, pero demanda mayor tiempo al estar colmatado el medio filtrante.

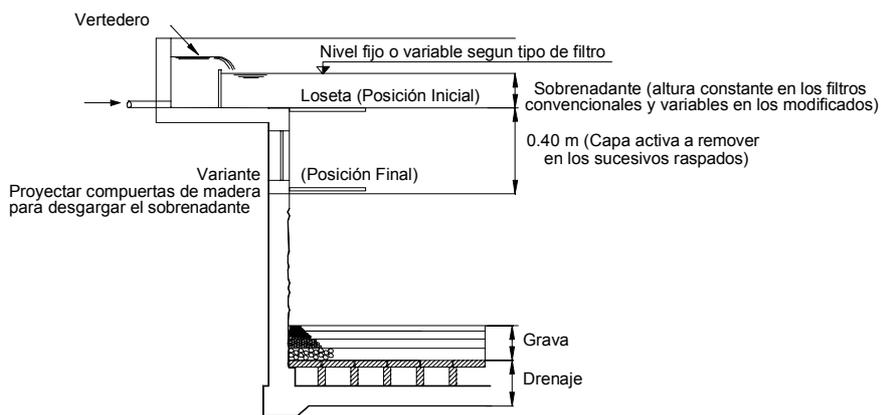
- Graduar el nivel líquido del sobrenadante.

Se logra mediante una válvula mariposa accionada por un flotante, por una válvula o compuerta operadas manualmente en la cámara o canal de acceso del agua cruda de la batería, o el método más común, que es el de proyectar un vertedero de rebose en cada unidad o en el sistema general de acceso del agua cruda.

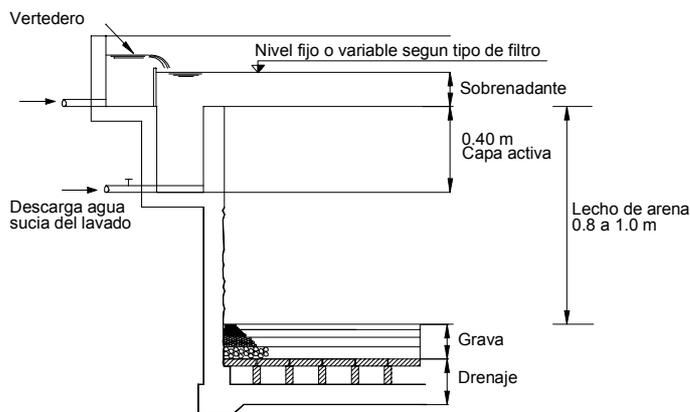
- Regular los caudales de ingreso.

Hay que proyectar compuertas y válvulas para esa finalidad.

En la **Figura 8** hay un detalle de estructuras de ingreso del líquido crudo.



a)- Sistema de Ingreso para el método de limpieza por rastrillado



a)- Sistema de Ingreso para el método de limpieza por rastrillado

Figura 8. Sistema de ingreso a filtro

5.2. ESTRUCTURA DE SALIDA DEL LÍQUIDO FILTRADO

5.2.1. Posibles Funciones de las Estructuras de Salida

- Fijar el caudal de salida y en consecuencia la velocidad de filtración U_f (m/d) o carga hidráulica de la unidad ($m^3 / m^2 \cdot d$).
- Evitar presiones negativas dentro del lecho de arena.
- Mantener la calidad del efluente cuando se limpia una unidad de la batería.
- Permitir el llenado de un filtro con el flujo de las restantes unidades de una batería.
- Regular y bloquear la salida de agua filtrada o la descarga para el vaciado eventual de una unidad, mediante válvulas y compuertas a través de vertederos de descarga libre, determinando el tirante líquido h_v (m) sobre sus umbrales.

En la **Figura 4**, **Figura 5** y **Figura 7**, se indican detalles de sistemas de salida del líquido filtrado.

6. UNIDADES DE PROCESO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE FILTRACIÓN LENTA

La selección de las unidades de proceso en un establecimiento de filtración lenta, depende de la calidad del agua, del riesgo sanitario que representa la fuente y la capacidad económica de los futuros usuarios.

Normalmente se tiene en cuenta los valores máximos de las concentraciones del agua cruda, relativas a la turbiedad T (UT) y a los coliformes (NMP/100 ml).

En general en una Planta de Filtración Lenta se pueden tener los siguientes procesos:

- Cribado.
- Desarenado.
- Presedimentación natural y/o preliminar.
- Prefiltración en grava y/o arena gruesa.
- Mantas sintéticas.
- Filtración lenta.
- Desinfección.

Para seleccionar las unidades de procesos, en el Manual II – Diseño – Filtración Lenta del CEPIS (1992), se establecen cuatro grupos, según sea la calidad del agua cruda. En todos los casos se tiene desinfección, fluoruración (si se requiere) y corrección del pH como operación final.

Caso 1.- Se proyecta únicamente filtración en arena cuando: $T \leq 10$ UT, NMP. CF/100 ml ≤ 200 , densidad de algas ≤ 250 UPA/ml.

Caso 2.- Se proyecta filtración lenta con mantas sintéticas cuando: $T \leq 20$ UT, NMP, CF/100 ml ≤ 500 , densidad de algas ≤ 500 UPA/ml.

Caso 3.- Se proyecta prefiltración en grava y/o arena gruesa y filtración lenta de arena cuando: $T \leq 50$ UT, NMP, CF/100 ml ≤ 2000 , densidad de algas ≤ 750 UPA/ml.

Caso 4.- Se proyecta igual que el caso 3, pero con mantas sintéticas cuando: $T \leq 100$ UT, NMP, CF/100 ml ≤ 4000 y densidad de algas ≤ 1000 UPA/ml.

En Argentina se puede encontrar cursos de agua con bajas turbiedades, inferiores a 10 UT, que eventualmente sólo algunos días del año en épocas lluviosas presentan turbiedades que superan ampliamente 100 UT.

Ante esa situación es conveniente determinar el tipo de turbiedad en esas épocas. La prueba de campo es sencilla y puede realizarse con un envase de vidrio transparente, una botella o un cono IMHOFF, donde debe observarse las características del depósito que se tiene, generalmente a los 30 minutos de colocar la muestra.

Si se forma un interfase más o menos definida entre el líquido sobrenadante y el depósito en el fondo del envase, predominan los sólidos sedimentables y se requiere únicamente presedimentación o prefiltración en lecho de grava, temas que se desarrollan en el Numeral 9 del presente Capítulo antes de la filtración.

En cambio si a simple vista persiste la turbiedad en el sobrenadante, se deberá requerir un tratamiento de coagulación, floculación, sedimentación y filtración rápida, ya que el agua tiene turbiedad coloidal.

El uso de filtración lenta posterior al uso de coagulante como práctica de rutina no es aconsejable ya que se puede producir un rápido taponamiento del filtro y se puede perder la capa biológica o schmutzdecke.

Sin embargo en varias localidades de la Argentina se utilizó un sistema de filtración lenta con un pretratamiento de coagulación floculación y sedimentación.

A pesar de lo expuesto, a título ilustrativo se desarrolla en el Anexo I el diseño de una planta de estas características que en ciertas circunstancias puede ser la única alternativa para los picos de turbiedad.

Por último se indica que en el Numeral 10 del presente Capítulo se describen las mantas sintéticas.

7. DISEÑO DE UNA UNIDAD DE TRATAMIENTO DE FILTRACIÓN LENTA DE ARENA

7.1. CAPACIDAD

Se diseña con la demanda media de agua potable correspondiente al día de máximo consumo diario al finalizar el período de diseño.

7.2. DISEÑO DE LA UNIDAD

7.2.1. Velocidad de Filtración de Diseño

Es el parámetro básico en el diseño y operación de los filtros lentos convencionales. Se puede admitir mayores velocidades cuando se proyecta pretratamiento, siempre que se garantice la calidad aceptable en el efluente final. O sea que el parámetro de diseño dependerá de la calidad de la fuente de agua a tratar.

En el referido Manual II del CEPIS, se establecen los siguientes valores para la velocidad de filtración U_f (m/h) o carga hidráulica q_f ($m^3/d.m^2$):

$U_f = 0,10$ a $0,20$ m/h = $2,4$ a $4,8$ $m^3/d.m^2$: únicamente filtración lenta

$U_f = 0,15$ a $0,30$ m/h = $3,6$ a $7,2$ $m^3/d.m^2$: sedimentación o prefiltración más filtración lenta

$U_f = 0,30$ a $0,50$ m/h = $7,2$ a $12,0$ $m^3/d.m^2$: sedimentación y prefiltración más filtración lenta

Se aconseja no superar el valor de $0,10$ m/h cuando se proyecta únicamente filtración lenta y en las limpiezas de una unidad, puede funcionar un solo filtro.

Di Bernardo estima una velocidad máxima de $0,25$ m/h = $6,0$ $m^3/d.m^2$ cuando la turbiedad afluente es de 5 UT casi permanentemente. Si ese valor es de 10 UT, la velocidad de filtración puede aceptarse entre $3,0$ y $5,0$ $m^3/d.m^2$.

Azevedo Netto en su manual "Tratamiento de Aguas de Abastecimiento"- 1966, establece la siguiente expresión:

$U_f = 20 / T^{1/2}$ ($m^3/d.m^2$), para T = turbiedad media del agua cruda (UT).

Así para $T_{m\acute{a}x} = 50$ UT normalmente admitida, es $U_f = 2,83$ $m^3/d.m^2 = 0,118$ m³/h, que indica que el valor de $0,10$ m/h es correcto en el diseño de sistemas rurales.

O sea que valores entre $0,10$ y $0,15$ m/h contemplan varias situaciones más comunes del agua a tratar, especialmente por seguridad. Valores mayores hay que justificarlos.

7.2.2. Superficie Filtrante Requerida

La superficie filtrante de cada unidad es una función del caudal de diseño $Q_{Dn} = Q$ (m^3/d), de la velocidad de filtración $U_f = q_f$ ($m^3/d.m^2$) del número de unidades N_f y del número de horas diarias de funcionamiento N_h (normalmente turnos de 8h/d).

$$A_f = 24 Q / (N_f \cdot N_h \cdot q_f) = \text{superficie de cada filtro de la batería (m}^2\text{)}$$

Se estima un valor ideal A_f , de 50 m^2 y máximo de 200 m^2 , para evitar problemas en la distribución del flujo.

7.2.3. Número de Unidades Filtrantes

Azevedo Netto en su manual, sugiere la siguiente expresión práctica:

$$N_f = \frac{1}{4} (Q)^{1/2} = \text{número de filtros para el caudal de diseño } Q \text{ (m}^3\text{/h)}.$$

Además establece:

$$N_{f\text{mín}} = 2 = \text{número mínimo de unidades cuando la población sea menor de 2.000 habitantes.}$$

Di Bernardo sugiere que el número de unidades N_f sea función del área total requerida en la planta de tratamiento A_F (m^2) y del tipo de limpieza: manual o mecanizada. Así se tiene: para $A_F = Q/q_f = N \cdot A_f =$ superficie total de filtros requerida en el diseño (m^2).

$$N_f \geq 2, \text{ para } A_F = 50 \text{ m}^2 \text{ y limpieza manual.}$$

$$N_f \geq 2, \text{ para } A_F = 50 \text{ a } 100 \text{ m}^2 \text{ y limpieza manual.}$$

$$N_f \geq 3, \text{ para } A_F = 100 \text{ a } 250 \text{ m}^2 \text{ y limpieza manual.}$$

$$N_f \geq 4, \text{ para } A_F = 250 \text{ a } 500 \text{ m}^2 \text{ y limpieza manual o mecanizada.}$$

$$N_f \geq 5, \text{ para } A_F = 500 \text{ a } 1000 \text{ m}^2 \text{ y limpieza manual o mecanizada.}$$

$$N_f \geq 10, \text{ para } A_F = 1000 \text{ m}^2, \text{ limpieza manual si es factible económicamente mecanizada.}$$

Para limpieza manual se sugiere un área máxima A_f de cada filtro de 200 m^2 , porque un incremento de la misma significa mayor costo operativo.

7.2.4. Conformación de la Caja de Cada Filtro

Los filtros pueden ser de planta redonda o rectangular que es la más utilizada.

En las rectangulares se tiene, según el Manual II – Filtración Lenta – Caja de Filtro (pág. 85), del CEPIS, 1992:

$$A_f = L_f \cdot B_f = \text{área de cada caja (m}^2\text{), siendo:}$$

$$L_f = (A_f / K)^{1/2} = \text{longitud de cada unidad (m)}$$

$$A_f = (A_f) \cdot K^{1/2} = \text{ancho de cada unidad (m)}$$

$$K = 2 N_f / (N_f + 1) = \text{relación de mínimo costo}$$

Las paredes de las cajas pueden ser verticales o en talud cuando la consistencia del terreno lo permita.

A fin de hacer estructuras más económicas la altura total de la caja del filtro puede variar entre 2,35 m y 2,70 m.

En la **Figura 9** se detallan cajas de filtros lentos.

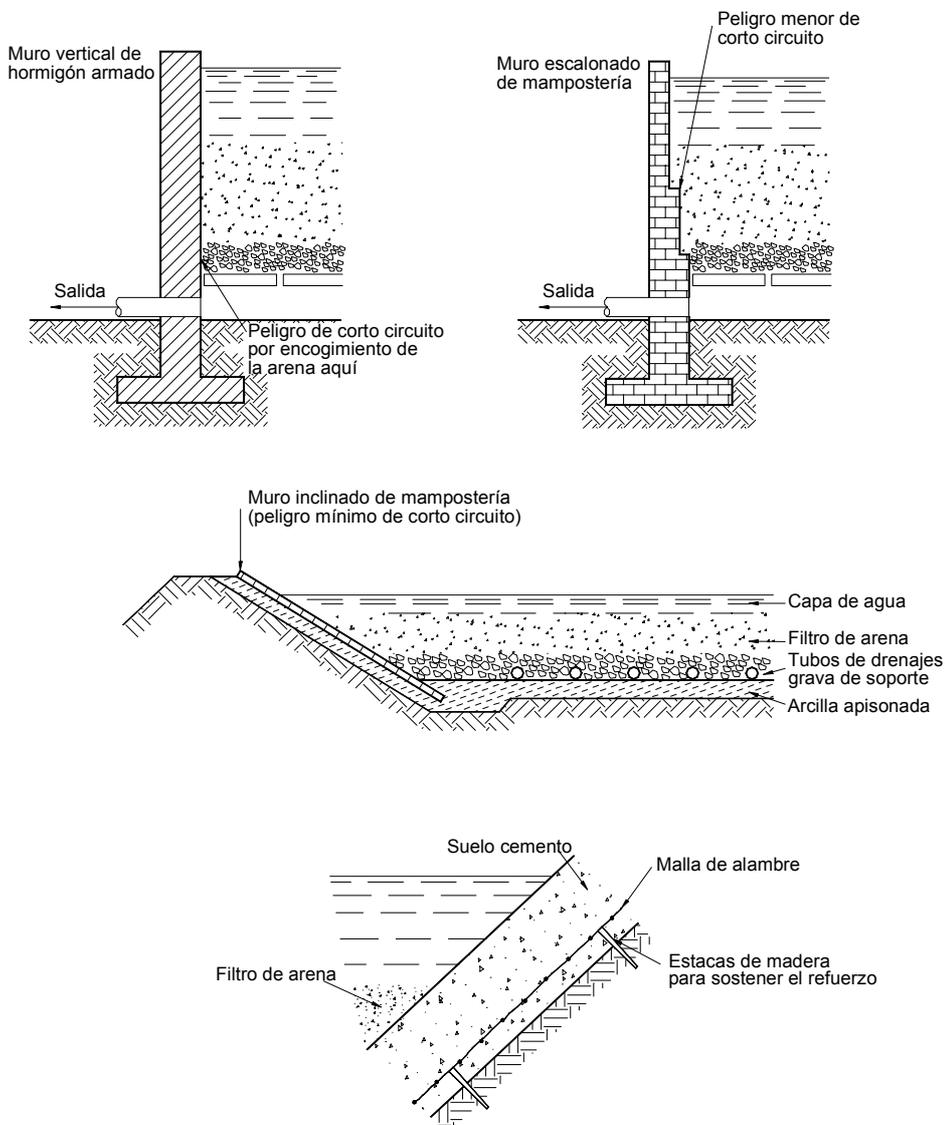


Figura 9. Detalle de cajas de filtros

7.2.5. Características del Lecho de Arena Silíceo

Experiencias sobre operación de filtros lentos, especialmente las del CEPIS, entre otros aspectos recomiendan:

- El lecho filtrante debe estar constituido por granos de arena redondeados y duros, libres de arcilla y materia orgánica.
- Se disminuye el coeficiente de uniformidad y se incrementa el tamaño promedio de los granos de arena, lavando previamente el lecho a fin de eliminar las partículas finas.
- Se recomienda un coeficiente de uniformidad C_u menor a 3, pudiendo diseñarse con valores entre 1,5 y 2,0.
- La arena debe contener un máximo del 2 % de carbonatos de calcio y magnesio, para evitar problemas por el ataque del dióxido de carbono presente en el lecho.
- A fin de evitar que la materia orgánica penetre en profundidad en el manto de arena, el tamaño efectivo $T_e = T_{10}$ debe ser suficientemente pequeño. La experiencia indica valores entre 0,15 y 0,30 mm, recomendando 0,10 mm para aguas claras con alto contenido bacteriológico y 0,40 mm para aguas muy turbias.
- El espesor total o inicial del manto de arena H_a (m) está compuesto por una altura requerida para varias limpiezas consecutivas en un período de operación (en la última hay que renovar esa altura) y la altura final o mínima H_f (m), antes de ese rearenado.

Varios autores recomiendan una altura total del manto H_a entre 0,80 m y 1,00 m y para la final H_f (capa inferior) entre 0,40 m a 0,80 m, siendo de 0,50 m cuando se tiene únicamente filtración lenta. O sea que $H_r = (H_a - H_f)$ m es la capa activa superior estimada en 0,40 m, que hay que renovar en el período de operación del filtro compuesto de varias carreras, considerando a la capa activa con una profundidad estimada en 0,40 m y un total del manto de arena H_a 0,80m.

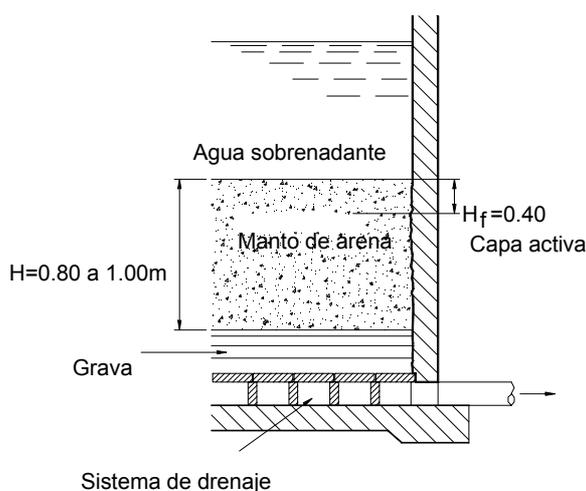


Figura 10. Manto de arena

- $t_0 = (H_a - H_f) / (e \cdot f)$ = años de operación para:
 - e = espesor removido en cada raspado durante la limpieza de cada carrera, generalmente entre 1,0 y 3,0 cm (0,01 y 0,03 m).
 - f = frecuencia o número anual de raspados de la capa biológica, función de la turbiedad afluyente y de la velocidad de filtración. El valor normal varía entre 5 y 6 veces por año y entre 20 y 30 veces el número de limpiezas durante el período de operación (hasta el agregado de arena nueva o de la lavada exteriormente).

En la **Figura 10** hay un detalle del manto de arena.

7.2.6. Características de la Capa Soporte de Grava

- También debe ser dura y redondeada, libre de arena, limo y materia orgánica, debiendo lavarse si no se cumple ese requisito. Al igual que la arena, su densidad debe ser de 2,60 aproximadamente, no debiendo perder el 5% en peso si se la sumerge 24 horas en ácido clorhídrico.
- De acuerdo a investigadores, se establecen tres capas con tamaños que varían entre rangos mínimos para arenas finas del lecho filtrantes y rangos máximos para arenas gruesas (con tamaños efectivos que pueden variar entre 0,10 y 0,40 mm, según se expresó anteriormente).

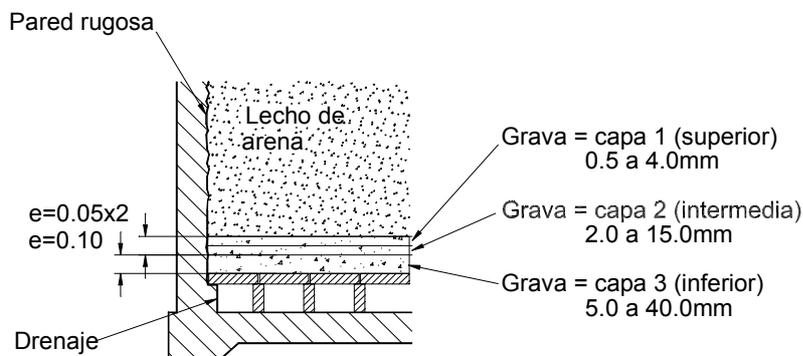


Figura 11. Detalle manto soporte de grava

Se tienen los siguientes tamaños de la grava graduada:

- Capa 1: mínimos 0,5 a 2,0 mm, máximos 1,5 a 4,0 mm – Espesor 5,0 cm.
- Capa 2: mínimos 2,0 a 2,5 mm, máximos 4,0 a 15,0 mm. – Espesor 5,0 cm.
- Capa 3: mínimos 5,0 a 20,0 mm, máximos 10,0 a 40,0 mm – Espesor 10,0 cm.

Como norma para seleccionar la grava graduada, debe evitarse que se pierda arena por el sistema de drenaje. O sea hay que tener en cuenta el tamaño máximo de la arena y las características y número de orificios de los drenes.

En la **Figura 11** se desarrolla un tipo de manto de soporte de grava.

7.2.7. Sistema de Drenaje

Resumiendo las recomendaciones de varias experiencias, se tiene:

- El drenaje del agua filtrada se debe efectuar a través de sistemas colectores del líquido filtrado, que pueden estar conformados por conductos o bloques con orificios de ingreso o por ladrillos de construcción formando canales.
- El sistema con ladrillos comunes estándar ha sido el más utilizado hasta el presente con buenos resultados. Está constituido por dos capas o sectores con ladrillos normalmente de 23,0 cm de largo, 12,0 cm de ancho y 5,0 cm de espesor.
- Sector superior: sirve de apoyo al manto sostén de grava. Está conformado con ladrillos colocados en forma de sogá o plana, sobre el sector inferior con junta abierta que no permite el pasaje del menor tamaño de la capa inferior de grava (4 mm).
- Sector inferior: apoyado en la solera de la caja del filtro con mortero cementicio, los ladrillos constituyen hileras perpendiculares al eje longitudinal y central de la caja al ser colocados de canto. Entre esas hileras se forman canales de drenaje, de 18,0 cm de ancho y 14 cm de altura.
- Un canal colector recibe el aporte del líquido filtrado transportado por esos canales laterales. Está situado en el eje longitudinal central de la solera del filtro y se comunica con la cámara colectora exterior mediante orificio y cañería. Tiene un ancho de 20,0 cm y la misma altura que los canales laterales.
- Los conductos perforados pueden ser de concreto, cerámicos o de PVC, teniendo las siguientes características:
 - Deben estar apoyados en la solera del filtro.
 - Un dren o conducto principal debe estar ubicado normalmente en todo el eje central y longitudinal de la caja filtrante. Recibe el aporte en toda su extensión de ramificaciones o drenes laterales que cubren toda la superficie de la misma para uniformar el drenaje.
 - El extremo o salida del dren principal, debe conectarse con la cámara colectora exterior de agua filtrada, donde se efectúa el control de la velocidad de filtración.
- Los laterales se deben instalar con juntas abiertas de 2 cm, o con orificios de 2 a 4 mm de diámetro, separados, centro a centro entre 0,10 y 0,30 m y dispuestos de a pares en las generatrices inferiores (15° a ambos lados del radio vertical).
- La distancia entre los conductos laterales debe ser de 1/16 de su longitud, no debiendo ser superior a 2,50 m. La separación con los muros laterales debe ser la mitad de la separación elegida entre los conductos.

- La velocidad máxima de escurrimiento dentro de los conductos no debe ser superior a 0,30 m/s.
- A fin de lograr equirrepartición la relación entre la velocidad del dren principal, U_0 y la de los drenes laterales, no debe superar el valor de 0,468 según Hudson.
- La pérdida de carga en los drenes es, $h_f = 0,33 K \cdot (1/R) \cdot U^2/2g = 5$ a 15 % h_f .

siendo:

- K = coeficiente de Colebrook.
 - $R = D/4$ = radio hidráulico para conductos circulares (m).
 - U = velocidad de pasaje en el dren (m/s).
 - h_f = pérdida de carga en el filtro limpio y con el nivel mínimo del sobrenadante si es variable (m).
- En el sistema de ladrillos no es necesario calcular la pérdida de carga por ser reducida.

En las **Figura 11** y **Figura 12** se indican esquemas de sistemas de drenaje del líquido filtrado.

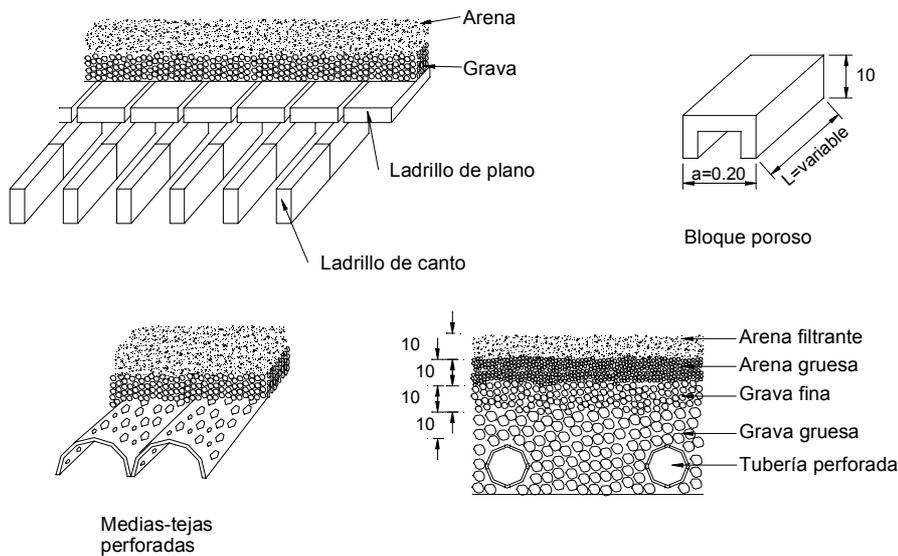


Figura 12. Sistemas de drenaje del líquido filtrado

7.2.8. Capa Líquida Sobre la Superficie Filtrante o Sobrenadante

Tiene las siguientes funciones:

- Proporcionar la carga hidráulica necesaria para efectuar el escurrimiento a través del lecho filtrante de arena.

- Servir como sedimentador del agua cruda, al tener una permanencia hidráulica de varias horas, pudiendo ser de hasta 15 horas como máximo. En consecuencia en ese lapso las partículas en suspensión pueden asentarse, aglutinarse o ser sometidas a procesos físicos o bioquímicos.
- La altura líquida del sobrenadante puede ser constante o variable entre dos límites, máximo y mínimo, de acuerdo al tipo de regulación de la velocidad de filtración.
- El nivel líquido del sobrenadante, especialmente el mínimo, siempre debe estar sobre el correspondiente a la superficie del lecho de arena, a fin de evitar las pérdidas de carga negativas dentro de ese manto.
- El nivel máximo depende de factores económicos, ya que los costos constructivos se incrementan con el aumento del nivel líquido del sobrenadante y viceversa. Un valor razonable de la altura líquida sobre el lecho de arena no debe superar 1,50 m y especialmente 2,00 m.
- Para evitar que el incremento de caudales de ingreso provoque aumento del nivel máximo y en consecuencia de la velocidad de filtración, se debe proyectar un aliviadero del control de ese nivel o vertedero de descarga de excedentes fuera del filtro.
- Cuando la limpieza se realiza mediante rastrillado de la capa superficial en lugar de su extracción, se debe proyectar un vertedero frontal en el acceso, (cuyo umbral debe estar a centímetros sobre el nivel del lecho de arena), que descargue a un canal colector de agua del lavado, como así también la del sobrenadante.

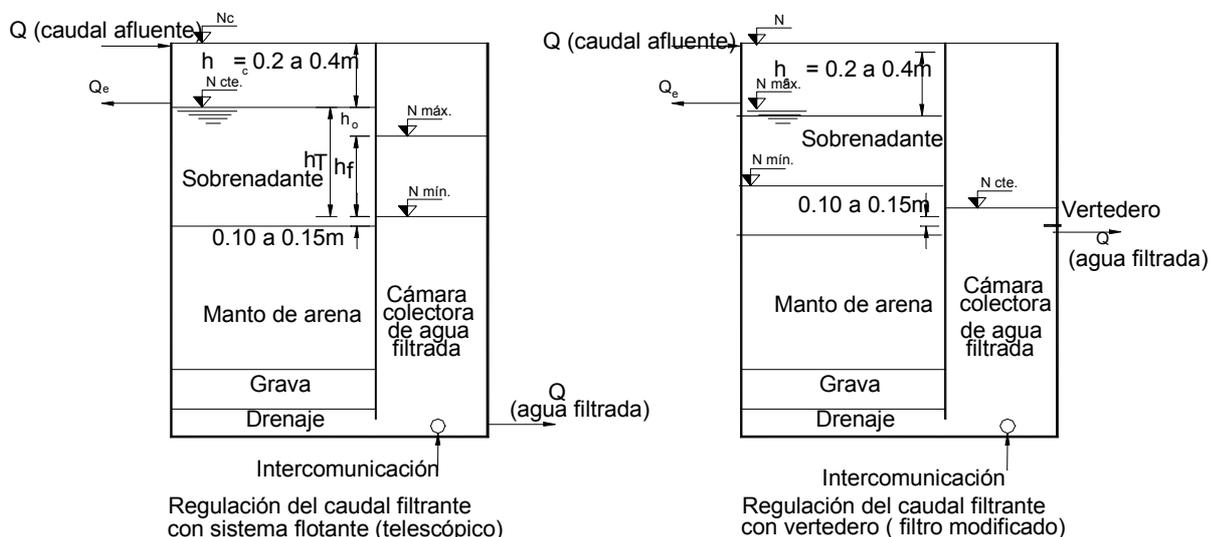


Figura 13. Esquema de niveles líquidos operativos

- El borde libre se debe ubicar entre 0,20 a 0,30 m sobre el nivel líquido máximo.

Referencias:

N_c = Nivel líquido constante (m)

$N_{máx}$ = Nivel máximo (m)

$N_{mín}$ = Nivel mínimo (m)

h_t = Pérdida de carga total en el filtro (m)

h_0 = Pérdida de carga inicial en el filtro (m)

h_f = Pérdida de carga por colmatación final en el filtro (m)

h_c = Distancia entre el coronamiento y nivel máximo en la caja del filtro (m)

Q = Caudal de ingreso = caudal filtrado (m^3/d)

Q_e = Caudal excedente a descargar (m^3/d)

7.2.9. Niveles Líquidos y Pérdidas de Carga Durante una Carrera

La variación de los niveles líquidos en la caja filtrante del sobrenadante o en la cámara colectora de agua filtrada, según sea el tipo de regulación de la velocidad de filtración, depende de las pérdidas de carga que se producen en el flujo a través de los elementos del filtro lento (lecho de arena, manto de grava soporte, drenes, conductos y orificios).

Se tiene el nivel líquido mínimo cuando se inicia la carrera con el lecho de arena recién limpiado y el nivel máximo cuando termina la carrera por estar colmatado.

Esa variación ocurre en la cámara colectora cuando se diseña la regulación de la filtración mediante el sistema telescópico que se describe en 4.2.2. En cambio cuando esa regulación se hace con un vertedero de descarga en la cámara de salida (sistema modificado), la variación se realiza en el sobrenadante.

En todos los casos el nivel mínimo o la cresta de ese vertedero, deben estar a mayor nivel que el del lecho de arena para evitar pérdidas de carga negativa.

7.2.10. Pérdidas de Carga en el Lecho de Arena

Durante una carrera en la filtración lenta en el manto filtrante se tiene régimen laminar (por ser siempre el número de Reynolds inferior a 6, según Camp). La pérdida de carga en función del tiempo varía en forma exponencial, según la siguiente expresión:

Pérdida de carga en un instante de la carrera

$H_a = H_o \cdot e^{-kt}$ = pérdida de carga (cm), en función del tiempo t de operación (h) del filtro.

siendo:

H_o = pérdida de carga inicial (cm).

k = coeficiente que depende de las características del agua y de la velocidad de la filtración (h^{-1}).

Según el Ing. Di Bernardo, en su libro indicado en la Bibliografía, H. A. Bollman, en su trabajo para maestría presentado en la Escuela de Ingeniería de San Carlos - Brasil (1987), da valores de la pérdida de carga H_a (m) para diferentes velocidades de filtración U_f (m/d) y t = tiempo de funcionamiento (h).

Según Azevedo Netto en el Manual del Curso sobre Tecnología de Tratamiento de Agua para Países en Desarrollo - CEPIS - Lima, Perú - 1977, indica la siguiente expresión:

$H_{máx} = L_a + 0,60$ = pérdida de carga máxima (m), para L_a = espesor del lecho de arena (m)

Pérdida de carga inicial

$H_o = K_o \cdot L_a \cdot U_f$ = pérdida de carga inicial (m), expresión de Darcy para:

L_a = espesor del lecho de arena (m)

U_f = velocidad de filtración (m/s)

K_o = coeficiente de permeabilidad inicial (s/m)

Fair - Hatch dedujeron el valor de este coeficiente de permeabilidad en base a la expresión de Karman - Koseny aplicada a esferas con flujo laminar, que es el régimen imperante en filtración lenta (número de Reynolds inferior a 6 según Camp). En consecuencia se tiene:

$K_o = \left[K_k \cdot v \cdot (1 - p_o)^2 \cdot (6 / \zeta_e)^2 \cdot \sum (x_i / d_{eq}^2) \right] / (g \cdot p_o^3)$ = coeficiente de Fair-Hatch (s/m)

donde:

v = viscosidad cinemática (m^2/s) (que varía con la temperatura del agua).

p = porosidad inicial (decimal).

K_k = 4 a 6 = coeficiente de Koseny.

X_i = fracción en peso, del material retenido entre dos mallas consecutivas de la serie granulométrica.

$d_{eq} = (d_{máx} \cdot d_{mín})^{1/2}$. tamaño promedio de los granos de una capa (m).

ζ_e = coeficiente de esfericidad (decimal).

g = aceleración de la gravedad (m/s).

7.2.11. Pérdida de Carga Total en el Flujo por la Caja del Filtro

Se compone de la sumatoria de las pérdidas de carga producidas en el flujo del caudal a filtrar, por el manto de arena, capa de grava soporte (con régimen laminar), drenes, orificios y conductos de salida del líquido filtrado (con régimen turbulento). Esa suma es igual a la diferencia entre el nivel líquido máximo $N_{m\acute{a}x}$ (m) y el nivel líquido mínimo $N_{m\acute{i}n}$, que se desarrolla en el sobrenadante o en la cámara colectora del líquido filtrado, según sea el sistema de regulación del caudal de ingreso del líquido crudo o de la salida del filtrado.

$$H_T = N_{m\acute{a}x} - N_{m\acute{i}n} = H_a + H_g + H_d + H_o + H_c = \text{p\acute{e}rdida de carga total en el filtro (m)}$$

donde:

$$H_a = K_a \cdot U_f = \text{p\acute{e}rdida de carga en el lecho de arena (m)}$$

$$H_g = K_g \cdot U_f = \text{p\acute{e}rdida de carga en el manto de grava (m)}$$

$$H_d = K_d \cdot U_f^2 = \text{p\acute{e}rdida de carga en los drenes (m)}$$

$$H_o = K_o \cdot U_f^2 = \text{p\acute{e}rdida de carga en los orificios de intercomunicaci\acute{o}n (m)}$$

$$H_c = K_c \cdot U_f^2 = \text{p\acute{e}rdida de carga en los conductos de interconexi\acute{o}n (m)}$$

El c\`alculo de los coeficientes K_a , K_g , K_d , K_o , y K_c , est\`a especificado en el Cap\`itulo VII Plantas de Potabilizaci\`on Numeral 14 - Filtraci\`on R\`apida – Filtros con Velocidad Variable y Decreciente.

8. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE FILTROS LENTOS DE ARENA

8.1. CARACTERÍSTICAS

Hay dos parámetros básicos a considerar en la operación y mantenimiento de una batería de filtros lentos: la velocidad de filtración U_f (m/h) o carga hidráulica superficial q ($m^3/d \cdot m^2$) y la pérdida de carga H (m) producida por la colmatación del lecho de arena durante una carrera del filtro.

Esa pérdida de carga creciente durante la carrera, es igual a la diferencia de los niveles superficiales o cargas líquidas respectivamente del sobrenadante y de la cámara colectora de agua filtrada, según sea el tipo de filtro adoptado.

La operación normal es controlar la calidad del agua filtrada y el nivel líquido máximo, ya sea para que no se pase de la pérdida máxima admitida por el filtro (en la cámara colectora) o el caudal a filtrar (en el sobrenadante).

8.2. OPERACIÓN DE FILTROS LENTOS

8.2.1. *Puesta en Marcha*

Consiste en tareas previas para poner en funcionamiento la planta de tratamiento una vez concluida su construcción, especialmente la verificación de que los elementos de la planta estén de acuerdo con el diseño.

La operación más importante en esta etapa es la del llenado del manto de arena. El mismo se realiza lentamente saturando el lecho con flujo ascendente, aproximadamente entre 0,10 y 0,20 m por hora, hasta un nivel del sobrenadante que evite la erosión de la superficie filtrante por la acción cinética del chorro de ingreso.

Se aconseja arena lavada para el manto de arena a fin de acortar el período de la puesta en marcha, ya que la natural sin lavar contiene material fino y en consecuencia lo prolonga. En ambos casos debe eliminarse el primer efluente hasta que la turbiedad del agua filtrada sea la aceptable.

Otro aspecto a considerar en esta etapa es la maduración del filtro o sea la formación de la capa biológica, o "schmutzdecke", que puede ser de varias semanas y es dependiente de la temperatura (a mayor temperatura menor período de maduración y viceversa).

8.2.2. *Operación Normal*

Es el conjunto de tareas que se efectúan en forma permanente y rutinaria. Entre las mismas se mencionan las más importantes.

a) *Limpieza del lecho filtrante de arena*

Se puede efectuar por el método del raspado, el más utilizado hasta el presente en filtros de nivel constante en el sobrenadante y el método de rastrillado de la superficie colmatada en donde se formó la capa biológica, aplicado generalmente en filtros lentos modificados.

Esta operación debe iniciarse una vez que se tiene la máxima pérdida de carga admitida por el sistema o eventualmente cuando se tiene una turbiedad en el efluente superior al límite establecido (si se puede determinar "in situ" este parámetro).

- En el método del raspado se tiene normalmente las siguientes tareas secuenciales cuando se llega a esa pérdida máxima.
 - Extraer el material flotante del sobrenadante.
 - Cerrar el ingreso de agua cruda y dejar filtrar con velocidad declinante, hasta que el nivel líquido descienda unos centímetros debajo de la superficie del lecho de arena.
 - Raspar entre 1 y 3 cm la capa superficial del lecho y retirar fuera del filtro la arena removida. Se aconseja desarrollar esta tarea en las primeras horas o en las últimas del día, estimándose que un operario tarda, en promedio, una hora para limpiar entre 15 y 20 m² de filtro. El retiro del material extraído con palas anchas se realiza manualmente por medio de baldes y dentro de la unidad (el personal debe ponerse botas especiales).

Para grandes superficies filtrantes puede ser más factible, técnica y económicamente, efectuar esa operación por medio de equipos especiales.

- El método del rastrillado consiste en romper y remover la capa biológica superficial colmatada. Esa operación se la puede realizar con un rastrillo especial provisto de un mango compatible con las dimensiones de la caja filtrante o con equipos especiales de accionamiento mecánico.

Ese sistema de limpieza se hace manualmente en unidades pequeñas y medianas. En cambio en las grandes se la ejecuta mecánicamente.

La operación de rastrillado resulta más económica por la ventaja demostrada en la reducción de los períodos de maduración del filtro y los de la limpieza, estimada en un 25% de la insumida en la operación de raspado.

La frecuencia de la operación de limpieza depende de la turbiedad del líquido a tratar, pudiendo además ser anticipada antes de tener la máxima pérdida de carga admitida por el filtro. Esta situación y la de tener menor tiempo de maduración, ambas favorables, están explicadas además en el Capítulo sobre Filtros Dinámicos.

El material removido es arrastrado por el flujo ascendente proveniente de la unidad contigua hacia la cámara colectora, operación explicada en el punto "Sistema de Ingreso a la Caja Filtrante" de este Capítulo.

Se recomienda las siguientes etapas secuenciales:

- Se cierra el ingreso de agua cruda en la unidad a limpiar.

- Se deja filtrar con velocidad decreciente el líquido del sobrenadante, que tiene nivel máximo al final de la carrera, aconsejándose sea efectuado durante la noche. Otra alternativa es drenarlo por la cámara de ingreso, anteriormente considerada, pero se pierde ese volumen de agua cruda.
- Se abre la válvula que permite la descarga de la colectora del agua filtrada, hasta que el nivel del sobrenadante sea el mismo que el de la cresta del muro que separa el filtro y la cámara de ingreso, que pasa a ser receptora del agua sucia superficial del lavado por rastrillado.
- Se aplica el rastrillado con la herramienta especial, en la operación denominada “húmeda”.
- Se lo conecta con el filtro contiguo que está funcionando, mediante la apertura de una válvula o compuerta de intercomunicación. El caudal filtrado de esa unidad fluye en forma ascensional por el manto de grava y arena. En consecuencia se produce el arrastre de las partículas removidas en la etapa húmeda hacia la superficie y posteriormente hacia la cámara colectora de la descarga arriba mencionada, cuya válvula de bloqueo se abre.
- La etapa “seca” comienza cerrando esa válvula o compuerta de “intercomunicación” y la de bloqueo de la descarga. Al mismo tiempo se abre la válvula de agua filtrada para permitir que el nivel líquido dentro de la unidad descienda 0,40 m debajo de la superficie de arena.
- Se procede al rastrillado y nivelación de la capa seca de la superficie del lecho de arena.
- Se vuelve a abrir esa válvula o compuerta de intercomunicación y la correspondiente a la cámara de descarga, con el fin de tener de nuevo ese flujo ascendente y la descarga del agua sucia hacia el exterior, hasta tener agua limpia.
- Una variante es la de permitir el escurrimiento del caudal de agua cruda sobre la superficie de arena, ubicando la cámara colectora anexa al muro opuesto al de ingreso. La finalidad es que ese caudal produzca el arrastre del material removido durante la etapa “húmeda”, hacia esa cámara. Luego se continúa con las etapas que siguen a partir de la etapa “seca”. Esa variante es semejante al autolavado de los filtros dinámicos.

Como se ha indicado, el caudal requerido para el arrastre de las partículas desprendidas durante el rastrillado puede provenir de las restantes unidades de la batería, mediante un canal común de agua cruda.

Si el ingreso desde ese canal es sumergido se puede producir filtración con velocidad variable y decreciente en la batería intercomunicada, la que se autorregularía de acuerdo a la colmatación de los restantes lechos filtrantes.

b) Rearenado o reconstrucción del lecho filtrante

Esta operación se realiza en las unidades limpiadas con el método del raspado luego de que las sucesivas extracciones de arena superficial, colmatada luego de cada carrera, reduzca la altura del lecho hasta un valor mínimo que normalmente es de 0,40 a 0,60 m sobre la grava soporte (0,30 m según últimas investigaciones). También se realiza el

rearenado en el método del rastrillado cuando haya que extraer el manto colmatado luego de un período más prolongado, de igual manera que en el raspado.

La operación consiste en colocar arena nueva o lavada en lugar de esa capa vieja remanente, la que a su vez pasa a ser la capa superior mediante una serie de movimientos de ambos materiales. La finalidad es de que esa última capa al ser superficial, contiene organismos y elementos necesarios para una rápida maduración, lo que no ocurriría con la arena nueva.

Una vez obtenida la altura del lecho requerida, la capa vieja arriba y la nueva abajo, se nivela la superficie y se pone en operación el filtro, de igual forma que en la puesta en marcha de la unidad, pero normalmente con menor período de maduración debido a los microorganismos de la capa vieja.

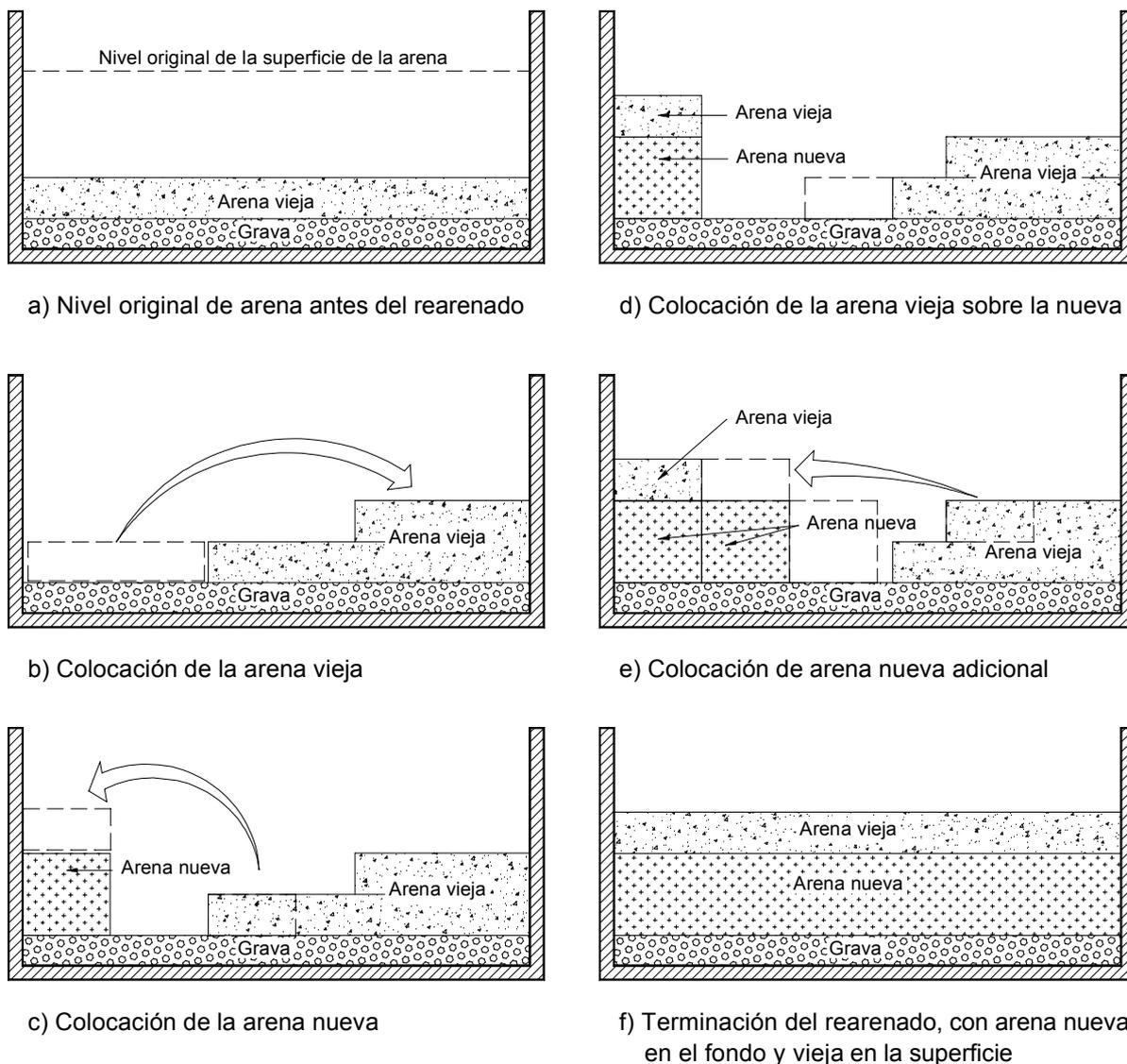


Figura 14. Sistema de rearenado

c) *Parada de un filtro*

Puede ocurrir para su reparación, o también por no cumplir el efluente con las normas de calidad exigida.

Hay que evitar esa suspensión, pues en ese período se altera el metabolismo de los organismos del medio filtrante, pudiendo producirse su muerte si los lapsos son prolongados. Para ello se puede seguir filtrando con menor caudal afluente, si el problema está en el ingreso o enviar el efluente al desagüe si fuera en la salida.

8.3. MANTENIMIENTO DE FILTROS LENTOS

8.3.1. Lavado de Arena Sucia

Cuando no se dispone de arena nueva en las cercanías de la batería de filtros, hay que efectuar el lavado y almacenamiento de la arena proveniente de los raspados, a fin de utilizarla en el rearenado. Se recomienda un estudio técnico y económico de la conveniencia del lavado de la arena.

Una planta debe incluir instalaciones especiales para ese fin, debiendo lavarse la arena lo más pronto posible para evitar la producción de malos olores y sabores debido a la descomposición de la materia orgánica adherida a los granos.

El lavado puede hacerse en forma manual en plantas pequeñas o medianas de filtros lentos. En cambio para las grandes, esa operación debe hacerse por medios hidráulicos a presión.

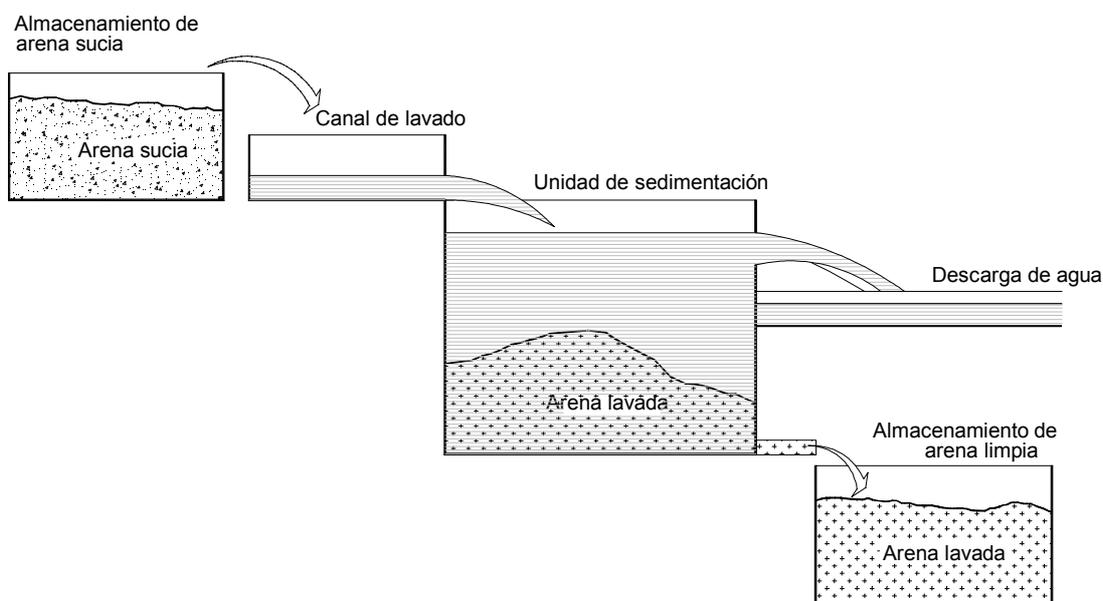


Figura 15. Esquema de un sistema de lavado de arena

8.3.1.1. Lavado Manual

Hay varias maneras de efectuar el lavado manual. En general se agrega y agita el material a limpiar en un receptáculo (o unidad de sedimentación) que a su vez recibe agua de limpieza a fin de producir la remoción del material adherido a los granos y su posterior arrastre, mientras la arena limpia sedimenta y se deposita en el fondo del mismo.

El agua para el lavado puede provenir desde un canal o cañería a presión o ser incorporada con baldes. El recipiente de sedimentación puede ser una carretilla, un tanque metálico o el mismo canal de ingreso del agua del lavado. La herramienta para agitar la arena sucia puede ser una espátula, pala plana, un mango de madera o un rastrillo.

La arena depositada y limpia se acumula para la rearenación.

8.3.1.2. Lavado Mediante Método Hidráulico a Presión

Se aplica particularmente en plantas de tratamiento con grandes caudales a tratar. Hay varios sistemas al respecto, todos complejos en comparación a los sistemas manuales.

Según sea el volumen de arena con material adherido a los granos, el sistema puede estar constituido por eyectores con sus respectivas conexiones de agua a presión y con separadores, en un número no inferior a tres. En éstos se remueve manualmente la arena impulsada desde el eyector precedente, separando las fases líquidas a desechar y la sólida representada por la arena que se deposita en el fondo para su descarga al eyector siguiente y así sucesivamente hasta el último.

La arena sucia acumulada es introducida manualmente al primer eyector, siendo el último el que descarga la arena limpia que se acumula para el rearenado de las unidades filtrantes.

En la **Figura 16** hay un esquema del método hidráulico a presión.

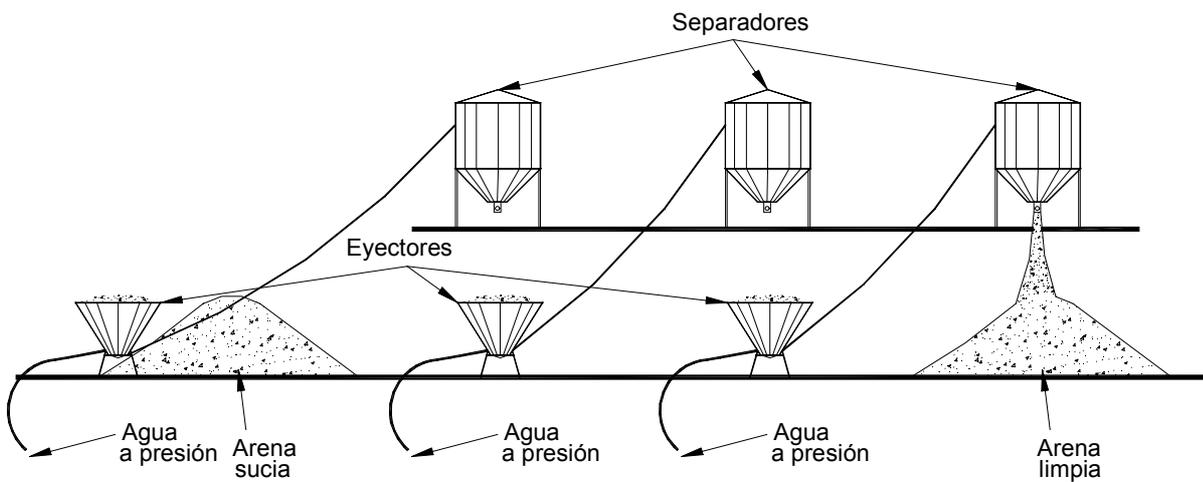


Figura 16. Sistema hidráulico a presión

8.3.2. Limpieza Total de Cada Filtro

Se recomienda que en forma secuencial, en un período prolongado generalmente no inferior a cinco años, se limpie todos los elementos de la caja filtrante: lecho de arena, manto sostén de grava, sistema de drenaje, paredes y solera de la unidad, cámaras, vertederos, etc.

8.4. ACTIVIDADES A CONSIDERAR DURANTE LA OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA BATERÍA DE FILTROS LENTOS

Entre las de más importancia para controlar la eficiencia de los filtros, se mencionan:

Pérdida de Carga

Especialmente en los de altura constante del sobrenadante líquido. En los modificados, el control para efectuar su limpieza es el nivel líquido máximo.

Turbiedad

Debe ser inferior a 1UT en un porcentaje de las muestras especificadas en las normas locales de calidad.

Grupo Coliforme

Especialmente los fecales que son los indicadores de la contaminación patógena, cuyo nivel está establecido en esa norma local. Otro parámetro a determinar puede ser el recuento de bacterias heterotróficas.

Desinfección

Permanentemente hay que controlar la dosis apropiada, para tener un valor del cloro residual de aplicarse este producto, generalmente no inferior a 0,2 mg/l.

La frecuencia de las actividades de control deben agruparse en diaria, semanal, mensual, anual y períodos variables para el rearenado y limpieza completa de las unidades.

En las actividades diarias se tienen el control del caudal y niveles operativos, además de la calidad del agua filtrada.

El control de los equipos y limpieza del predio, se puede hacer semanalmente. La limpieza del lecho de arena sucia con el método del raspado se hace alrededor de cada mes, según sea el grado de colmatación.

Otras actividades como ser la limpieza de las reservas e inspección de fugas, taponamientos, reparaciones, etc., generalmente se efectúan anualmente.

9. USO DE MANTAS SINTÉTICAS EN LOS FILTROS LENTOS

Uno de los avances más recientes para optimizar el funcionamiento de los filtros lentos de arena ha sido el uso de mantas sintéticas que se colocan sobre el manto filtrante.

Mediante el uso de mantas sintéticas, conocidas como geotextiles, el desempeño de los filtros puede mejorar considerablemente en términos de aumento de la carrera de filtración y en la simplificación de las tareas de limpieza.

Las mantas sintéticas no tejidas son producidas a partir del uso de hilos de diferentes materiales que son entrelazados mediante agujas. Los principales constituyentes son fibras de poliéster, poliamida, polietileno y polivinil, siendo las de propileno las más indicadas por ser más resistentes a la abrasión, al calor, a los rayos ultravioletas y al ataque de compuestos como ácidos y álcalis.

Los objetivos de la utilización de mantas no tejidas sobre los mantos de arena de los filtros son: concentrar el proceso de purificación en las mantas para evitar la necesidad de removerlos para su limpieza, aumentar la duración de las carreras y reducir el espesor del manto de arena.

Por ser un proceso de purificación con una combinación compleja de varios mecanismos físicos, químicos y biológicos, no es posible modelar su diseño a partir de las teorías de la filtración, por lo que se requiere la realización de estudios en plantas piloto. Los ensayos deberán determinar el espesor, porosidad y tipo de manta más adecuada para cada caso particular.

Los ensayos en planta piloto realizados por Di Bernardo y Patterniani, demuestran que cuando se usan mantas, se puede trabajar con espesores de arena de 30 cm. Con el fin de evitar la penetración de impurezas en la arena, dichos autores recomiendan no trabajar con velocidades mayores a los $6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$.

Se comprobó que la remoción de microorganismos, como algas, bacterias, protozoos y metazoos es extremadamente elevada en las mantas, llegando en algunos casos a un 90-99 % de remoción.

Una vez que las mantas se han colmatado, se retiran y se procede a su limpieza con chorros de agua limpia a presión. Se ha comprobado que la capa biológica se forma en las mantas por lo que se recomienda colocar dos mantas superpuestas. Cuando la manta superior debe limpiarse, al reiniciar la operación del filtro se coloca la manta inferior arriba (que tiene ya formada la capa biológica) y la manta limpia por debajo.

Los geotextiles que se comercializan en nuestro país se pueden caracterizar por distintos parámetros como el diámetro de poros, permeabilidad, peso específico y espesor. En 1993 en el Centro de Ingeniería Sanitaria de la Universidad Nacional de Rosario, se realizaron ensayos en filtros experimentales para determinar la posibilidad de utilizar mantas sintéticas en los filtros lentos que trabajan con aguas previamente coaguladas, caso que es muy frecuente en el norte de nuestro país. Los pequeños flóculos que escapan de los sedimentadores taponan los filtros y las carreras de filtración son de apenas unos pocos días, por lo que la colocación de una manta puede optimizar el funcionamiento.

Se trabajó en tres filtros con aguas prefabricadas. Se ensayaron distintos tipos de mantas y espesores de arena y se llegó a las siguientes conclusiones:

- Es posible trabajar con espesores de arena de 30 cm de espesor cuando se usan mantas sintéticas.
- Las carreras en los filtros con mantas tuvieron una duración tres veces mayor que las del filtro de control.
- La manta con la que se obtuvieron los mejores resultados tenía las siguientes características.
 - Diámetro de poros: 0,11 mm.
 - Peso: 200 g/m².
 - Espesor: 0,95 mm para una presión de 1 bar.
 - Material: polipropileno.

Es muy común en nuestro país, que los filtros se colmaten por la presencia de algas, ya que generalmente las fuentes de provisión son lagos o represas artificiales. Es por ello que la alternativa de utilizar mantas sintéticas es muy interesante y debieran realizarse ensayos de campo. Es conveniente que los ensayos se lleven a cabo en filtros de dimensiones pequeñas, porque de esa forma se facilita la limpieza de las mantas.

10. UNIDADES DE PRETRATAMIENTO

Los filtros lentos de arena no trabajan en forma adecuada si el agua cruda tiene alta turbiedad. Si la turbiedad promedio es superior a 10 UNT se recomienda aplicar pretratamiento.

En una planta de filtración lenta, se designa como unidades de pretratamiento a todas aquellas instalaciones en las cuales se desarrollan procesos físicos o biológicos que acondicionan la turbiedad del agua cruda para que se alcancen los límites aceptables por un filtro lento.

Se incluye en esta clasificación los presedimentadores, filtros gruesos de grava y eventualmente procesos de coagulación - floculación.

En algunos casos se ha recomendado utilizar filtros dinámicos, por su fácil limpieza, como pretratamiento antes de la filtración lenta. Las características, parámetros de diseño y operación de los filtros dinámicos se desarrollan en el Numeral 5 de este Capítulo.

10.1. PRESEDIMENTACIÓN

La presedimentación sirve principalmente al propósito de reducir la turbiedad y de eliminar las sustancias en suspensión que pueden separarse, en un tiempo razonable, por la sola acción de la gravedad.

El procedimiento puede ser de funcionamiento continuo o intermitente utilizándolo únicamente, cuando las características del agua a tratar lo requieran.

En el Numeral 3 “Tratamientos Preliminares” de este Capítulo se desarrolla el tema.

10.2. FILTROS GRUESOS DE GRAVA

10.2.1. Antecedentes de su Aplicación

El pretratamiento empleando filtros gruesos de grava para retener parte del material en suspensión antes de la filtración lenta se utilizó en Europa y Estados Unidos hasta principios del siglo XX. Posteriormente su uso fue abandonado y el proceso sustituido por plantas de filtración rápida con el empleo de coagulantes y mano de obra más especializada.

Existe relativamente poca información técnica sobre este tipo de instalaciones por lo que diversos organismos tanto de diversos países, como internacionales han encarado investigaciones para determinar su eficiencia y parámetros de diseño.

En la década de 1970 la tecnología de filtración gruesa ha sido desarrollada hasta convertirse en una alternativa de tratamiento viable para países en desarrollo.

Entre diversos estudios sobre el comportamiento de los filtros gruesos se tiene el “Proyecto integrado de investigación y demostración de métodos de pretratamiento para sistemas de abastecimiento de agua” desarrollado por CINARA IRC, International Water and Sanitation Center en su Fase I (CINARA IRC – 1989 a1993) y por Galvis y colaboradores en 1993. El proyecto fue desarrollado en Puerto Mallarino, EMCALI, Cali – Colombia y en ocho localidades a escala real abastecidas por fuentes superficiales con diversos valores de turbiedad, sólidos suspendidos y coliformes fecales.

Esos estudios demostraron que una combinación de filtración gruesa y filtración lenta es excelente para tratamientos de agua sin dosificación de productos químicos, debiendo únicamente desinfectarse el líquido filtrado (a pesar de su alta eficiencia en reducción bacteriológica).

Los resultados dieron remociones superiores a 60% e inferiores a 85% para turbiedades entre 150 y 500 UTN, mientras que la eficiencia se reduce a valores entre el 50 al 80% en periodos de turbiedad entre 30 y 50 UTN.

En 1995 A. M. Ingallinella demostró que la eficiencia de los filtros gruesos es limitada, de acuerdo a experiencias en el sistema de abastecimiento Laka Laka, Bolivia, en donde el agua cruda tenía altas turbiedades en algunos periodos.

En ese caso, aún con bajas velocidades de filtración gruesa, al no lograrse una buena eficiencia de pretratamiento con un filtro grueso, se adicionó sulfato de aluminio con dosis de 40 mg/l y cal para el ajuste del pH previo a la filtración lenta.

Según Di Bernardo, si bien las primeras investigaciones sobre este tipo de procesos fueron realizadas por M. Wegelin al final de la década del setenta, fue en Tailandia donde se iniciaron los trabajos experimentales en instalaciones pilotos seguidas de filtros lentos, utilizando agua de una fuente superficial con turbiedad variable entre 20 y 120 UT.

Se realizaron varios estudios, uno de ellos utilizando un prefiltro de 1,50 m de largo dividido en cinco compartimentos. El material granular utilizado variaba entre 9,1 y 2,8 mm y la velocidad horizontal era de 0,60 m/h, resultando un efluente con una turbiedad de 15 UT.

En otro se usó un prefiltro de 5,00 de largo, con siete compartimentos y grava, de tamaños comprendidos entre 15,9 y 2,4 mm, que utilizando la misma agua y operando a la misma velocidad permitió obtener un efluente cuya turbiedad variaba entre 10 y 29 UT.

Alentados por estos resultados se construyeron tres prototipos con longitudes del orden de los 5,00 m y seis compartimentos con grava con tamaños entre 15,9 y 2,4 mm, operados con velocidades horizontales de 0,5 y 1 m/h. Con los efluentes se alimentó a filtros lentos que presentaron buen desempeño.

En investigaciones realizadas en Tanzania (iniciadas en 1979) se utilizaron prefiltros de tres cámaras con grava de 15,9 a 31,4 mm; 7,9 a 15,9 mm y 4,0 a 7,9 mm en una estructura de 15 m de largo, con velocidades de 0,5 y 8 m/h. La turbiedad del agua fue reducida de 60 UT a menos de 10 UT.

A partir de estos resultados Wegelin continuó sus investigaciones de laboratorio donde comprobó que el movimiento horizontal de la suspensión a través de los vacíos intergranulares se combinaba con el descenso de las partículas que sedimentan sobre la parte superior de los granos, formando aglomerados de algunos milímetros de espesor.

Luego de alcanzar cierto tamaño y debido a las fuerzas de cizallamiento, pequeñas cantidades de este material se desprenden y mueven hacia abajo en especial en la zona de la grava de mayor tamaño.

Para estudiar la influencia de los diferentes parámetros (longitud, velocidad horizontal, velocidad de transporte, medios granulares) en el desempeño del prefiltro y en especial en la remoción de partículas y la evolución de la pérdida de carga, Wegelin probó numerosas combinaciones. Comprobó que la eficiencia en la remoción de partículas decrecerá con el tiempo, simultáneamente con el progresivo aumento de los sólidos retenidos.

Como medio granular fueron ensayados diversos materiales (piedra pómez, esferas de cuarzo, carbón vegetal) con diferentes características superficiales. En las condiciones en que se realizaron los ensayos el desempeño de todos ellos fue similar, lo que resultó importante por el hecho de que puede ser utilizada, sin inconvenientes, grava de río con sólo tamizarla para lograr los tamaños requeridos.

Hay otros estudios sobre filtración gruesa en grava: Wegelin (1987), Collins y colaboradores (1994), Pardon (1989), Del Mundo Jusi (1987), Boller (1993) y Latorre y colaboradores (1996).

10.2.2. Objetivos de su Diseño

- Reducir la turbiedad (UNT), los sólidos suspendidos (mg . ss / L) y el número de coliformes fecales (UFC/ 100 ml), como tratamiento preliminar de la filtración lenta de arena.
- Producir agua potable en zonas donde la calidad del agua cruda hace posible el diseño de filtración lenta de arena solamente.
- Ser considerados como una alternativa en una evaluación sobre diversos procesos de tratamiento del agua cruda disponible, desde el punto de vista técnico, económico y operativo.
- La calidad del agua superficial contaminada puede ser mejorada sustancialmente cuando se filtra a través de mantos de grava y arena, generalmente utilizados como material filtrante.

10.2.3. Ubicación

Los prefiltros gruesos de grava se pueden ubicar en el predio de la Planta Potabilizadora o formando parte de la Obra de Captación.

10.2.4. Clasificación

Los filtros gruesos de grava se pueden clasificar en base al tamaño de la grava d_g (mm), velocidad media del escurrimiento dentro del manto de grava (m/h), sentido de ese flujo (ascendente, descendente u horizontal) y sistema de limpieza de los mantos colmatados.

Se pueden mencionar los siguientes sistemas:

- **Filtro grueso dinámico:** aplicado como una primera etapa de tratamiento, acondicionando la calidad del agua en las siguientes etapas (filtro grueso – filtro lento o sólo filtro lento). Su diseño es semejante a los filtros dinámicos de arena, utilizados con buen rendimiento para reemplazar a los filtros lentos convencionales.
- **Filtro grueso propiamente dicho:** conforman el último proceso de pretratamiento a la filtración lenta de arena o eventualmente a otros procesos. Según el sentido del flujo y número de compartimentos en serie se tienen las siguientes variantes que se desarrollaran en detalle:
 - Flujo descendente en serie.
 - Flujo ascendente en serie o en un compartimento, en capas de grava.
 - Flujo horizontal.

10.2.5. Criterios Generales a Considerar en el Diseño

- Características de la calidad del agua afluente a tratar:
 - Niveles promedio y máximo de la turbiedad y de los sólidos suspendidos.
 - Duración e intensidad de los picos de turbiedad y sólidos suspendidos.
 - Niveles de contaminación fecal.
 - Propiedades de sedimentabilidad de los sólidos.
 - Además el agua cruda puede contener otros contaminantes tales como color real, materia orgánica disuelta, hierro y manganeso que necesitan ser removidos o reducidos. Las pruebas de campo deben determinar el método a seguir.

- Velocidad del escurrimiento en el filtro grueso, U_f (m/h)

Se define a U (m/h), como el caudal Q (m^3/h) aplicado al filtro grueso, dividido por la superficie filtrante A_f (m^2) perpendicular a la dirección del flujo, o sea: $U_f = Q/A_f$.

Varía generalmente entre 0,3 y 1,00 m/h, exceptuando los filtros gruesos dinámicos en donde $U_f = 3,0$ m/h es la velocidad aconsejada de flujo.

- Tamaño de la grava

Varía generalmente entre 25 y 4 mm, debiendo ser uniforme para tener una buena porosidad.

$F_u = d_{gmáx}/d_{gmin} =$ factor de uniformidad debe ser menor de dos, siendo $d_{gmáx} =$ tamaño máximo (mm) y $d_{gmin} =$ tamaño menor (mm)

- Altura H (m) y ancho B (m) del filtro grueso

Se recomiendan estructuras poco profundas, $H = 1,00$ a $2,00$ m por consideraciones hidráulicas, normalmente no mayor a $1,50$ m por la facilidad en remover el lecho de grava cuando está muy colmatado.

El ancho B no debe exceder de 4,50 m para permitir la limpieza hidráulica y evitar problemas en eliminar el agua del lavado. La superficie A (m) perpendicular al flujo vertical no debe ser superior a 20 – 30 m² y la superficie perpendicular cuando se trata de flujo horizontal no debe ser superior a 4 – 6 m². De allí la necesidad de proyectar unidades en paralelo (dos como mínimo).

- Longitud o espesor total del lecho de grava

De acuerdo a las anteriores depende del número n_c de compartimentos y de su longitud, no siendo mayor de 15 m.

- Pérdida de carga en el flujo dentro del manto de grava

La resistencia del escurrimiento se incrementa progresivamente a medida que avanza la operación de la unidad.

En una carrera de filtración la pérdida de carga final en un filtro grueso, generalmente de pequeño valor, se supone que podría variar hasta un máximo de 0,30 m.

La variación de la pérdida se registra con el aumento del nivel líquido en la cámara de entrada a la unidad.

- Control del escurrimiento en cada unidad

El control debe seguir las siguientes especificaciones:

- Tratar de uniformar el caudal de ingreso a cada unidad de acuerdo al de diseño, específicamente el caudal máximo.
- Distribuir equitativamente los caudales afluentes en las unidades que operan en paralelo.
- El control de los niveles líquidos se realiza mediante vertederos, válvulas, compuertas y sistema de eliminación de excedentes (generalmente en la cámara de carga de a planta de potabilización). También es necesario aforar el caudal de ingreso a esa planta y a cada unidad.
- Una estructura de salida, generalmente un vertedero triangular, establece el nivel líquido en cada unidad, pudiendo tener una compuerta de bloqueo para cerrar el paso del efluente cuando se produzca la limpieza hidráulica de la misma.

- Sistema de limpieza

Es un aspecto importante en el diseño de las unidades. Generalmente se realiza manualmente en los filtros dinámicos de grava e hidráulicamente en los restantes. En ese sistema es importante el drenaje del agua sucia del lavado.

Una vez que los sólidos suspendidos que transporta el agua cruda colmatan los vacíos intragranulares de la grava, disminuyendo la eficiencia del filtro grueso, se procede a la limpieza de los mantos mediante descargas de fondo, reguladas a través de compuertas de bloqueo si la limpieza es hidráulica.

10.2.6. Prefiltros Ubicados en la Captación

Consisten en obras que se ejecutan directamente en el cauce de pequeños cursos de agua que no arrastran gran cantidad de sedimentos finos, con las que se logra la captación del líquido y simultáneamente una mejora en la calidad del agua obtenida.

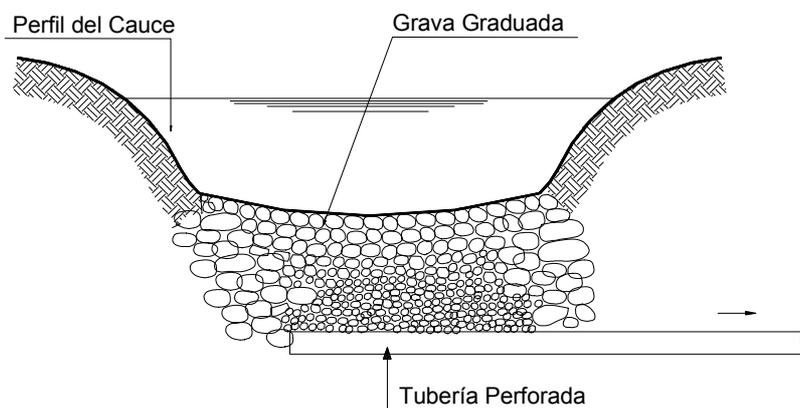


Figura 17. Esquema de captación en pequeños cursos de agua

Una alternativa es ubicar la captación aguas arriba de un azud, que sirve para levantar la cota de agua y permitir su ingreso al prefiltro.

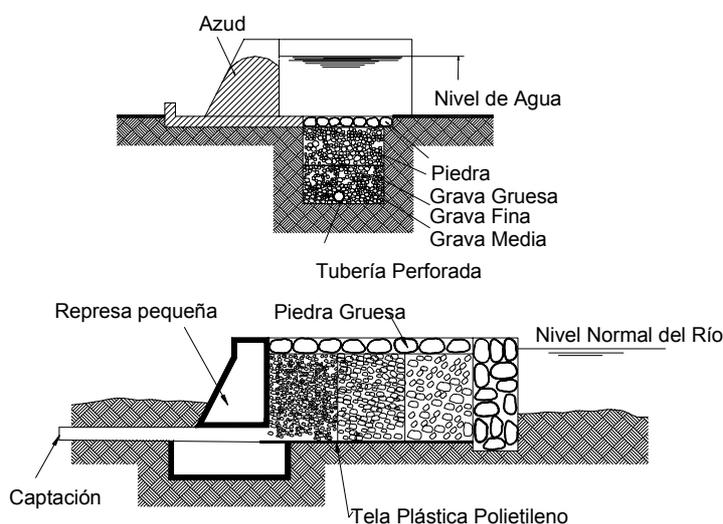


Figura 18. Esquemas de captación elevando la cota del curso

Estas soluciones pueden aplicarse en cursos con poco caudal, baja velocidad y baja turbiedad.

En todos los casos es necesario un cuidadoso estudio de las características del curso de agua ya que hay numerosos antecedentes de obras de este tipo que resultarán fallidas, tanto por la destrucción del prefiltro ocasionada por crecientes como su rápida colmatación por el material arrastrado por el agua.

10.2.7. Filtro Dinámico de Grava

- Criterios de aplicación.
 - Es una variante del filtro dinámico utilizado en reemplazo del filtro lento tradicional, cambiando el manto de arena filtrante por grava seleccionada.
 - En la actualidad se lo utiliza en una primera etapa del pretratamiento de filtros gruesos de grava y/o filtros lentos de arena tradicionales.
 - CINARA lo propone como primera barrera para mejorar la calidad del agua cruda, especialmente la turbiedad y sólidos suspendidos o para amortiguar los picos de esos elementos.
- Consideraciones para el diseño.
 - En general se aplican los mismos parámetros y especificaciones técnicas, constructivas y de operación, aplicados para el diseño de los filtros dinámicos de arena, como son la relación longitud-ancho de la caja filtrante, relación entre el caudal total de ingreso a la unidad y el filtrado, sistema de control del caudal efluente, falso fondo de ladrillos normalmente utilizados, velocidad de autolimpieza y descarga del caudal ascendente para la autolimpieza.
 - El ingreso del caudal total a cada unidad se efectúa mediante el pasaje por un vertedero ahogado que ocupa todo el ancho de la misma, a partir de una cámara de aquietamiento que permite uniformar el flujo de entrada al lecho de piedras.
 - Galvis y Fernández, en el manual “Diseño, operación y mantenimiento de filtros gruesos dinámicos”, 1991 – Cali – Colombia, aconsejó los siguientes parámetros:
 - ❖ Para mejorar la calidad del agua cruda (remover impurezas).
 U_f = velocidad de filtración: 12 a 48 $m^3/m^2 \cdot d$
 U_e = velocidad de escurrimiento de autolavado: 0,10 a 0,30 m/s
1^{er} subcapa (superior) del manto de grava: espesor 0,20 a 0,30 m, tamaños 3,2 a 4,8 mm
2^a subcapa (intermedia) del manto de grava: espesor 0,20 a 0,30 m, tamaños 6,4 a 12,7
3^a subcapa (inferior) del manto de grava: espesor 0,20 a 0,30 m, tamaños 15,9 a 25,4 mm
 - ❖ Para amortizar los picos de turbiedad y de sólidos suspendidos.
 U_f = velocidad de filtración: 120 a 240 $m^3/m^2 \cdot d$

U_e = velocidad de filtración de escurrimiento de autolavado $\leq 0,05$ m/s

1^{er} subcapa (superior) del manto de grava: espesor 0,20 a 0,30 m, tamaños 1,4 a 2,8 mm

2^a subcapa (intermedia) del manto de grava: espesor 0,20 a 0,30 m, tamaños 3,2 a 6,4

3^a subcapa (inferior) del manto de grava: espesor 0,20 a 0,30 m, tamaños 6,4 a 15,9 mm

➤ Sistema de drenaje.

Similar al de filtros dinámicos de arena.

➤ Sistema de salida del líquido filtrado.

Similar al de los filtros dinámicos de arena.

➤ Sistema de autolimpieza superficial.

Similar al de los filtros dinámicos de arena.

• Eficiencias esperadas.

En ensayos efectuados por el CINARA en Colombia, se alcanzaron las siguientes eficiencias en promedio:

➤ Sólidos suspendidos: 80%.

➤ Turbiedad: 65 %.

➤ Color: 30 %.

➤ Coliformes fecales: 96 %.

10.2.8. Filtro Grueso de Flujo Horizontal

• Ventajas de su aplicación

➤ Posibilidad de poder diseñar unidades de mayor longitud reduciendo la altura del manto de grava y el ancho de las mismas.

➤ Facilidad de su construcción, lo que hace posible en algunos casos efectuar diseños de emergencia.

➤ Fácil control de los caudales de ingreso y salida, regulados con vertederos, especialmente triangulares, que son buenos aforadores.

➤ Las paredes perforadas permiten el pasaje del caudal a tratar desde la cámara de acceso, pasando por los compartimentos hasta la cámara de salida, pudiendo ser construidas con ladrillos comunes.

- Son eficientes para la reducción de los sólidos suspendidos y de la turbiedad afluente.
- Desventajas
 - Son menos eficientes en reducción de los coliformes fecales que las restantes variantes de filtración gruesa, aunque se puede subsanar esa situación con la alta eficiencia de la filtración lenta de arena.
 - Tienen mayores costos constructivos para obtener la misma eficiencia que esas variantes.
 - Hay mayor dificultad en su limpieza.
- Conformación de un filtro grueso horizontal

Los filtros gruesos de flujo horizontal consisten en una cámara de base rectangular dividida en dos, tres o más compartimentos llenos de material granular, de tamaño decreciente en el sentido del escurrimiento.

La **Figura 19** muestra el esquema de un filtro grueso de grava de tres compartimentos.

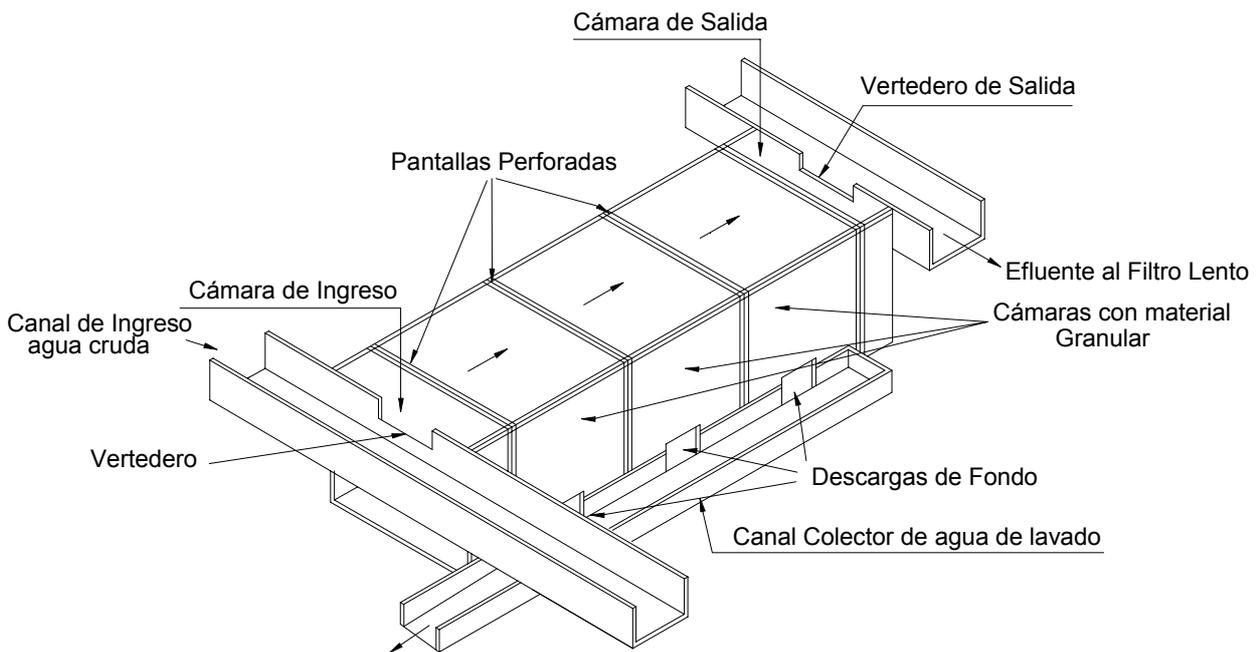


Figura 19. Filtro grueso de grava horizontal

La zona de entrada está constituida por una cámara con un muro de ladrillo con huecos o una pantalla con perforaciones cuya función es la de distribuir uniformemente el caudal en toda la sección transversal de la unidad.

A su vez la zona de prefiltración está constituida por un canal de sección rectangular o trapezoidal dividido en varios compartimentos llenos de grava.

La longitud del canal y el número de compartimentos es variable y depende de la calidad del agua, del tamaño de la grava y de la velocidad de filtración.

Las paredes frontales entre compartimentos también presentan orificios para asegurar la distribución uniforme del agua a través de la sección transversal del prefiltro. De tal forma el agua pasa por los diferentes mantos granulares hasta la cámara de salida.

La zona de salida está conformada por la última pantalla o tabique perforado y una cámara que permite volcar el líquido efluente al canal colector de agua prefiltrada.

El fondo de cada compartimento se construye generalmente en forma de tolva para facilitar durante la operación de limpieza el escurrimiento del material depositado hacia un canal colector.

La **Figura 20** muestra un corte transversal típico de un prefiltro de grava

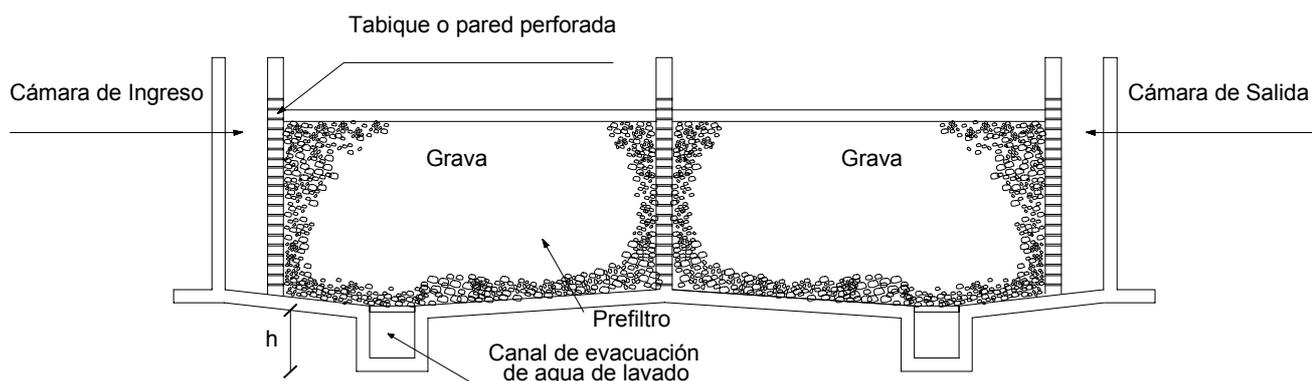


Figura 20. Corte transversal de un filtro grueso horizontal de grava de dos compartimentos

La longitud del filtro grueso de flujo horizontal y el número de cámaras con grava, dependerá de la calidad del líquido afluente y de la velocidad media adoptada en el escurrimiento horizontal.

Los filtros gruesos horizontales, divididos normalmente en cámaras (entre 2 y 5, generalmente 3), se comportan como una sola unidad. Su eficiencia aumenta con el número de cámaras. Cada cámara o compartimento posee grava de tamaño uniforme. El tamaño de la grava disminuye en las sucesivas cámaras en el sentido del escurrimiento.

• Parámetros de diseño.

- Velocidad media de filtración en las unidades de flujo horizontal.

$U_f = Q/A_e = Q (H \cdot B)$ = velocidad media del escurrimiento horizontal, donde:

Q = caudal o carga hidráulica de aproximación (m³/h)

A = área transversal del escurrimiento horizontal (m²)

H = altura líquida dentro del manto de grava (m)

B = ancho de la unidad llena de grava (m)

La velocidad de escurrimiento U_f varía entre 0,30 y 1,00 m/h.

- Longitud total de cada unidad.

La longitud L (m) total varía generalmente entre 5,00 y 7,00 m, dependiendo de la turbiedad afluente al igual que la velocidad horizontal (a mayores valores mayor longitud y viceversa).

• Parámetros de diseño sugeridos para filtros gruesos horizontales.

En la **Tabla 1** se indican los principales criterios de proyecto sugeridos por M. Wegelin y presentados por Di Bernardo. Los mismos deben seleccionarse en base a la determinación de los sólidos suspendidos del afluente, filtrabilidad del agua cruda y sólidos sedimentables. La determinación de los sólidos sedimentables, especialmente en los momentos en que se producen episodios de alta turbiedad, permite determinar si la incorporación de un filtro grueso horizontal es la solución adecuada. Un agua puede tener una alta concentración de sólidos suspendidos pero de tamaño coloidal y en esos casos la eficiencia de este tipo de filtros es baja y se requerirá del agregado de coagulantes. En el caso de tener que agregar coagulantes, la solución más adecuada es la filtración gruesa ascendente.

Parámetro	Concentración de sólidos suspendidos en el afluente	
	≥ 100 mg/l	< 100 mg/l
Velocidad de filtración m/h	0,5 a 1,0	0,75 a 1,5
Número de compartimentos	4	3
Longitud de los compartimentos m		
Compartimento N° 1	2,0 a 4,0	1,5 a 3,0
Compartimento N° 2	2,0 a 3,0	1,5 a 2,5
Compartimento N° 3	1,5 a 2,5	1,0 a 2,0
Compartimento N° 4	1,0 a 2,0	--
Tamaño de la grava mm		
Compartimento N° 1	15,9 a 25,4	15,9 a 25,4
Compartimento N° 2	9,6 a 15,9	9,6 a 15,9
Compartimento N° 3	4,8 a 9,6	4,8 a 9,6
Compartimento N° 4	2,4 a 4,8	--
Altura útil máxima m	1,50	1,50
Ancho máximo m	5,00	5,00
Velocidad de descarga m ³ /m ² . día	≥ 1400	≥1400

Tabla 1. Criterios de diseño de filtros gruesos grava con escurrimiento horizontal según la concentración media de sólidos suspendidos

- Recomendaciones en el diseño

- La operación de filtros gruesos de grava con escurrimiento horizontal requiere ciertos cuidados, en especial con relación a las descargas de fondo, ya que luego de realizarlas aparecen picos de turbiedad en el efluente hasta que se recupere la capacidad de retención del manto.
- Colocar en contacto con las pantallas perforadas grava de mayor diámetro que las perforaciones de los tabiques o los huecos de los ladrillos. En las zonas intermedias de los compartimentos la colocación de la grava seleccionada debe ser de acuerdo al proyecto.
- La sección de la unidad depende de la velocidad horizontal de filtración de acuerdo a:

$$A = \frac{Q}{U_f} \quad y \quad B = \frac{A}{H}$$

donde:

A : área transversal del filtro grueso (m^2)

Q : caudal a tratar (m^3/h)

U_f : velocidad horizontal en el filtro grueso (m/h)

H : altura del manto de grava (m)

B : ancho de la estructura (m)

- Para mejorar las características microbiológicas del agua cruda, se diseñan las unidades con bajas velocidades de filtración lo que produce largas carreras, posibilitando una mayor actividad biológica en el manto de grava que aumenta la reducción de microorganismos en el efluente.
- Para mayores velocidades (igual o mayor a 1 m/h), el filtro grueso actúa sobre la turbiedad y en menor grado en los mecanismos de remoción biológica.
- Cuando se prevea la instalación de varios filtros gruesos de grava y en todos los casos donde se pretenda una alta eficiencia en la prefiltración, es conveniente determinar los parámetros de diseño en cada caso utilizando una unidad piloto.
- Para diseñar el sistema de limpieza se debe utilizar una velocidad de descarga igual o mayor de 1 $m^3/m^2 \cdot h$, considerando el área horizontal del prefiltro. La instalación debe proporcionar la carga necesaria para vencer las pérdidas por fricción ocasionadas por la velocidad vertical del lavado.
- Es conveniente prever descargas periódicas de sedimento, dependiendo de la calidad del agua cruda para prolongar la carrera de la unidad.
- Las pérdidas de carga durante el proceso normal de filtración serán del orden de 0,20 a 0,30 m , por lo que debe darse una altura adicional de grava para

evitar la formación de cortocircuitos por encima de ésta a medida que aumenta la pérdida de carga.

10.2.9. *Filtros Gruesos de Grava con Escurrimiento Vertical*

- *Antecedentes*

La prefiltración con flujo vertical fue estudiada por Pérez Carrión y colaboradores, en Lima, al principio de la década de los años ochenta. Utilizó a tal efecto tres unidades de flujo descendente que podían montarse en serie o en paralelo, cada una con grava de diferente tamaño, 19 a 38 mm en la primera, 9 a 19 mm en la segunda y 4 a 9,6 mm en la tercera, con velocidades de filtración variables entre 2 y 24 m³/m² . d.

Los autores compararon el desempeño de las unidades operando en serie con un prefiltro de flujo horizontal y verificaron que la remoción de sólidos era similar. Si bien son unidades que resultan más simples de operar por la facilidad de la limpieza del manto granular mediante descargas de fondo, resulta una estructura más complicada y costosa de ejecutar.

- *Características*

Consisten en una o más unidades o compartimentos en serie, en donde el escurrimiento en el sentido vertical se realiza en cada compartimento a través de material de grava con tamaños decrecientes de grueso a fino.

Cuando la calidad del agua cruda tiene presencia de material coloidal o altos niveles de contaminación bacteriológica, pero baja concentración de sólidos, el tamaño de la grava debe reducirse hasta 2 mm.

- *Clasificación*

- Pueden operar con escurrimiento vertical descendente o ascendente, debiendo ser abastecido en el primer caso desde la superficie superior y en el segundo desde el fondo.

En ambos sistemas el material filtrante debe tener un tirante líquido cercano a 0,10 m sobre la superficie de grava.

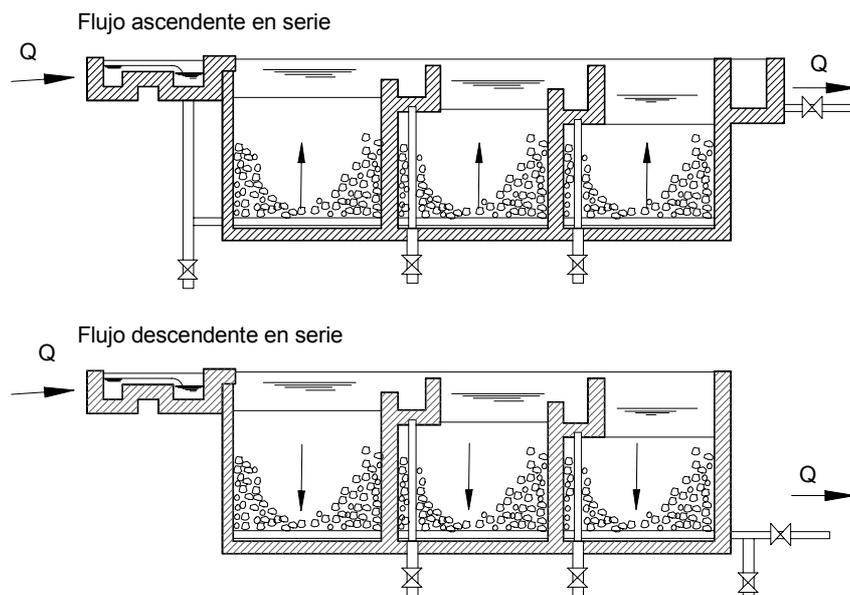


Figura 21. Esquema de filtros gruesos de flujo vertical

- Parámetros de diseño

- Velocidad media de filtración

$U_f = 0,3$ a $1,00$ m/h = velocidad media de filtración, constante durante la filtración.

El valor menor corresponde al agua cruda con alta concentración de coloides y con sólidos menos sedimentables.

- La altura del lecho de grava debe tener un valor máximo de 1,50 m, siendo de 4,50 m la longitud de escurrimiento vertical, sumando la altura de los tres compartimentos.

Según experiencias de CINARA (1991), se puede tratar agua cruda con 70 UNT de naturaleza coloidal.

Para mayores valores se debe considerar la conveniencia de proyectar más compartimentos a diseñar prefiltros gruesos dinámicos.

- Comparación entre ambos tipos de filtros gruesos verticales

De acuerdo a la operación de limpieza de los lechos de grava es más conveniente el diseño de filtros ascendentes respecto a los descendentes. La causa es que en éstos la acumulación de sólidos retenida es mayor en las subcapas superiores; mientras que en los ascendentes ocurre en el fondo junto al sistema de drenaje, lo que facilita la operación de limpieza.

Los filtros ascendentes con capas sucesivas ubicadas en compartimentos, son una buena alternativa.

- Recolección del agua de lavado

Es semejante a la diseñada para los filtros gruesos horizontales.

- Manto de grava

Primer compartimento: tamaños entre 25 y 19 mm.

Segundo compartimento: tamaños entre 19 y 13 mm.

Tercer compartimento: tamaños entre 13 y 4 mm.

- Para condiciones extremas del coloide y de contaminación biológica, el tamaño mínimo debe ser de 2 mm.

10.2.10. Eficiencias Esperadas en Filtros Gruesos de Grava

De acuerdo a experiencias del CINARA:

- Turbiedad

- Para rangos entre 30 y 50 UNT

- ❖ Filtros verticales ascendentes: $E = 79\%$ con $U_f = 0,30$ m/h, $E = 75\%$ con $U_f = 0,45$ y $0,60$ m/h.
- ❖ Filtros verticales descendentes: $E = 72\%$ con $U_f = 0,30$ m/h, $E = 71\%$ con $U_f = 0,45$ m/h y $E = 73\%$ con $U_f = 0,60$ m/h.
- ❖ Filtros gruesos horizontales: $E = 73\%$ con $U_f = 0,30$ y $0,45$ m/h, $E = 77\%$ con $U_f = 0,60$ m/h.

- Para rangos entre 150 y 500 UT

- ❖ Filtros verticales ascendentes: $E = 79\%$ con $U_f = 0,30$ m/h, $E = 82\%$ para $U_f = 0,45$ m/h, $E = 80\%$ con $U_f = 0,60$ m/h.
- ❖ Filtros verticales descendentes: $E = 69\%$ con $U_f = 0,30$ m/h, $E = 83\%$ con $U = 0,45$ m/h, $E = 78\%$ con $U_f = 0,60$ m/h.
- ❖ Filtros gruesos horizontales: $E = 78\%$ con $U_f = 0,30$ m/h, $E = 85\%$ con $U_f = 0,45$ y $0,60$ m/h.
- ❖ Se aconsejan los siguientes niveles de turbiedad para aplicar a los filtros gruesos de grava, para:

Filtro grueso ascendente: 20 a 50 UNT en promedio para 2 compartimentos y 50 a 75 UNT para los 3 compartimentos

Filtro grueso horizontal: 50 a 75 UNT

- Sólidos suspendidos

Para un agua cruda con valores medios de 198,3 mg/l y máxima de 978,0 mg/l. Se tienen las siguientes concentraciones del efluente de:

- Filtros gruesos verticales ascendentes: 2,2 mg/l de promedio y 10,0 mg/l máximo
- Filtros gruesos verticales descendentes: 2,1 mg/l de promedio y 8,3 mg/l máximo
- Coliformes fecales

Es relativamente baja la eficiencia aunque no tiene importancia si se diseñan filtros lentos de arena a continuación. Se estima una reducción del 92%.

10.3. PRETRATAMIENTO POR COAGULACIÓN, FLOCULACIÓN - DECANTACIÓN

El tema se trata en el Anexo I del presente Capítulo.

11. BIBLIOGRAFÍA

- “Avances en La Filtración Lenta con Mantas Sintéticas”. Di Bernardo, L. Graham N., Patterniani J.E. Seminario Internacional sobre Mejoramiento de Calidad de Agua para Consumo Humano. CINARA, Cali, Colombia, 1991.
- “Caracterización de Mantas Sintéticas no Tejidas Utilizadas en la Filtración Lenta de Aguas de Abastecimiento”. Di Bernardo, L. Graham N., Patterniani J.E. XXII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Puerto Rico, 1990.
- “Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente” – CEPIS – OPS – Programa Regional HPE/OPS/CEPIS – Ciclo: Tratamiento – Serie: Filtración Lenta – Manuales: I, II y III – 1992.
- “Estudio de Membranas Geotextiles Aplicadas en la Filtración Lenta en Arena”. Baldomá F., Fiorito M. Proyecto de Ingeniería, Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura, Universidad Nacional de Rosario, Diciembre 1993.
- “Filtración Lenta en Arena Para Abastecimiento Público de Agua en Países en Desarrollo”. Serie de Documentos Técnicos 11 del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) – 1978.
- “Filtros Lentos o Biológicos” – Traducción del original inglés WHO/R.D. 70,1 – SNAP – 1972.
- “Filtros Lentos – Aplicações”. Tratamento de Águas de Abastecimento. Azevedo Netto J. M. São Paulo. Edagard Blücher, Edit. Da USP – 1966.
- “Hidráulica Aplicada as Estações de Tratamento de Água” Marcos Rocha Vianna – Editorial: Littera Macial Ltda. Belo Horizonte – Minas Gerais – Brasil – 1997.
- “Métodos e Tecnicas de Tratamento de Agua” – Volumen II. Eng. Luiz Di Bernardo – Editorial Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES - 1993.
- “Tecnica de Abastecimento e Tratamento de Água” – Cap. 23 – Prof. José M. De Azevedo Netto – Eng. Ivanildo Hespanhol – Companhia de Tecnología de Saneamento Ambiental - CETESB – 1977.
- “Teoría y Práctica de la Purificación del Agua” – Ing. Jorge Arboleda Valencia – Cap. 9. Asociación Colombiana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental – ACODAL – 1992.
- “Investigação sobre o Comportamento e Aplicabilidade de Filtros Lentos no Brasil” – Universidade de São Paulo – Facultad de Higiene e Saúde Pública – São Paulo, 1969.

ANEXO – DISEÑO DE UNA PLANTA DE FILTRACIÓN LENTA CON PRETRATAMIENTO DE COAGULACIÓN, FLOCULACIÓN Y DECANTACIÓN

Introducción

Como se ha indicado en el apartado 6 de este Capítulo cuando el agua a tratar tiene turbiedad inferior a 10 UT con algunos picos superiores a 100 UT una solución podría ser disponer de un eventual pretratamiento con uso esporádico de coagulantes.

El pretratamiento puede consistir en la mezcla rápida de la solución coagulante inyectada en el resalto hidráulico producido por un salto en un vertedero transversal ubicado en el canal de ingreso del agua cruda, a fin de producir la desestabilización de los coloides.

Se presenta a continuación un diseño típico basado en instalaciones existentes en el país.

Una vez coagulada el agua se envía a un tanque, cuya parte superior es cilíndrica y la inferior tronco-cónica, en donde se efectúa conjuntamente la floculación y la sedimentación.

En un tanque tronco-cónico ubicado dentro del sector cilíndrico, se produce un movimiento helicoidal y descendente del líquido coagulado. Éste ingresa cerca de la superficie líquida por medio de una cañería colocada en forma horizontal y tangencial a las paredes de ese tanque. Ese movimiento aglutina los flóculos resultantes de la coagulación.

La eficiencia de la floculación aumenta porque el gradiente de velocidad va disminuyendo a medida que el flujo descendente llega desde la base menor a la mayor del floculador.

La decantación tiene por objeto la clarificación del agua floculada por la sedimentación de los flóculos formados. El flujo es ascendente en la zona de decantación para llegar a los vertederos triangulares ubicados en todo el perímetro circular de la unidad. Los vertederos están recortados en una chapa de material inatacable fijada en el coronamiento del muro vertical, en su cara interna, mediante grapas, bulones y tuercas.

El agua decantada cae a un canal perimetral exterior que la recoge para ser enviada a la filtración.

La unidad común para la floculación y decantación tiene dos sectores:

- 1). El superior de volumen cilíndrico y base circular, en donde se producen esos procesos.
- 2). El inferior que recoge el material depositado y es una tolva de volumen tronco – cónico.

La cañería de descarga del lodo decantado en la tolva tronco-cónica es generalmente de PVC y diámetro 110 mm, dependiendo su diseño de la topografía del terreno.

El drenaje se produce debido a la carga hidráulica máxima disponible, siendo regulado por una válvula de bloqueo especial para barro.

A fin de disminuir la estructura del tanque común, se considera a un sector superior de la tolva dentro de la zona de decantación.

En la **Figura 23** se detalla el diseño de un tanque floculador-decantador.

Diseño de los Elementos de la Planta

Caudal de Diseño

Para explicar mejor el diseño de las distintas unidades se adopta un caudal $Q = 16,27 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0045 \text{ m}^3/\text{s} = 390,48 \text{ m}^3/\text{d}$.

Considerando una dotación de producción $200 \text{ l/d} \cdot \text{hab.}$ y coeficiente de pico $K = 1,2$ este caudal corresponde a una población estimada de diseño $P = 1627 \text{ hab.}$

Canal de Mezcla Rápida de Productos Químicos

Se produce en el canal de ingreso en donde se coloca un vertedero de chapa inatacable, desmontable para permitir sacar las arenas que se acumulan antes de esa chapa.

A continuación de la chapa se obliga un salto o caída libre y luego se dan las condiciones para que se produzca un resalto hidráulico. En el tirante subcrítico de éste se inyecta la solución de sulfato de aluminio y la solución de cal eventualmente en el vertedero.

Se consideran los siguiente parámetros:

$b = 0,20 \text{ m}$ = ancho constante del canal de sección rectangular

$p = 0,32 \text{ m}$ = altura de la chapa vertedero

Entonces:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{0,0045 \text{ m}^3 / \text{s}}{0,20 \text{ m}} = 0,0225 \text{ m}^3 / \text{s} \cdot \text{m} = \text{caudal unitario en el canal de ancho } b = 0,20 \text{ m}$$

$$h_c = \sqrt[3]{q^2 / g} = \sqrt[3]{0,0225^2 / 9,81} = 0,037 \text{ m} = \text{tirante líquido en el canal}$$

$$h_1 = h_c \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2,56 + p / h_c}} = \frac{0,037 \cdot 1,414}{\sqrt{2,56 + 0,32 / 0,037}} = 0,0156 \text{ m} = \text{tirante subcrítico del resalto}$$

$$U_1 = \frac{q}{h_1} = \frac{0,0225 \text{ m}^2 / \text{s}}{0,0156 \text{ m}} = 1,442 \text{ m} / \text{s} = \text{velocidad en el sector } h_1$$

$$F_1 = \frac{U_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} = \frac{1,442}{\sqrt{9,81 \cdot 0,0156}} = 3,686 = \text{número de FROUDE en } h_1 \text{ (debe variar entre 3 y 9)}$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right) = \frac{0,0156}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 3,686^2} - 1 \right) = 0,0739 \text{ m} = \text{tirante líquido conjugado del resalto}$$

$$U_2 = \frac{q}{h_2} = \frac{0,0225}{0,0739} = 0,304 \text{ m/s} = \text{velocidad en el tirante conjugando } h_2$$

$$U_m = \frac{U_1 + U_2}{2} = \frac{1,442 + 0,304}{2} = 0,873 \text{ m/s} = \text{velocidad promedio en el resalto}$$

$$L_R = 6(h_2 - h_1) = (0,0739 - 0,0156) = 0,35 = \text{longitud del resalto según fórmula de SMETEZANA}$$

$$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 h_1 \cdot h_2} = \frac{(0,0739 - 0,0156)^3}{4 \cdot 0,0156 \cdot 0,0739} = 0,043 \text{ m} = \text{pérdida de carga en el resalto según fórmula de BELANGER}$$

$$t = \frac{L_R}{U_m} = \frac{0,35 \text{ m}}{0,873 \text{ m/s}} = 0,40 \text{ seg} = \text{tiempo de mezcla = permanencia hidráulica en el resalto}$$

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{h_p}{t}} = \sqrt{\frac{1,000}{0,000112} \cdot \frac{0,043}{0,4}} = 980 \text{ s}^{-1} = \text{gradiente de velocidad, que para una mezcla eficiente se aconseja entre 800 y 1.000 s}^{-1}$$

$$\gamma = 1.000 \text{ kg/m}^3 = \text{densidad de agua}$$

$$\mu = 0,000112 \text{ kg.s/m}^2 = \text{viscosidad cinemática para } T = 15^\circ \text{ C}^1$$

En el vertedero se tiene:

¹ Convendrá ajustar este valor a la temperatura media del agua en la época en que habitualmente se produzcan los picos de turbiedad.

$$h_v = \left(\frac{q}{1,838} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,0225}{1,838} \right)^{2/3} = 0,053 \text{ m} = \text{tirante líquido sobre el umbral del vertedero}$$

de longitud $L = b = 0,20 \text{ m}$

$$H_0 = h_v + p = 0,053 \text{ m} + 0,32 \text{ m} = 0,372 \text{ m} = \text{tirante líquido aguas arriba del vertedero}$$

$$U_0 = \frac{q}{H_0} = \frac{0,0225 \text{ m}^2 / \text{s}}{0,372 \text{ m}} = 0,06 \text{ m} / \text{s} = \text{velocidad de aproximación al vertedero, valor}$$

que indica probable sedimentación de arena; por ese motivo se deberá tener presente que los sólidos depositados deben ser extraídos continuamente para evitar que pasen al sedimentador y produzcan el atascamiento de la cañería de drenaje.

$$L_s = 1,45 h_v \left(\frac{p}{h_v} \right)^{0,54} = 1,45 \cdot 0,053 \left(\frac{0,32}{0,053} \right)^{0,54} = 0,203 \text{ m} = \text{longitud del salto desde el}$$

vertedero hasta el comienzo h_1 del resalto hidráulico, según fórmula de SCIMENI – WHITE.

$$L = L_s + L_R = 0,203 \text{ m} + 0,35 \text{ m} = 0,553 \text{ m} = \text{longitud total del mezclador}$$

A partir del final del resalto, se diseña en el canal una grada de subida $a = 1/6 h_2 = 0,0739 \text{ m} / 6 = 0,012 \text{ m}$

$$h_s = h_2 - a = 0,074 \text{ m} - 0,012 \text{ m} = 0,062 \text{ m} = \text{tirante líquido en el canal de salida}$$

$$U_s = \frac{q}{h_s} = \frac{0,0225 \text{ m}^2 / \text{s}}{0,062 \text{ m}} = 0,363 \text{ m} / \text{s} = \text{velocidad media en este canal}$$

$$i = \left(\frac{n \cdot U_s}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0,014 \cdot 0,363}{0,0383^{2/3}} \right)^2 = 0,002 = 2 \text{ ‰} = \text{pérdida en la solera del canal}$$

$$R = \frac{h_s \cdot b}{2 h_s + b} = \frac{0,062 \cdot 0,20}{2 \cdot 0,062 + 0,20} = 0,0383 \text{ m} = \text{radio hidráulico}$$

$n = 0,014 =$ coeficiente de rugosidad de MANNING para H°

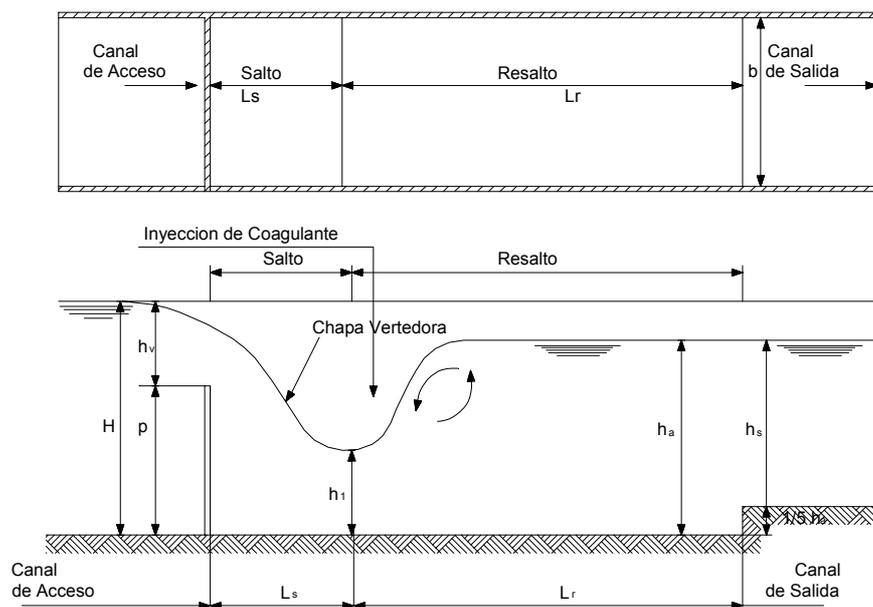


Figura 22. Resalto hidráulico. Inyección de coagulante

Tanque de Floculación y Decantación

La floculación se puede realizar en un recipiente tronco – cónico, abierto en ambas bases. Generalmente se construye de manera dura o metálica protegida a la corrosión. La base mayor inferior se encuentra a una distancia $a = 0,24 \text{ m}$ (puede variar entre 0,20 y 0,50 m) sobre el plano que separa el sector cilíndrico superior y la tolva tronco – cónica inferior.

El eje vertical de ese recipiente coincide con el correspondiente a la unidad. El mismo es sostenido por soportes metálicos inatacables empotrados en los muros inclinados de la tolva.

Para este se adopta $t_f = 15 \text{ min} = 0,25 \text{ h}$ = tiempo de floculación (se puede estimar entre 0,25 y 0,50 h).

La sedimentación se produce en el sector restante, excluido el de floculación, del volumen útil del cilindro y parte superior de la tolva a fin de disminuir la altura total del tanque y en consecuencia la estructura del mismo.

$h_s = 0,30 \text{ m}$ = altura adoptada dentro del volumen V_L de la tolva, debiéndose cumplir que

$$V_s^1 \leq \frac{1}{3} V_L ,$$

siendo:

V_s^1 = volumen tronco – cónico de sedimentación de altura h_s^1

D = diámetro mayor = diámetro del tanque

$D^1 = D - 2i h_s$ para i = pendiente de muros de la tolva

$t_s = 2 h =$ tiempo de sedimentación. Puede variar entre $1\frac{1}{2}$ y 3 horas

$h_s = 2,50 m$ = altura adoptada del sector de decantación. Puede variar entre 2,50 y 3,50 m (se adopta el menor valor por economía estructural)

entonces:

$h_c = h_s - h_s^1 = 2,50 m - 0,24 m = 2,26 m$ = altura líquida útil del volumen cilíndrico superior del tanque

$h_f = h_c - a = 2,26 m - 0,30 = 1,96 m$ = altura líquida dentro del tanque de floculación

$h_0 = 0,30 m$ = huelgo o revancha líquida respecto al coronamiento del tanque

O sea:

$V = Q (t_f + t_s) = 16,27 m^3/h (0,25 + 2,00) h = 36,608 m^3$ = volumen útil total de los sectores de floculación y sedimentación, de altura $h_s = 2,50 m$

$$A_1 = \frac{V}{h_s} = \frac{36,608 m^3}{2,50 m} = 14,643 m^2 = \text{área superficial total líquida del tanque}$$

$$D = \sqrt{\frac{4A_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 14,643}{3,14}} = 4,32 m = \text{diámetro del sector cilíndrico}$$

La superficie lateral del tanque de floculación puede tener pendientes $i = 0,10$ a $0,2$.

Se adopta $i = 20 \% = \text{tg } 11,3^\circ$ (ángulo respecto a la vertical)

Además $V_f = Q \cdot t_f = 16,27 m^3/h \cdot 0,25 h = 4,068 m^3$ = volumen de floculación.

Corresponde

$$A_f = \frac{V_f}{h_f} = \frac{4,068 m^3}{1,96 m} = 2,075 m^2 = \text{área media del tanque de floculación a una altura líquida}$$

$$\frac{h_f}{2} = 0,98 m$$

$$d = \sqrt{\frac{4A_f}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,075}{3,14}} = 1,63 \text{ m} = \text{diámetro de esa sección media del floculador}$$

$$d_2 = d + i \cdot h_f = 1,63 \text{ m} + 0,2 \cdot 1,96 \text{ m} = 2,02 \text{ m} = \text{diámetro mayor de la base inferior}$$

$$d_1 = d - i \cdot h_f = 1,63 \text{ m} - 0,2 \cdot 1,96 \text{ m} = 1,24 \text{ m} = \text{diámetro menor de la base superior}$$

$$d_c = d_1 - i \cdot h_o = 1,24 \text{ m} - 0,2 \cdot 0,3 \text{ m} = 1,18 \text{ m} = \text{diámetro en el coronamiento}$$

$$A_f = \frac{d_1^2 \cdot \Pi}{4} = \frac{1,24^2 \cdot 3,14}{4} = 1,208 \text{ m}^2 = \text{área superficial del floculador}$$

$$A_s = A_1 - A_f = 14,643 \text{ m}^2 - 1,208 \text{ m}^2 = 13,435 \text{ m}^2 = \text{área superficial de decantación}$$

$$q = U_s = \frac{Q}{A_s} = \frac{16,270 \text{ m}^3 / \text{h}}{13,435 \text{ m}^2} = 1,211 \text{ m} / \text{h} = 0,034 \text{ cm} / \text{s} = 29 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot d = \text{carga}$$

hidráulica superficial o velocidad de sedimentación, valor aceptable ya que puede variar entre:

18 y 40 m³ / m² · d = (a mayor carga menor eficiencia y viceversa).

El volumen total del tanque se completa con el volumen de la tolva de lodos tronco – cónica. La superficie es de área $A_1 = 14,643 \text{ m}^2$ y diámetro $D = 4,32 \text{ m}$, mientras que la

base inferior es de diámetro $D_1 = 0,50 \text{ m}$ y área $A_2 = \frac{\Pi \cdot D_1^2}{4} = \frac{\Pi \cdot 0,5^2}{4} = 0,196 \text{ m}^2$.

Dando una pendiente a los muros laterales $i = 100 \% = 1 \text{ a } 1 = \text{tg } 45^\circ$ respecto a la horizontal, se tiene:

$$h_t = \frac{D - D_1}{2} \cdot \text{tg} \cdot 45^\circ = \frac{4,32 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{2} = 1,91 \text{ m} = \text{altura de la tolva}$$

$$V_t = \frac{h_t}{3} (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}) = \frac{1,91}{3} (14,643 + 0,196 + \sqrt{14,643 \cdot 0,196}) = 10,526 \text{ m}^3 = \text{volumen de la tolva}$$

Además:

$$D^1 = D - 2i \cdot h_s^1 = 4,32 \text{ m} - 2 \cdot 1 \cdot 0,24 \text{ m} = 3,84 \text{ m} = \text{diámetro del sector de decantación incluido en el volumen de la tolva}$$

$$A_2^1 = \frac{\Pi \cdot D^{1,2}}{4} = \frac{3,14 \cdot 3,84^2}{4} = 11,581 \text{ m}^2 = \text{área inferior de ese sector}$$

$V_s^1 = \frac{h_s^1}{3} (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}) = \frac{0,24}{3} (14,643 + 11,581 + \sqrt{14,643 \cdot 11,581}) = 3,140 m^3 =$ volumen del sector de sedimentación incorporado en la tolva.

Se verifica que $V_s^1 = 3,140 m^3$ es menor que $\frac{V_t}{3} = \frac{10,526 m^3}{3} = 3,509 m^3$, o sea se verifica la condición de $V_s^1 \leq \frac{1}{3} V_t$, es decir que $h_s^1 = 0,30 m$ es correcto.

La salida del líquido decantado se hace a través de n vertederos triangulares, de 90° al centro.

Aplicando la fórmula de THOMPSON: $q_v = 1,4 \cdot h_v^{5/2}$ = caudal de pasaje en un vertedero triangular a 90° , con un tirante líquido h_v sobre el vértice.

Para $h_v = 0,02 m$, es $q_v = 1,4 \cdot 0,02^{3/2} = 7,92 \cdot 10^{-5} m^3/s$

$$n = \frac{Q}{q_v} = \frac{4,519 \cdot 10^{-3} m^3 / s}{7,92 \cdot 10^{-5} m^3 / s \cdot v} = 57 = \text{número de vertederos triangulares}$$

$$C = \Pi \cdot D = 3,14 \cdot 4,32 m = 13,572 m = \text{longitud de la circunferencia del muro perimetral}$$

$$S = \frac{c}{n} = \frac{13,572 m}{57} = 0,238 m = \text{separación entre vértices de los vertederos}$$

Para $h^1 = 0,08 m$ = altura de cada vertedero, el ancho superior de cada vertedero

$$b = 2 h^1 = 2 \cdot 0,08 m = 0,16 m,$$

o sea queda superiormente un espacio $s - b = 0,238 m - 0,16 m = 0,078 m$.

La chapa tendrá una altura $h = 0,20 m$, para poder empotrarla en el muro mediante bulones y tuercas que permiten su deslizamiento vertical.

El caño de agua decantada que la lleva desde el canal colector periférico, al filtro es de asbesto - cemento de diámetro $d = 100 mm$.

Para $Q = 16,27 m^3/h = 0,00452 m^3/s$, la velocidad es:

$$U = \frac{4Q}{\Pi \cdot d^2} = \frac{4 \cdot 0,00452}{3,14 \cdot 0,1^2} = 0,575 m / s = \text{velocidad de pasaje aceptable}$$

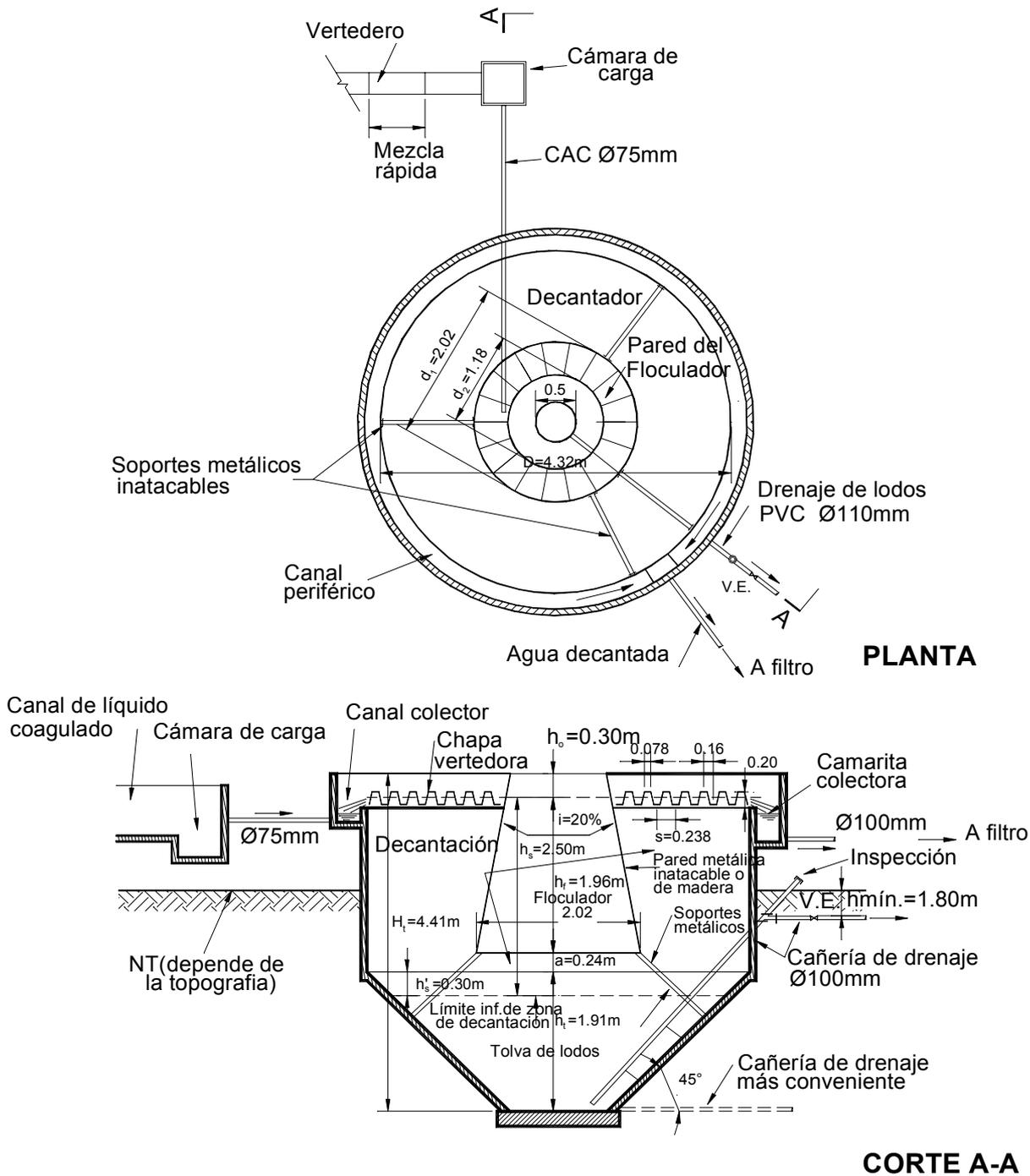


Figura 23. Tanque floculador-decantador