

CAPÍTULO VII - 14. FILTRACIÓN A PRESIÓN

ÍNDICE

1. SISTEMAS DE FILTRACIÓN.....	1
2. SELECCIÓN DEL SISTEMA: GRAVEDAD Ó PRESIÓN	4
3. CARACTERÍSTICAS AMBIENTALES DE LA ZONA DE IMPLANTACIÓN PARA FILTROS A PRESIÓN	7
3.1. CARACTERÍSTICAS METEOROLÓGICAS	7
3.2. CARACTERÍSTICAS GEOGRÁFICAS	7
3.3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS	7
4. APLICACIÓN DE SISTEMAS A PRESIÓN PARA LA FILTRACIÓN DIRECTA	8
4.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS Y BIOLÓGICAS DE LAS AGUAS APTAS PARA SER TRATADAS POR FILTRACIÓN DIRECTA	9
4.1.1. Introducción.....	9
4.1.2. Evaluación de los Resultados de los Análisis	10
4.1.3. Información Complementaria	12
4.2. PARÁMETROS DE DISEÑO	13
4.3. PRE-TRATAMIENTO.....	15
4.3.1. Breve Revisión de los Mecanismos de Coagulación y Floculación que Intervienen en la Filtración Directa.....	15
4.3.2. Mezcla de los Productos Químicos con el Agua	16
4.3.3. Mezcladores Estáticos.....	21
4.3.4. Modificación de las Características del Agua por Medio de la Dosificación de Productos Químicos	21
5. LECHOS FILTRANTES.....	25
5.1. MATERIALES	25
5.1.1. Características.....	25
5.1.2. Curvas Granulométricas	27

5.2. PÉRDIDA DE CARGA.....	31
5.3. CARRERAS DE FILTRACIÓN	35
5.3.1. <i>Duración de las Carreras de Filtración.....</i>	<i>41</i>
5.4. LAVADO DE FILTROS.....	43
5.4.1. <i>Tipos de Lavado.....</i>	<i>43</i>
5.4.2. <i>Expansión del Lecho Durante el Lavado</i>	<i>46</i>
5.4.3. <i>Pérdida de Carga Durante el Lavado.....</i>	<i>54</i>
5.4.4. <i>Cantidad de Agua de Lavado</i>	<i>56</i>
5.4.5. <i>Reciclado del Agua de Lavado.....</i>	<i>58</i>
5.5. VELOCIDAD DE FILTRACIÓN	61
5.5.1. <i>Efecto de Cambios en la Velocidad de Filtración.....</i>	<i>63</i>
5.5.2. <i>Area Filtrante.....</i>	<i>64</i>
6. PRESIONES OPERATIVAS Y DE DISEÑO	69
7. RECIPIENTES.....	70
7.1. MATERIALES.....	70
7.2. NORMAS DE DISEÑO	71
7.3. REVESTIMIENTOS EXTERIORES E INTERIORES	72
7.4. PREPARACIÓN DE LAS SUPERFICIES	72
7.5. REVESTIMIENTOS EXTERIORES.....	73
7.6. REVESTIMIENTOS INTERIORES	73
8. FRENTE DE LOS FILTROS.....	77
8.1. MATERIALES.....	77
8.2. VÁLVULAS	77
8.2.1. <i>Válvula Esclusa.....</i>	<i>77</i>
8.2.2. <i>Válvulas Esféricas</i>	<i>78</i>
8.2.3. <i>Válvula Globo.....</i>	<i>78</i>
8.2.4. <i>Válvulas a Diafragma.....</i>	<i>79</i>
8.2.5. <i>Válvulas Mariposa</i>	<i>79</i>
8.2.6. <i>Válvulas de Retención a Clapeta.....</i>	<i>80</i>
8.2.7. <i>Válvulas de Retención Esféricas.....</i>	<i>80</i>
8.2.8. <i>Válvulas de Retención con Restricción de Cierre.....</i>	<i>81</i>
8.3. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE COSTOS	81
8.4. NORMAS SUGERIDAS PARA CONSULTAR.....	82
8.4.1. <i>Cañerías.....</i>	<i>82</i>
8.4.2. <i>Accesorios.....</i>	<i>82</i>
8.4.3. <i>Válvulas</i>	<i>82</i>
8.5. PÉRDIDA DE CARGA.....	83
8.6. EJEMPLOS DE DISEÑO Y CÁLCULO	85
9. ELEMENTOS INTERNOS.....	89

9.1. DISTRIBUCIÓN DEL AGUA A TRATAR.....	89
9.2. TIPOS RECOMENDADOS.....	89
9.3. PÉRDIDAS DE CARGA – CÁLCULOS TÍPICOS (VER TABLA 12).....	92
9.4. COLECCIÓN DE AGUA FILTRADA	98
9.5. TIPOS RECOMENDADOS (VER FIGURAS 16 A 21)	98
9.6. PROYECTO.....	99
9.6.1. <i>Colectoras con Caño Central, Laterales y Orificios</i>	<i>99</i>
9.6.2. <i>Colectoras con Caño Central, Laterales y Toberas.....</i>	<i>99</i>
9.6.3. <i>Colectoras con Falso Fondo y Toberas.....</i>	<i>99</i>
9.7. REVISIÓN DE NORMAS	108
10. INSTRUMENTACIÓN	110
10.1. TEMPERATURA	110
10.2. PRESIÓN	110
10.3. CAUDAL	110
10.3.1. <i>pH.....</i>	<i>111</i>
10.3.2. <i>Turbiedad</i>	<i>111</i>
10.3.3. <i>Indicación.....</i>	<i>111</i>
10.3.4. <i>Registro.....</i>	<i>111</i>
10.3.5. <i>Control y Comando.....</i>	<i>112</i>
11. AUTOMATIZACIÓN.....	113
11.1. PÉRDIDA DE CARGA	113
11.2. TURBIEDAD	113
11.3. CARRERA.....	114
12. NATATORIOS.....	115
13. DATOS GARANTIZADOS A INCLUIR EN LA DOCUMENTACIÓN DE LICITACIÓN PARA ADQUIRIR SISTEMAS PATENTADOS	121
14. PROYECTO TÍPICO	124
15. BIBLIOGRAFÍA	127

LISTA DE ILUSTRACIONES

TABLAS

Tabla 1. Características de filtros a presión	3
Tabla 2. Contenido mineral de un análisis de agua hipotético.....	10
Tabla 3. a). b). c). Límites generales sugeridos para filtración directa en función de la temperatura, turbiedad y color del agua a tratar	14
Tabla 4. Valores de G y T recomendados para mezcladores rápidos	16
Tabla 5. Valores recomendados de G y T en función del coagulante y tipo de mezcla	16
Tabla 6. Equivalencia de Tamices más utilizados en la práctica	27
Tabla 7. Coeficientes de esfericidad y porosidad para materiales granulares.....	32
Tabla 8. Producción neta y carreras de filtración de un filtro en función de la velocidad de filtración..	38
Tabla 9. Velocidad de lavado en función de la temperatura	44
Tabla 10. -a). b). c). Filtración directa – Filtros a presión	46
Tabla 11. Velocidades típicas en cañerías de filtros	100
Tabla 12. Pérdida de carga en orificios a velocidades típicas	100

FIGURAS

Figura 1. Diagrama esquemático de filtros	2
Figura 2. Filtros a presión – dimensiones sugeridas	6
Figura 3. Relación entre sólidos suspendidos y tamaño de partícula	8
Figura 4. Probabilidad normal de datos de turbiedad.....	11
Figura 5. Probabilidad logarítmica – normal de datos de coliformes	12
Figura 6. Límites aproximados de turbiedad y color para el uso de filtración directa	13
Figura 7. Reactor de mezcla rápida (Ejemplo de cálculo 1).....	20
Figura 8. Reactores de mezcla rápida.....	24
Figura 9. Curvas granulométricas. Arena.....	28
Figura 10. Curvas granulométricas. Antracita	29
Figura 11. Curvas granulométricas – Granate	30
Figura 12. Producción neta en función de la carrera.....	39
Figura 13. Porcentaje de tiempo de 4 filtros en operación en función de la carrera.....	41
Figura 14. Características típicas de expansión de antracita clasificadas en función del caudal de lavado	49
Figura 15. Sistema de recuperación de agua de lavado: esquema típico	59
Figura 16. Filtro vertical	64
Figura 17. Filtro vertical	65
Figura 18. Filtro vertical	65
Figura 19. Filtro horizontal	66
Figura 20. Filtro horizontal	67
Figura 21. Filtro horizontal	68
Figura 22. Valores de λ/D en función de D	84
Figura 23. Filtro vertical – disposición típica del cuadro de válvulas.....	85
Figura 24. Filtro horizontal – disposición típica del cuadro de válvulas	85
Figura 25. Filtro a presión – Ø 3.00 m AR: 1.5 m - Esquema cuadro de válvulas.....	86
Figura 26. Filtros verticales – colectoras superiores	90
Figura 27. Filtro horizontal – distribuidor colector superior	91
Figura 28. Filtros verticales – puntos de toma – distribuidoras colectoras superiores.....	92
Figura 29. Filtro vertical – distribuidoras / colectoras superiores	93
Figura 30. Diámetro del caño central en función del área del filtro y de las velocidades de lavado – colector inferior.....	100
Figura 31. Número de laterales de 50 mm (2") de diámetro en función del área del filtro y de las velocidades de lavado – colector inferior	101
Figura 32. Número de laterales de 63.5 mm (2 ½") de diámetro en función del área del filtro y de las velocidades de lavado – colector inferior	101
Figura 33. Filtro vertical - colector inferior	106
Figura 34. Filtro vertical - colector inferior	108
Figura 35. Sistema de recirculación y filtración de natatorios.	117

1. SISTEMAS DE FILTRACIÓN

Los sistemas de filtración pueden subdividirse en dos tipos:

- Sistemas a gravedad
- Sistemas a presión

Sistemas a gravedad

Las unidades filtrantes de los sistemas de filtración a gravedad se describen en el Capítulo VII, Numerales 10; 11; 12 y 13 de las Fundamentaciones.

En este capítulo se hace especial referencia en detalle solamente a los filtros a presión.

Sistemas a presión

En filtración a presión se pueden mencionar los siguiente tipos (ver **Figura 1** y **Tabla 1**):

- Filtros rápidos de flujo descendente
 - Rápidos, verticales ú horizontales
 - ❖ Con lechos simples (un solo material)
 - ❖ Con lechos múltiples (dos ó más materiales)
 - ❖ Con lechos especiales (calcita, dolomita, carbón activado, etc.)
- Filtros rápidos de flujo ascendente
 - Rápidos, verticales
 - ❖ Con lechos simples estratificados
- Filtros rápidos de flujo mixto
 - Rápidos, verticales
 - ❖ Con lechos simples
 - Filtros lentos, verticales ú horizontales
 - ❖ Con lechos simples

En esta clasificación denominamos lechos simples a aquellos conformados por un solo material homogéneo (por ejemplo arena ó antracita) que por supuesto presentan una determinada granulometría (tamaño específico, coeficiente de uniformidad) y lechos simples estratificados a aquellos que a pesar de ser homogéneos presentan dos ó más granulometrías bien diferenciadas.

En plantas de potabilización los filtros a presión más comúnmente utilizados son los filtros de flujo descendente en sus distintas modalidades y en particular para filtración directa.

La tendencia actual en el caso de filtración directa con filtros a presión se encamina al diseño de filtros de flujo descendente, rápidos, con lechos que pueden ser de distintos tipos: simples, de granulometría uniforme ó estratificada, múltiples, duales ó triples.

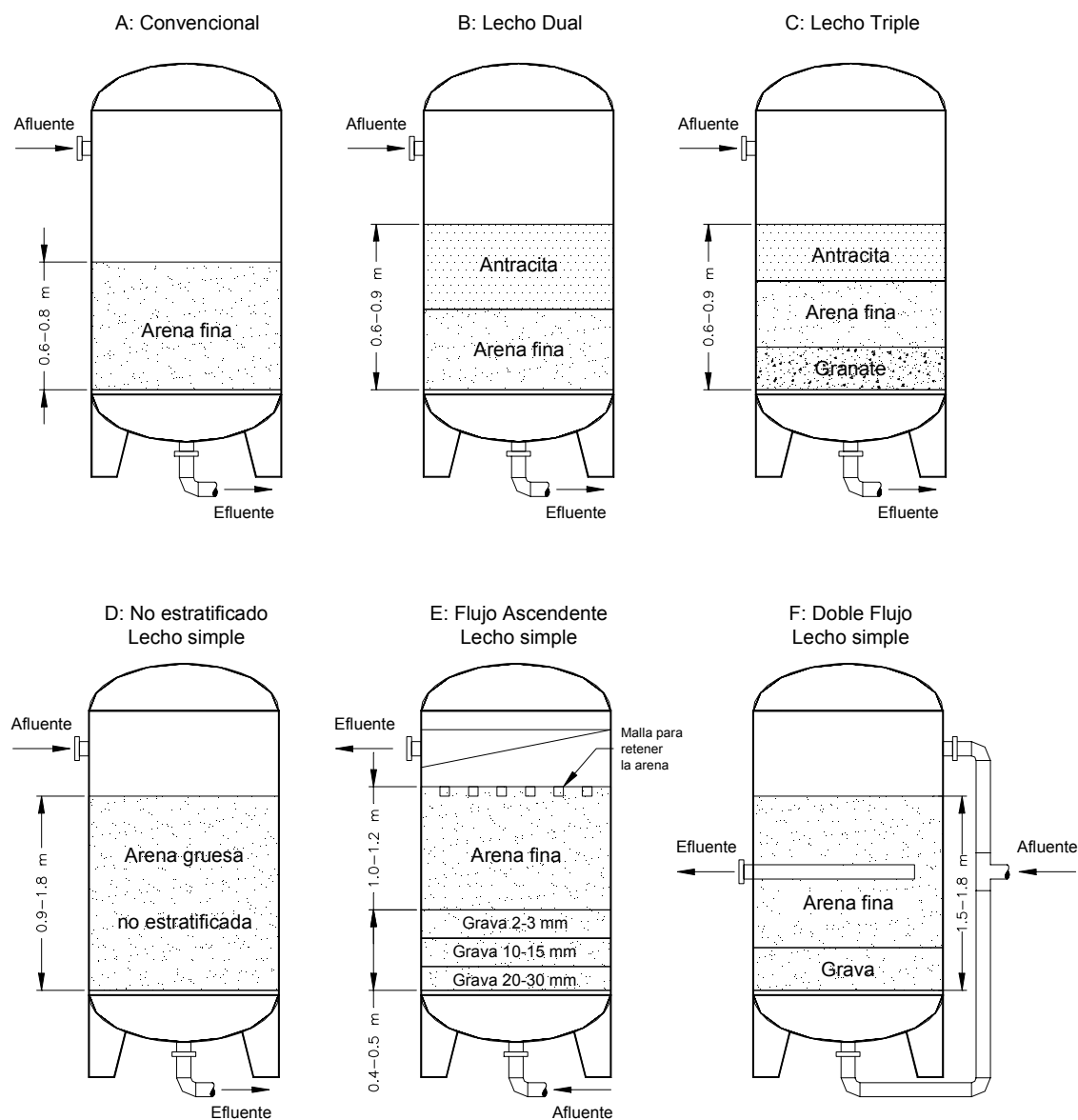


Figura 1. Diagrama esquemático de filtros

Filtro Rápido				Filtro Lento	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Vertical	Horizontal
Flujo	Descendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Descendente
Presión de trabajo	Máx. 3 kg/cm ²	Máx 3 kg/cm ²	Máx. 3 kg/cm ²	Máx. 3 kg/cm ²	Máx. 3 kg/cm ²
Dimensiones					
Diámetro	Máx. 3 m.	Máx. 3 m.	Máx. 3 m.	Máx. 3 m.	Máx. 3 m.
Alto ó Largo	Máx. 2,5 m.	Máx. 8 m.	Máx. 3 m.	Máx. 2 m.	Max. 8 m.
Lecho	Simple Arena silícea 0,6 – 0,8 m. Múltiple Dual 0,6 – 0,9 m. 70% Antracita 30% Arena Triple 0,6 – 0,9 m. 60% Antracita 25% Arena 15% Granate	Simple Arena Silícea 0,3 – 0,8 m. Múltiple Dual 0,6 – 0,8 m. 70% Antracita 30% Arena Triple 0,6 – 0,8 m. 60% Antracita 25% Arena 15% Granate	Simple estratificado Arena Silícea 1 – 1,2 m. ----- ----- ----- ----- ----- ----- -----	Simple Arena Silícea 0,6 – 0,7 m. ----- ----- ----- ----- ----- ----- -----	Simple Arena Silícea 0,3 – 0,8 m. ----- ----- ----- ----- ----- ----- -----
Colector Inferior	1) Colector y Laterales 2) Colector, laterales y toberas 3) Falso fondo y toberas	1) Colector y Laterales 2) Colector, laterales y toberas 3) Falso fondo y toberas	1) Falso fondo y toberas 2) ----- 3) -----	1) Colector y laterales 2) Colector, laterales y toberas 3) Falso fondo y toberas	1) Colector y laterales 2) Colector, laterales y toberas -----
Lecho Soporte	Según Sist. Colector inferior 1) 0,3 – 0,4 m. grava estratificada 2) 0,1 – 0,2 m grava	Según Sist. Colector inferior 1) 0,4 – 0,8 m grava estratificada 2) 0,3 – 0,8 m grava – hormigón simple	1) 0,4 – 0,5 m. grava estratificada 2) -----	Según Sist. Colector inferior 1) 0,3 – 0,4 m grava estratificada 2) 0,1 – 0,2 m. grava	Según Sist. Colector inferior 1) 0,4 – 0,8 m grava estratificada 2) 0,3 – 0,8 m grava ú hormigón simple
Velocidad de Filtración	10 – 20 m3/m2 h	10 – 20 m3/m2 h	10 – 20 m3/m2 h	3 – 6 m3/m2 h	3 – 6 m3/m2 h
† Lavado	Agua solamente 36 – 60 m3/m2 h	Agua solamente 36 – 60 m3/m2 h	-----	Agua solamente 36-60 m3/m2 h	
Aire y Agua	Aire 40 – 50 m3/m2h Agua 20 – 40 m3/m2h	Aire 40-50 m3/m2h Agua 20 – 40 m3/m2h	Aire 50-60 m3/m2h Agua 45 – 50 m3/m2h	Aire 40 – 50 m3/m2h Agua 20 – 40 m3/m2h	Aire 40-50 m3/m2h Agua 20 – 40 m3/m2h
Pérdida de Carga	Máx. 4,5 m.c.a.	Máx. 4,5 m.c.a.	Máx. 6 m.c.a.	Máx. 4,5 m.c.a.	Máx. 4,5 m.c.a.

Tabla 1. Características de filtros a presión

* Depende de la calidad del agua cruda

† Ver lavado de filtros

2. SELECCIÓN DEL SISTEMA: GRAVEDAD Ó PRESIÓN

Varios factores ayudan a seleccionar uno ú otro sistema (gravedad ó presión).

Tiempo de ejecución de la obra

Por lo general las plantas a presión, donde los requerimientos de obras civiles son mínimos (construcción de bases de apoyo) presentan tiempos de ejecución menores que los sistemas a gravedad.

Ubicación de la obra

El lugar de la obra y sus condiciones ambientales son un factor importante a tomar en cuenta; como ejemplo influyen los factores climáticos: inviernos prolongados que presenten bajas temperatura y precipitaciones abundantes no favorecen la ejecución de obras civiles. Si la fuente de captación del agua a tratar se encuentra a una cota geométrica superior a los 30-50 m sobre la cota de entrada a la planta, puede resultar necesario, en caso de instalaciones a gravedad, dispositivos de disipación de energía, que inciden en los costos.

Por otra parte si la diferencia geométrica es mayor de 5 m y menor de 15 m, puede verse favorecida la planta a gravedad.

Por supuesto, en ambos casos debe tenerse en cuenta las pérdidas de carga en la cañería de aducción (distancia a la planta).

En el caso de que la obra de toma se encuentre aguas abajo, cabe la posibilidad de doble bombeo en las plantas a gravedad, puesto que el agua filtrada puede enviarse a una cisterna, torre tanque ó en algunos casos directamente a la red.

En las plantas a presión es posible obviar un bombeo, adecuando la presión de las bombas de la toma para enviar el agua filtrada a la torre tanque o a la red.

Si la zona de implantación presenta alta sismicidad, las obras civiles de una planta a gravedad deben adecuar todas sus estructuras a estas circunstancias, en el caso de plantas a presión, por lo general, solamente las bases y su unión a las distintas unidades requieren dimensionamiento antisísmico. De cualquier manera, los costos involucrados, a igualdad de condiciones, resultan menores en el caso a presión.

En principio las plantas a presión son aptas en general para ser instaladas a la intemperie, con excepción de algunos sistemas: casa química y sistemas de dosación, sala de comando y control.

En las plantas a gravedad puede darse la necesidad de tener que cubrir los filtros en algunas circunstancias (razones climáticas y de ubicación). La existencia en las proximidades de industrias o establecimientos que evacuen gases a la atmósfera, que según la dirección de los vientos, puedan incorporarse a los filtros abiertos es una de ellas.

Los equipos de filtración a presión se ubican normalmente sobre el nivel del terreno, mientras que los de gravedad pueden estar sobre el terreno, semienterradas ó enterradas. En ambos casos, se debe tener en cuenta la posibilidad de inundación de la zona y la altura de la capa freática, puesto que circunstancias desfavorables obligarán la construcción de estructuras que protejan las unidades. Esto, naturalmente, incide sobre los costos y el proyectista debe evaluarlos adecuadamente.

Operación

Los sistemas a gravedad pueden trabajar en los siguientes modos:

- 1). Caudal constante – Pérdida de carga variable
- 2). Caudal variable – Pérdida de carga constante
- 3). Caudal variable declinante – Pérdida de carga variable

Los dos primeros sistemas requieren mecanismos de control ya sea del caudal efluente ó de la pérdida de carga.

El último, de utilización más reciente, requiere menos controles.

De cualquier manera, cualquiera de estos sistemas requieren cajas de filtros de profundidades del orden de los 3 m.

En el caso de filtración a presión puede operarse a caudal constante y pérdida de carga variable, siempre que se contemple el uso de mecanismos de regulación, pero lo normal es trabajar a tasa declinante y pérdida de carga variable.

Dado que la energía requerida para la filtración está dada por la presión de bombeo, las alturas de estos filtros son mucho menores.

Caudales

En principio no existen limitaciones para filtros a gravedad y para filtros a presión, con respecto a la cantidad horaria de agua a tratar, dado que con un número adecuado de unidades (módulos) pueden tratarse caudales elevados.

Sin embargo, existen limitaciones físicas en lo que hace al tamaño de cada uno de los filtros, en el caso de filtros a presión.

Razones constructivas y facilidad de transporte aconsejan como dimensiones para filtros verticales diámetro máximo de 3 m y altura recta (longitud del tramo cilíndrico) de 2 m a 2,5 m; en el caso de filtros horizontales diámetro máximo de 3 m y largo recto de 8 m (Ver **Figura 2**).

Ejemplo de diseño

A título ilustrativo se presenta un ejemplo de diseño de un filtro a presión, basado en un agua a tratar de las siguientes características:

$T = < 5 \text{ NTU}$

$C = < 3 \text{ UEPC}$

$T^\circ = > 10^\circ\text{C}$

Se analizan dos casos:

a) Filtro vertical de diámetro 3 m:

Area del filtro = 7 m^2

Suponiendo una tasa de filtración de $20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ (Ver punto 2.3).

Caudal máximo = $7 \text{ m}^2 \cdot 20 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h} = 140 \text{ m}^3/\text{h} = 3360 \text{ m}^3/\text{día}$

Suponiendo una dotación de producción media de 200 l/hab.día , la población servida por un filtro sería

$\text{Pob.} = 3360 \text{ m}^3/\text{día} / 0,2 \text{ m}^3/\text{hab.día} = 16.800 \text{ habitantes}$

b) Filtro horizontal de diámetro 3 m y largo recto de 8 m:

Area del filtro: 24 m^2

Caudal máximo: $24 \text{ m}^2 \cdot 20 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h} = 480 \text{ m}^3/\text{h} = 11520 \text{ m}^3/\text{día}$

Población Servida: $11520 \text{ m}^3/\text{día} / 0,2 \text{ m}^3/\text{hab.día} = 57600 \text{ habitantes}$

Como puede apreciarse, dependiendo de la calidad del agua a tratar, con una batería de 6 filtros horizontales podría suministrarse agua potable a una población de aproximadamente 300.000 habitantes.

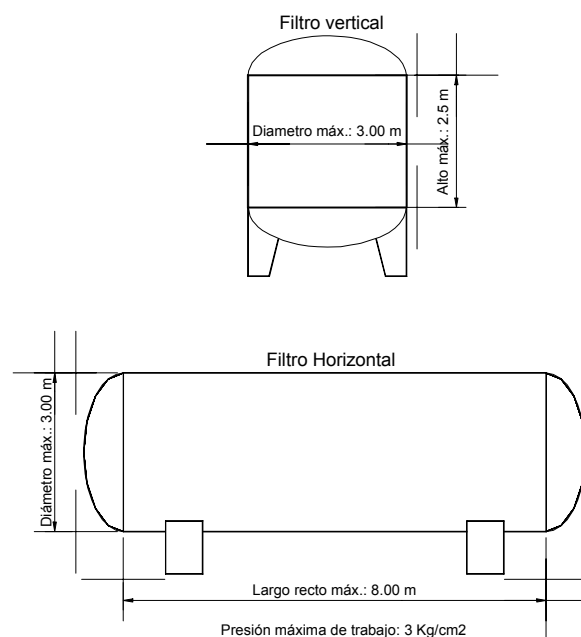


Figura 2. Filtros a presión – dimensiones sugeridas

3. CARACTERÍSTICAS AMBIENTALES DE LA ZONA DE IMPLANTACIÓN PARA FILTROS A PRESIÓN

Por lo general este tipo de plantas no son construidas in-situ, sino que se prefabrican en talleres y se termina el montaje en el lugar.

Resiste especial importancia para el caso de implantación de una planta de filtración directa a presión el conocimiento más amplio posible de las características de la zona.

Entre ellas podemos mencionar:

3.1. CARACTERÍSTICAS METEOROLÓGICAS

- Temperaturas máximas, medias y mínimas
- Régimen de lluvias
- Régimen de vientos

3.2. CARACTERÍSTICAS GEOGRÁFICAS

- Tipo de zona (llanura, montaña, etc.)
- Sismicidad
- Posibilidad de inundaciones
- Ubicación con respecto a la población a servir
- Existencia de accesos a la zona (pavimento, caminos secundarios de tierra, ferrocarril)

3.3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

- Tipo de terreno natural
- Resistencia del terreno
- Posición de la capa freática (variaciones)

Aunque la enumeración no es taxativa, esta información resulta necesaria para la evaluación técnico económica de los costos de la planta, y de su instalación.

Si no se tienen en cuenta estos factores los planes de trabajo y por consiguiente los costos pueden alterarse notablemente.

4. APLICACIÓN DE SISTEMAS A PRESIÓN PARA LA FILTRACIÓN DIRECTA

Uno de los métodos para producir agua potable de alta calidad es la filtración directa.

Se la puede definir como el conjunto de los procesos de coagulación, filtración y desinfección del agua cruda. Las etapas tradicionales de floculación y decantación se eliminan. (Como variante puede mantenerse una etapa de pre-floculación).

En función de la calidad del agua cruda puede resultar económicamente más atractivo que un sistema tradicional, y a la vez técnicamente equivalente en lo que hace a las características del agua tratada.

Se ha demostrado que la filtración directa puede aplicarse para una amplia variedad de aguas crudas.

La bibliografía de los últimos años es abundante con respecto a este tema y marca una acentuada tendencia a la utilización de este proceso.

La limitación del sistema es la capacidad de manejar altas concentraciones de sólidos en suspensión. En determinados casos, pueden ser demasiado elevadas, lo que puede impedir la obtención de carreras razonables.

En la **Figura 3**, se puede apreciar la relación entre los sólidos suspendidos (concentración) y el tamaño de las partículas que posibilitan una primera aproximación a la selección de un sistema de filtración directa.

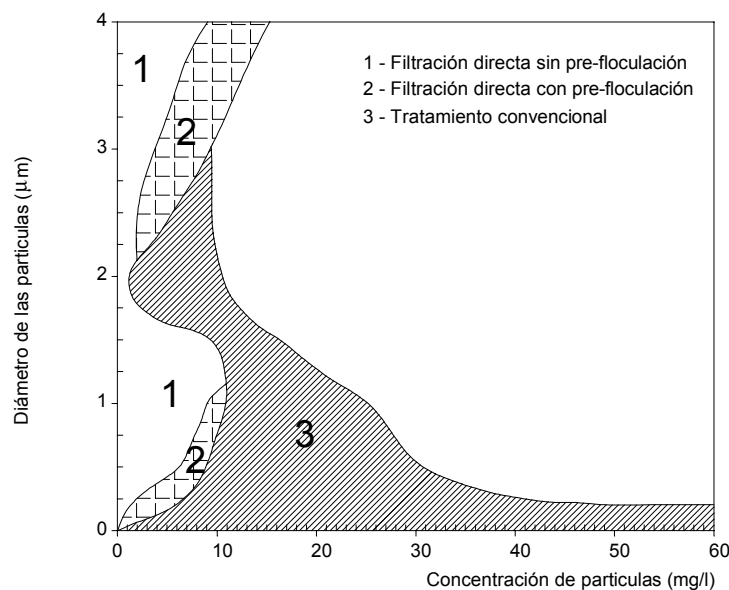


Figura 3. Relación entre sólidos suspendidos y tamaño de partícula

Sin embargo, la creciente aplicación de sistemas automáticos a la operación de los filtros obliga a evaluar nuevamente el concepto de lo que se entiende como carrera razonable, como se indica más adelante.

4.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS Y BIOLÓGICAS DE LAS AGUAS APTAS PARA SER TRATADAS POR FILTRACIÓN DIRECTA

4.1.1. Introducción

La consideración más importante para determinar la factibilidad de la aplicación del sistema de filtración directa es la calidad del agua a tratar. Como la misma puede variar notablemente en su composición de acuerdo a su fuente de origen (aguas superficiales ó subterráneas) resulta imprescindible contar con registros completos de los siguientes parámetros principales:

Aguas Superficiales

PH

C (Color): U.E.P.C. (Unidades en la escala platino-cobalto)

T (turbiedad): N.T.U. (Unidades nefilométricas de turbiedad)

A.T. (Alcalinidad Total) = mg/l (expresada como CO₃Ca)

S.S (Sólidos en Suspensión): mg/l

Te (Temperatura) = °C

Coliformes Totales: NMP/100 ml (número más probable)

Dado que esta agua presenta variaciones estacionales, es aconsejable, como mínimo, contar con 12 muestras por estación.

Aguas Subterráneas

Además de los parámetros mencionados anteriormente, es necesario contar en un análisis físico, químico y biológico completo, dado que puede darse el caso de que el contenido de ciertas sales disueltas no pueden ser eliminadas por filtración directa y resultan necesarios tratamientos complementarios (por ejemplo: alto contenido de metales pesados, nitratos, hierro, manganeso, organoclorados, etc.).

En este caso es aconsejable, como mínimo, contar con una muestra mensual a lo largo de un año para evaluar las posibles modificaciones de las características del agua a tratar.

4.1.2. Evaluación de los Resultados de los Análisis

Al evaluar la calidad química y bacteriológica de una fuente de agua, donde la eliminación de la turbiedad y el color son prioritarias, es aconsejable incluir la mayor cantidad posible de datos a largo plazo, específicamente turbiedad, sólidos en suspensión, coliformes, etc.

Si se detectase algún problema especial con respecto a otro parámetro, debería investigarse en mayor profundidad.

En particular, el contenido de los minerales es un aspecto importante para entender las características de una fuente de agua.

Esto es especialmente cierto, dado que algunas características minerales, especialmente la alcalinidad y el pH tienen una influencia importante en el resultado del proceso de tratamiento.

A continuación se presenta una tabla que sintetiza, en un análisis hipotético, los ocho minerales encontrados más a menudo en un suministro dado.

Cationes	mg/l	meq/l	Aniones	mg/l	meq/l
Calcio	20	1.00	Alcalinidad	50	1.00
Magnesio	10	0.33	Sulfatos	50	1.04
Sodio	25	1.09	Cloruros	35	0.99
Potasio	5	0.13	Nitratos	5	0.08
	Total	3.05		Total	3.11

Tabla 2. Contenido mineral de un análisis de agua hipotético

La desviación de la electroneutralidad es un balance entre las cargas positivas y negativas en la solución y debe verificarse en cada análisis que se practique para evaluar una fuente. De acuerdo al principio de electroneutralidad estas cargas deben ser iguales y la desviación debería ser cero. En la práctica, si la desviación es superior a 0,03, el análisis debe rechazarse, puesto que indica que no es correcto. En el ejemplo del cuadro se tiene:

$$\text{Desviación de la Electroneutralidad} = \frac{T_{cat} - T_{an}}{T_{cat} + T_{an}} = 0,010$$

La presentación de la información es otro aspecto importante para la evaluación de la calidad de una fuente.

Aunque los promedios aritméticos son útiles en muchas oportunidades, una presentación estadística es por lo general más adecuada.

A título ilustrativo la **Figura 4** y **Figura 5** muestran este tipo de presentación para la turbiedad y la cuenta de coliformes.

La primera conviene presentarla en escalas lineales (ordenadas: turbiedad) y probabilística (abscisas: probabilidad de frecuencias acumulativas).

La segunda en escalas logarítmicas (ordenadas: NMP coliformes totales) y probabilísticas (abscisas: probabilidad de frecuencias acumulativas).

El método para construir estos diagramas puede encontrarse en varios textos.

En general, al describir la información de esta manera, se dan dos aspectos importantes para el análisis de la misma:

- Medios para describir la tendencia central de los datos (promedio, media geométrica, mediana) y el grado de variabilidad de los mismos (desviación standard, valor del 90%).

Las configuraciones mostradas en la **Figura 4** y **Figura 5** presentan una descripción completa de estos dos aspectos.

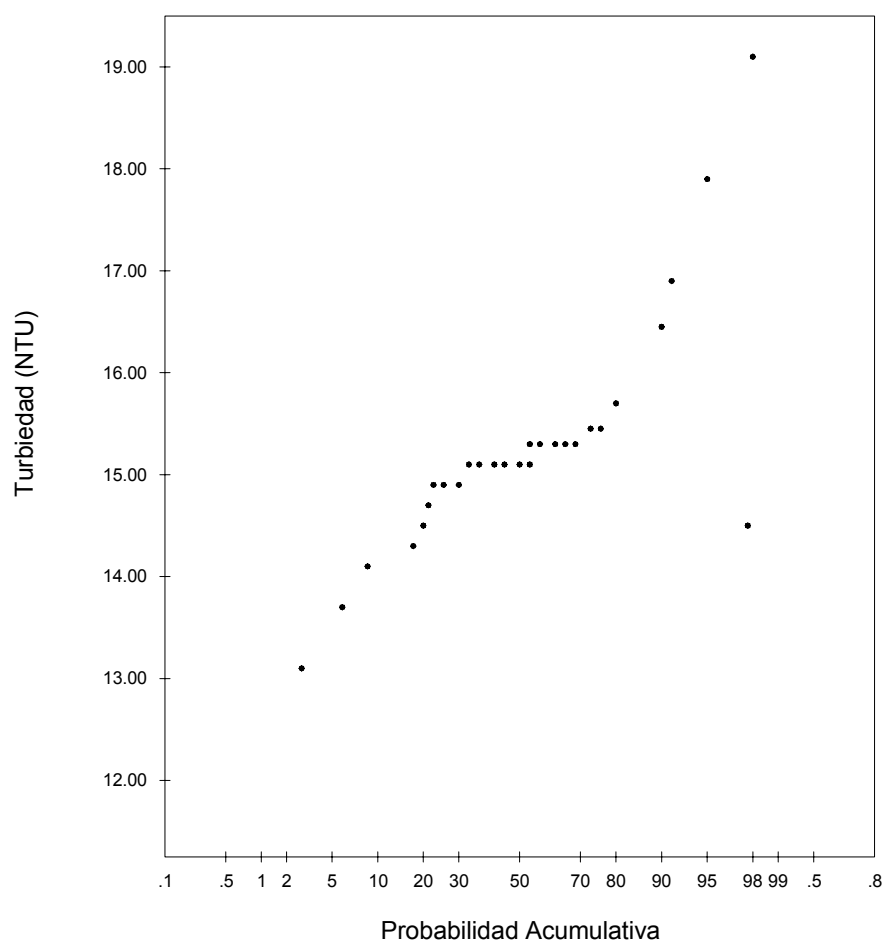


Figura 4. Probabilidad normal de datos de turbiedad

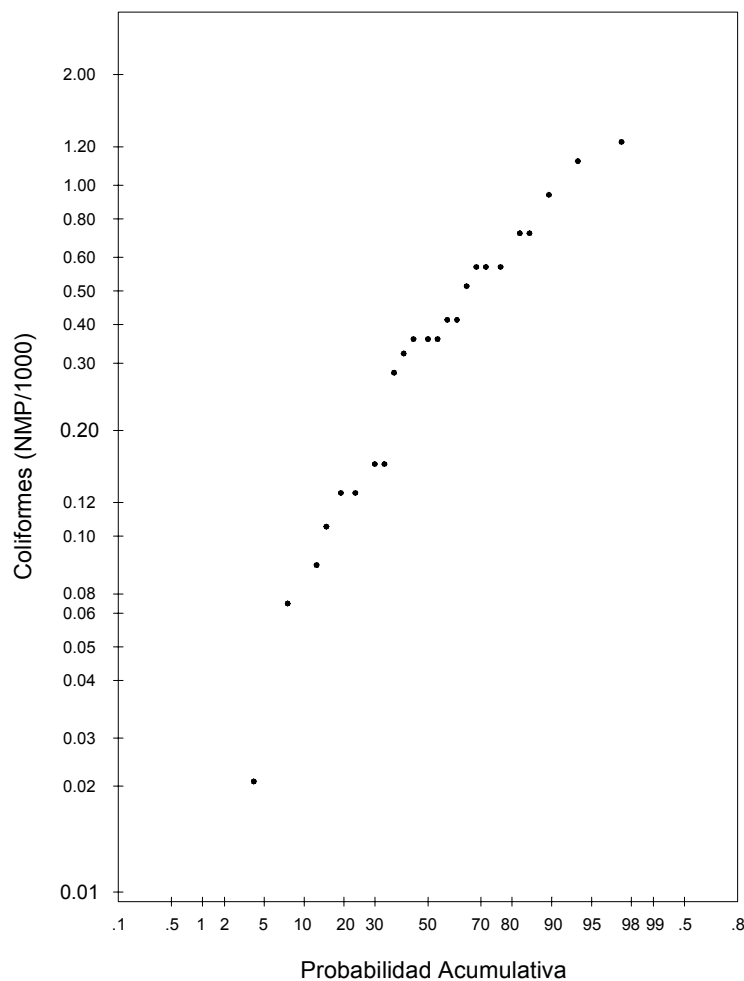


Figura 5. Probabilidad logarítmica – normal de datos de coliformes

4.1.3. Información Complementaria

En el caso de existir plantas de tratamiento que procesan agua de las mismas fuentes, es útil contar con la mayor información posible. Específicamente:

- Tipo de tratamiento (por ejemplo: convencional, industrial, otros).
- Descripción de los procesos unitarios (por ejemplo: coagulación, floculación, decantación, filtración, desinfección) y sus parámetros de diseño.
- Producción Bruta ($\text{m}^3/\text{día}$).
- Producción Neta ($\text{m}^3/\text{día}$).
- Variación de caudales (máximos y mínimos).
- Productos químicos empleados (dosis, cantidades, variaciones).
- Calidad de agua producida (media, mínima, máxima).

La información anterior es indicativa. Resulta evidente que si es posible su obtención confiable, puede significar un antecedente valioso para el nuevo proyecto.

En la **Figura 6** se indican los límites aproximados de turbiedad y color para la utilización de filtración directa de acuerdo a experiencias en Estados Unidos y el Reino Unido.

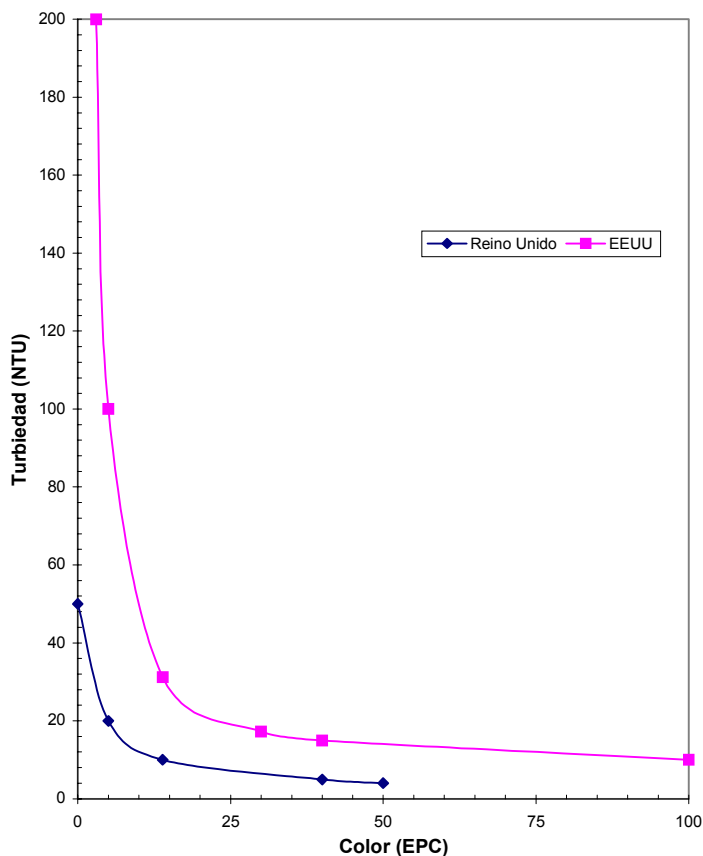


Figura 6. Límites aproximados de turbiedad y color para el uso de filtración directa

4.2. PARÁMETROS DE DISEÑO

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, como lineamientos generales para el tratamiento de agua por filtración directa se presenta los siguientes cuadros con respecto a la turbiedad y el color del agua a tratar para el uso de filtración directa (ver **Tabla 3**).

En los mismos se presenta la velocidad de filtración como parámetro de diseño definido por $U \text{ (m}^3\text{/m}^2 \cdot \text{h)} = Q \text{ (m}^3\text{/h)} / A \text{ (m}^2\text{)}$.

donde

Q = caudal

A = área superficial

a) Filtros Rápidos

Turbiedad UNT	Color UEPC	Temperatura ° C	Velocidad de Filtración ⁽³⁾ m ³ /m ² h	Observaciones
< 5	< 3	< 5	10-15	Zonas frías ⁽¹⁾ Aguas superficiales de deshielo Aguas subterráneas
< 5	< 3	> 10	15-20	Zonas templadas ⁽¹⁾ Aguas superficiales Aguas subterráneas
< 20	< 30	< 5	< 10	Zonas frías ⁽¹⁾ Aguas superficiales
< 20	< 30	> 10	< 15	Aguas templadas ⁽¹⁾ Aguas superficiales
< 50	< 15	< 5	< 8	Zonas frías Aguas superficiales ⁽²⁾
< 50	< 15	> 10	< 10	Zonas templadas Aguas superficiales ⁽²⁾

(1) En todos los casos se supone dosación de coagulante y ayuda de coagulación, con dosaciones óptimas

(2) En estos casos se sugiere la conveniencia de efectuar ensayos piloto

(3) Función del tipo de manto filtrante

b) Casos Especiales

Turbiedad UNT	Color UEPC	Temperatura ° C	Velocidad de Filtración ⁽³⁾ m ³ /m ² h	Observaciones
< 2	-----	> 20	40 – 50	Natatorios ⁽¹⁾
< 5	< 3	> 10	20 – 40	Reservorios naturales sin plancton

c) Filtros Lentos

Turbiedad UNT	Color UEPC	Temperatura ° C	Velocidad de Filtración ⁽³⁾ m ³ /m ² h	Observaciones
>5 < 20	< 20	< 5	< 6	Zonas Frías ⁽⁴⁾ Aguas Superficiales
> 5 < 20	< 20	> 10	< 8	Zona Templadas ⁽⁴⁾ Aguas Superficiales
< 50	< 20	> 10	< 3	Zonas Templadas ⁽⁴⁾ Aguas Superficiales

(4) Se supone como caso especial, que se agrega coagulante (ver texto)

Tabla 3. a). b). c). Límites generales sugeridos para filtración directa en función de la temperatura, turbiedad y color del agua a tratar

La aplicación de coagulante en forma previa a filtros lentos indicada en la **Tabla 3-c)** es un caso especial de filtración directa que se analiza con más detalle en el Capítulo VII – Numeral 4.

4.3. PRE-TRATAMIENTO

En Filtración Directa suele denominarse Pretratamiento a las etapas de Coagulación y Filtración previas a la filtración propiamente dicha. Estos temas se tratan en los Numerales 6 y 7 del Capítulos VII de las Fundamentaciones. En los ítems 4.3.1 a 4.3.4 se reiteran conceptos expuestos en esos capítulos, ejemplificando su aplicación en relación a los temas que trata el presente capítulo.

4.3.1. Breve Revisión de los Mecanismos de Coagulación y Floculación que Intervienen en la Filtración Directa

Los productos químicos más utilizados son las sales metálicas hidrolizables de aluminio y hierro (sulfato de aluminio: $(\text{SO}_4)_3 \text{Al}_2$, Cloruro férrico: CL_3Fe , Sulfato ferroso hidratado $\text{SO}_4\text{Fe}_7\text{H}_2\text{O}$ y polielectrolitos orgánicos sintéticos.

Cada uno de ellos puede actuar como coagulante pero se lo recomienda individualmente para determinados tipos de agua a tratar (por ejemplo, el sulfato férrico se recomienda para que trabaje con aguas ácidas).

En nuestro país, y especialmente en la filtración directa el coagulante más utilizado es el sulfato de aluminio conjuntamente con el agregado de polímeros.

Cuando se agrega un coagulante al agua cruda se forman una cantidad de compuestos complejos que reaccionan física y químicamente con el color y la turbiedad. Una vez agregado el coagulante las reacciones son muy rápidas (de 1 a 30 segundos). Por lo tanto, el primer paso necesario es una rápida y eficiente mezcla de las materias químicas con el agua. Luego de la reacción inicial las partículas son muy pequeñas.

En el caso de la filtración directa, la floculación se desarrolla en los poros del manto filtrante. Debido fundamentalmente a los mecanismos de adherencia más que a los de transporte, los flocs formados gradualmente se van acumulando en los vacíos del lecho.

A medida que progresa la carrera, las capas superiores se van colmatando y permiten el pasaje de las partículas a las inferiores.

Por último, en función del tipo de manto filtrante, calidad y tamaño de los flóculos, aparecerán en el efluente, dando por terminada la carrera.

Por otra parte, cuando resulta admisible para usos industriales, un agua con una determinada cantidad de partículas en suspensión, puede eliminarse la dosación de materias químicas, por lo tanto la coagulación y floculación. En este caso revisten importancia fundamental los mecanismos de transporte dentro del lecho filtrante (cernido, sedimentación, intercepción, difusión e impacto inercial).

Hacemos notar la incidencia que el diseño del manto filtrante tiene en los dos casos anteriores: en el primero, es necesario que exista la oportunidad de que la floculación se produzca dentro de los vacíos del lecho, y en el segundo que el tamaño de dichos vacíos sea adecuado para retener una determinada cantidad de sólidos en suspensión.

El tamaño y características de los flóculos adecuados para filtración directa debe determinarse por ensayos de jar-test.

El tamaño de los flóculos, luego de la coagulación, puede variar entre 100 y 2000 micrones (0,1 – 2 mm.) y su densidad depende de la temperatura.

Para 15°C, puede variar entre 1,002 y 1,2 gr/cm³.

Contrariamente a lo necesario en decantación donde resultan más adecuado flóculos grandes y pesados, en filtración directa los mismos deben ser relativamente pequeños (< 300 micrones) y de mediana densidad (1,01 – 1,1 gr/cm³). Se ha dado en denominar Pinpoint Flocs a este tipo de flóculos.

4.3.2. Mezcla de los Productos Químicos con el Agua

Los parámetros utilizados para el cálculo de los mezcladores rápidos son el gradiente de velocidad (G ; s⁻¹) (que depende de la viscosidad dinámica del agua (μ ; kg. s/m²), a su vez dependiente de la temperatura) y el tiempo de permanencia, T .

Para el caso de coagulación seguida por floculación se recomiendan los siguientes valores:

G (S ⁻¹)	T (S)	$GT \cdot 10^{-3}$ --
1000	20	20
900	30	27
790	40	31,6
700	>40	>28

Tabla 4. Valores de G y T recomendados para mezcladores rápidos

Esto, independientemente de que la coagulación se lleve a cabo con sulfato de aluminio solamente ó polielectrolito, ó con ambos a la vez.

En el caso de filtración directa, los valores recomendados, según el método de mezcla a emplear, son los siguientes:

Método de Mezcla	Coagulante	G (s ⁻¹)	T (s)	$G.T.10^{-3}$
Agitador mecánico y/o Mezcla con bombas	Sulfato de Aluminio	250 - 350	30 - 120	7,5 – 42
	Polielectrolito	360 - 1000	30 - 120	10,8 - 120
Mezcladores estáticos y/o mezcla en cañería	Sulfato de Aluminio	250 - 300	≤ 30	
	Polielectrolito	300 - 1000	≤ 30	

Tabla 5. Valores recomendados de G y T en función del coagulante y tipo de mezcla

Los valores indicados en la **Tabla 4** y **Tabla 5** representan rangos de valores entre G y T que resultan necesarios para la dispersión y coagulación de las materias químicas. Los valores óptimos deben determinarse por medio de ensayos piloto.

El sulfato de aluminio es una de las sales más efectivas y económicas y en general su mezcla no es tan crítica como lo es para los polielectrolitos, ya que la sobre y sub-dosación de estos últimos puede resultar en pobre calidad del agua filtrada.

En otras palabras, aunque el sulfato de aluminio pueda tener resultados satisfactorios para todo el rango de intensidades y tiempos de mezcla, no ocurre lo mismo con los polielectrolitos.

Sin embargo, como coagulantes primarios, estos últimos presentan algunas ventajas:

- Reducen el volumen de los barros producidos durante el lavado.
- Reducen las dosis requeridas para la coagulación y por ende, la capacidad de los sistemas de dosación.
- Menor cantidad de sólidos disueltos en el agua tratada.
- Menos problemas con el ajuste del pH y la alcalinidad.
- No son tóxicos.

Las fórmulas aplicables para el diseño de los sistemas de mezcla son las siguientes:

- Tanques de mezcla con agitación mecánica.
- Mezcla en la aspiración de las bombas de impulsión.

$$G = [P / (\mu \cdot V)]^{1/2} \quad (1)$$

Donde:

G = Gradiente de velocidad (s^{-1})

P = Potencia (Kg m/s)

V = Volumen del tanque (m^3)

μ = Viscosidad dinámica (Kg s/ m^2) (ver página 22)

- Mezcladores estáticos.
- Mezcla en línea (cañería).

$$G = [982 \Delta H / (T\mu)]^{1/2} \quad (2)$$

Donde:

G = gradiente de velocidad (s^{-1})

ΔH = pérdida de carga por fricción (m)

T = Tiempo de mezcla (s)

μ = viscosidad del agua ($\text{kg} \cdot \text{s}/\text{m}^2$)

$$GT_{opt} \cdot C^{1,46} = 5,9 \cdot 10^6 \quad (3)$$

Donde:

G = gradiente de velocidad (s^{-1})

T_{opt} = Tiempo óptimo de coagulación (s)

C = dosis de sulfato de aluminio (mg/l)

Esta última fórmula empírica fue desarrollada por algunos investigadores sobre limitados tipos de sistemas coloide-coagulante y debe hacerse notar que provee un valioso primer paso para el diseño de mezcladores rápidos, y sus resultados deben verificarse con los valores obtenidos en la práctica normal típica.

Ejemplo de cálculo 1

Se debe suministrar agua potable a una población.

El agua a tratar tomada de un lago es de calidad razonablemente uniforme, y los análisis a lo largo de un año muestran los siguientes resultados:

Frecuencia %	24	33	21	14	8
<i>Análisis,</i>					
Turbiedad, NTU	12	21	35	49	60
Alcalinidad, mg/l CO_3Ca	36	29	34	31	29
Temperatura $^{\circ}\text{C}$	14	19	22	18	20
<i>De los ensayos de Jar Test</i>					
Dosis de sulfato de aluminio, mg/l	36	28	31	27	29
Dosis de cal, mg/l como $(\text{HO})_2\text{Ca}$	17	13	14	12	12
pH	6,6	6,4	6,5	6,7	6,5

El agua cruda presentó turbiedad inferior a 35 NTU el 78% del tiempo y menos de 49 NTU el 92% del tiempo.

Para el diseño del mezclador se adopta una dosis media de sulfato de aluminio de 31 mg/l , puesto que las dosis están en el rango de 27 a 36 mg/l .

Temperatura media = 18°C

Caudal a tratar = 100 m³/h

De la fórmula (3)

$$GT_{\text{opt}} = 5,9 \times 10^6 / C^{1,46}$$

$$= 5,9 \times 10^6 / 31^{1,46} = 39216$$

$$GT_{\text{opt}} \times 10^{-3} = 39,2 < 42 \quad (\text{Tabla 5})$$

Para $G = 350 \text{ S}^{-1}$ $T_{\text{opt}} = 112 \text{ s.}$

Volumen útil del tanque de mezcla

$$Vu = Q \times T_{\text{opt}} = 100 \text{ m}^3/\text{h} \times 112 \text{ s} \cdot 1 \text{ h}/3600 \text{ S} = 3,11 \text{ m}^3$$

De la fórmula (1)

$$P = G^2 \cdot \mu \cdot Vu$$

Donde para $T = 18^\circ\text{C}$ $\mu = 1,06 \cdot 10^{-4} \text{ kgS/m}^2$

$$P = 350^2 \cdot 1,06 \cdot 10^{-4} \cdot 3,11 = 40,38 \text{ kg. m/s} = 0,538 \text{ HP}$$

Debe tenerse en cuenta que esta potencia es el trabajo interno por unidad de tiempo entregado al agua. Dado que las aguas superficiales presentan variaciones estacionales y varían las dosis, para obtener el G óptimo, es recomendable la utilización de motorreductores que permitan variación de velocidad en el rango de 1:3 a 1:4, con factores de servicio de 1,25 – 1,5.

Para calcular la potencia del motor, debe tenerse en cuenta los rendimientos del grupo.

Si se supone $\eta_{\text{motor}} = 0.85$ y $\eta_{\text{red}} = 0.70$; (dependerá del fabricante)

$$P_{\text{motor}} = 0.535 / 0.85 \times 0.7 = 0.9 \text{ HP}$$

Para la selección última del motorreductor es conveniente aplicar un factor de seguridad del orden de 1,2 – 1,5 y elegir el tamaño comercial más cercano.

Para el reactor de mezcla se selecciona un tanque cilíndrico de 1,6 m de diámetro, altura del líquido 1,6 m, altura total 2.10 m, con cuatro pantallas (baffles) a 90° (Ver **Figura 7**).

Cámaras a gravedad
Dimensiones sugeridas
(En función del volumen útil)

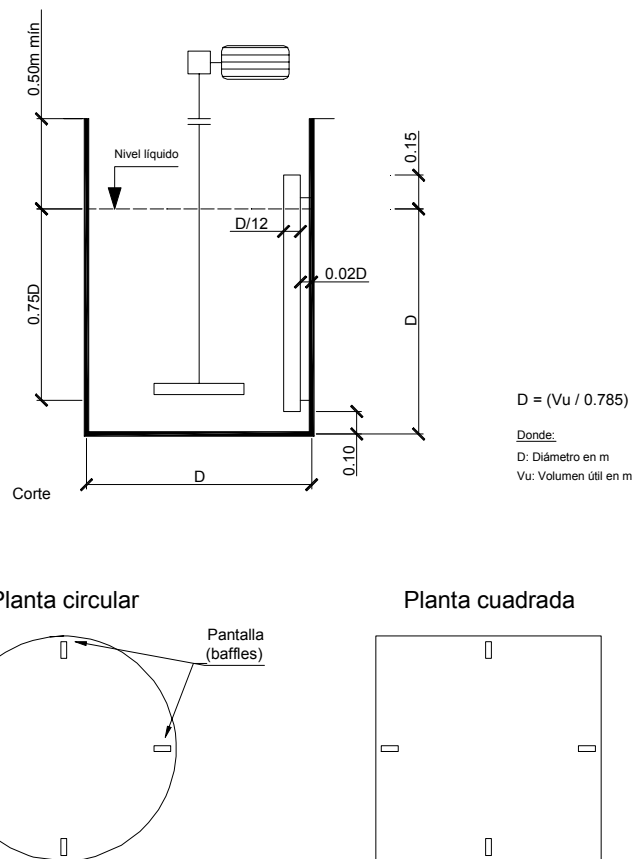


Figura 7. Reactor de mezcla rápida (Ejemplo de cálculo 1)

Ejemplo de cálculo 2

Mezcla en cañería

Suponiendo los mismos datos que en el *ejemplo 1*, se debe determinar el gradiente G y el punto de aplicación de las materias químicas.

De la **Tabla 5**, debe ser:

Tiempo de mezcla = ≤ 30 seg.

Para el caudal $Q = 100 \text{ m}^3/\text{h}$, a una velocidad de $1,6 \text{ m/s}$, se requiere una cañería de 150 mm de diámetro con una pérdida de carga unitaria de $0,021 \text{ m/m}$.

De la fórmula 2: $G = (982 \Delta H/T\mu)^{1/2}$

Adoptando:

L: longitud de la cañería = 10 m

ΔH : 10 m x 0,021 m/m = 0,21 m

T: $L/v = 10 \text{ m} / 1,6 \text{ m/s} = 6,25 \text{ seg.}$ (verifica)

Luego $G = (982 \times 0,21 / 6,25 \times 1,06 \times 10^{-4})^{1/2} = 558 \text{ s}^{-1} < 800 \text{ s}^{-1}$

Los puntos de aplicación deberán ubicarse en la línea de aducción aproximadamente a 10 m antes del ingreso a los filtros.

En el caso de ser necesaria la dosificación de polielectrolitos, para aumentar los valores de G, se puede, de ser posible, incorporar en la línea elementos que aumentan la pérdida de carga (por ejemplo, codos, curvas, tubos Venturi, etc.)

4.3.3. Mezcladores Estáticos

Con estos dispositivos, la mezcla de los coagulantes con el agua se obtiene creando turbulencia hidráulica. Es decir, se utiliza la energía cinética que trae el agua para producir una determinada pérdida de carga en un breve período de tiempo.

Se calculan con la fórmula (2) ya vista antes válida, tanto para la mezcla en cañerías como en mezcladores estáticos. Las materias químicas, antes de ser inyectadas, deben encontrarse completamente en solución.

Estas unidades pueden obtenerse comercialmente.

El proyectista, una vez analizadas las características del agua y efectuados, de ser necesario, ensayos pilotos, puede especificar el gradiente G y el tiempo óptimo de coagulación.

4.3.4. Modificación de las Características del Agua por Medio de la Dosificación de Productos Químicos

En todos los casos de potabilización del agua es necesario utilizar distintos productos químicos con el objeto de eliminar la turbiedad, el color, obtener un pH adecuado; es decir, llegar a las condiciones óptimas establecidas en las normas.

Se considera útil establecer cuantitativamente como afectan al análisis de un agua determinada los distintos productos químicos usados normalmente en la práctica.

Coagulantes y Acido Sulfúrico

Materia Química	Fórmula 1 mg/l	Reducción de Alcalinidad mg/l	Aumento de SO ₄ como CO ₃ Ca mg/l	Aumento de CO ₂ mg/l	Aumento de S.T.D. mg/l
Sulfato de Aluminio	(SO ₄) ₃ Al ₂ 18 H ₂ O	0.45	0.45	0.40	0.16
Sulfato Ferroso	SO ₄ Fe 7 H ₂ O	0.36	0.36	0.31	0.13
Sulfato Férrico	(SO ₄) ₃ Fe	0.75	0.75	0.66	0.27
Acido Sulfúrico	SO ₄ H ₂	1.00	1.00	0.88	0.36

Alcalinizantes	Fórmula 1 mg/l	Aumento de Alcalinidad mg/l	Reducción de CO ₂ mg/l	Aumento de S.T.D. mg/l
Carbonato de Sodio	CO ₃ Na ₂	0.94	-----	-----
Hidróxido de Sodio	OH Na	1.23	1.08	-----
Cal Hidratada	(OH) ₂ Ca	1.26	1.11	1.26

La interpretación es la siguiente:

Si, por ejemplo, se requiere dosar 30 mg/l de sulfato de aluminio para un agua determinada se producirá:

- Reducción de la alcalinidad: $30 \text{ mg/l} \times 0,45 = 13,5 \text{ mg/l}$ como CO₂Ca
- Aumento de Sulfatos: $30 \text{ mg/l} \times 0,45 = 13,5 \text{ mg/l}$ como CO₃Ca
- Aumento de CO₂: $30 \text{ mg/l} \times 0,40 = 12 \text{ mg/l}$ como CO₂
- Aumento de S.T.D.: $30 \text{ mg/l} \times 0,16 = 4,8 \text{ mg/l}$

Si es necesario un ajuste de alcalinidad y pH, puede requerirse, por ejemplo, una dosación de 15 mg/l de cal hidratada:

- Aumento de alcalinidad: $15 \text{ mg/l} \times 1,26 = 18,9 \text{ mg/l}$ como CO₃Ca
- Reducción de CO₂: $15 \text{ mg/l} \times 1,11 = 16,65 \text{ mg/l}$ como CO₂
- Aumento de dureza total: $15 \text{ mg/l} \times 1,26 = 18,9 \text{ mg/l}$ como CO₃ Ca

Veamos un ejemplo:

Análisis del agua cruda		Dosada con 30 mg/l de Sulfato de Aluminio	Dosada con 15 mg/l de Cal Hidratada
	Mg/l	Mg/l	Mg/l
Ca (CO ₃ Ca)	45	45	60,47
Mg (CO ₃ Ca)	10	10	13,43
Na (CO ₃ Ca)	10	10	10
K (CO ₃ Ca)	3	3	3
(DT CO ₃ Ca)	(55)	(55)	(73,9)
C.T. (CO ₃ Ca)	68	68	86,9
Alc. (CO ₃ Ca)	40	26,5	45,4
Cl (CO ₃ Ca)	15	15	15
SO ₄ (CO ₃ Ca)	10	23,5	23,5
NO ₃ (CO ₃ Ca)	3	3	3
AT ((CO ₃ Ca)	68	68	86,4
CO ₂ (CO ₂)	13	25	8,35
PH	6,8	6,3	7,1
STD	83	87,8	104

En este caso se supuso que se dosa primero el coagulante y luego el hidróxido de calcio.

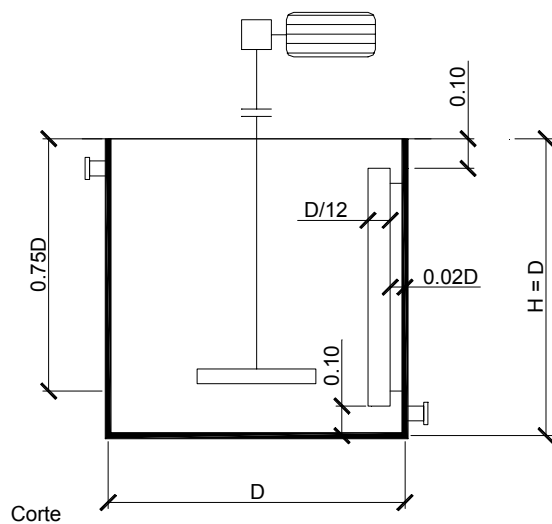
Resulta importante tener en cuenta estos efectos, dado que el primero disminuye la alcalinidad y aumenta el tenor de anhídrido carbónico libre, por lo tanto una disminución del pH.

El hidróxido de calcio por su parte produce el efecto contrario: aumento de la alcalinidad, disminución del anhídrido carbónico libre y aumento del pH, pero también incrementa la dureza total.

Puede darse el caso que en determinadas aguas, en función de las determinaciones de las dosis en el Jar Test, los resultados pueden ser objetables, por ejemplo un excesivo aumento de la dureza ó un pH que no se encuentre dentro de los límites recomendados. De ser así se debe estudiar el uso de otras materias químicas: polielectrolitos como coagulantes ó hidróxido de sodio como alcalinizante.

Estos estudios son una herramienta útil para determinar a priori, la calidad química del agua resultante, permitiendo modificaciones de las dosis y tipos de materias químicas, que deben verificarse en el Jar Test.

Cámaras a presión Dimensiones sugeridas (En función del volumen útil)



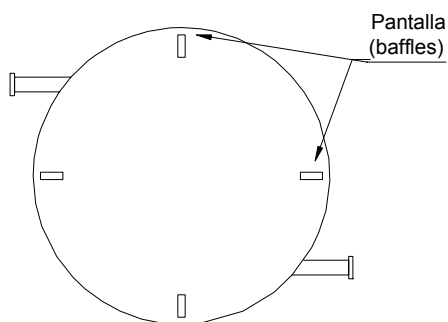
$$D = (Vu / 0.785)^{1/3}$$

Donde:

D: Diámetro en m

Vu: Volumen útil en m³

Planta circular



Planta cuadrada

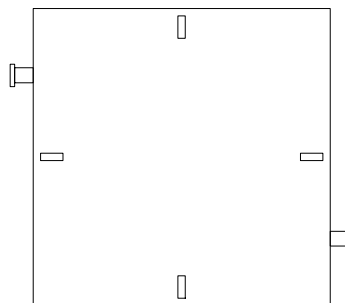


Figura 8. Reactores de mezcla rápida

5. LECHOS FILTRANTES

Los lechos filtrantes en filtros a presión no difieren mayormente de los lechos en filtros a gravedad, descritos en el Capítulo VII Numeral 10 de las Fundamentaciones. En los temas que se describen a continuación en los Items 5.1 a 5.5 se reiteran conceptos expuestos en dicho Numeral del Capítulo VII, ejemplificando su aplicación al caso de los filtros a presión.

5.1. MATERIALES

Los materiales normalmente empleados en filtración son:

- *Arena Silícea*: es un material granulado que resulta de la desintegración material de roca o de la trituración de rocas silíceas.
- *Antracita*: material granulado que resulta de la trituración de carbón mineral.
- *Granate*: material granulado resultante de la desintegración natural o de la trituración de trisilicatos de aluminio y hierro.

Para aplicaciones especiales, de uso relativamente menos frecuente en potabilización se pueden mencionar:

- *Calcita*: para el tratamiento de aguas blandas.
- *Dióxido de manganeso*: eliminación de Fe y Mn.
- *Carbón Activado Granulado*: eliminación de olor, sabor y algunos compuestos orgánicos.

5.1.1. Características

Las más importantes en los materiales utilizados en la práctica son:

- Peso específico absoluto (kg/dm³)
- Peso específico (kg/dm³)
- Tamaño efectivo (mm)
- Coeficiente de uniformidad

En la práctica se denomina peso específico absoluto a la relación entre el peso y el volumen del material sólido, mientras que se denomina peso específico o peso específico aparente a la relación entre el peso y el volumen de un material, incluyendo los poros.

Tamaño efectivo: es la dimensión de la partícula, en milímetros, tal que el 10% en peso de una muestra dada, es menor que ese tamaño.

El coeficiente de uniformidad se define arbitrariamente como la relación entre el tamaño del grano, en milímetros, tal que el 60% en peso de una muestra dada esté compuesta por partículas de diámetro menor que él, y el tamaño efectivo.

Tanto el tamaño efectivo como el coeficiente de uniformidad son parámetros útiles para determinar las características hidráulicas del material.

Se tiene:

Arena

Peso específico absoluto:	2,4 – 2,6 kg/dm ³
Peso específico:	1,45 – 1,6 kg/dm ³
Tamaño efectivo:	0,45 – 1,0 mm.
Coeficiente de uniformidad:	1,4 - < 1,7

Antracita

Peso específico absoluto:	1,5 – 1,8 kg/dm ³
Peso específico	0,85 – 0,89 kg/dm ³
Tamaño efectivo:	0,7 – 1,1 mm
Coeficiente de uniformidad:	1,3 - < 1,7

Granate

Peso específico absoluto:	4,5 – 4,8 kg/dm ³
Peso específico:	2,3 – 2,5 kg/dm ³
Tamaño efectivo:	0,2 – 0,3 mm
Coeficiente de uniformidad:	1,6 - < 2

En nuestro país se obtienen fácilmente los distintos tipos de arenas filtrantes.

En cuanto a la antracita, debe recurrirse a la importación, puesto que la calidad de los productos locales no resulta adecuada.

En lo que hace al granate, a pesar de existir yacimientos aluvionales y de canteras (San Luis) no se procesa para material filtrante por lo que también se debe recurrir a la importación.

Los costos de estos dos últimos materiales superan con exceso el de la arena, por lo tanto cuando deba proyectarse un sistema de filtración directa resulta necesaria una cuidadosa evaluación técnico – económica comparativa en la selección de mantos simples ó múltiples, teniendo en cuenta factores tales como espacio disponible, disponibilidad de los materiales y plazos de ejecución de las obras.

5.1.2. Curvas Granulométricas

En la **Figura 9**, **Figura 10** y **Figura 11** se presentan ejemplos teóricos curvas granulométricas que representan curvas similares a las, habituales para arena, antracita y granate.

En los tres casos las curvas superior e inferior representan límites usuales para estos materiales.

En la **Tabla 6** se dan las equivalencias entre los tamices IRAM (norma 1501) y los A.S.T.M. (E 11-39 “Especificaciones normales para tamices destinados a ensayos”).

A.S.T.M. 11.39	I.R.A.M. N 1501	Abertura
n°	Micrones	mm
8	2380	2,38
10	2000	2,00
12	1680	1,68
14	1410	1,41
16	1190	1,19
18	1000	1,00
20	840	0,84
25	710	0,71
30	590	0,59
35	550	0,50
40	420	0,42
50	297	0,30
60	250	0,25
80	177	0,18

Tabla 6. Equivalencia de Tamices más utilizados en la práctica

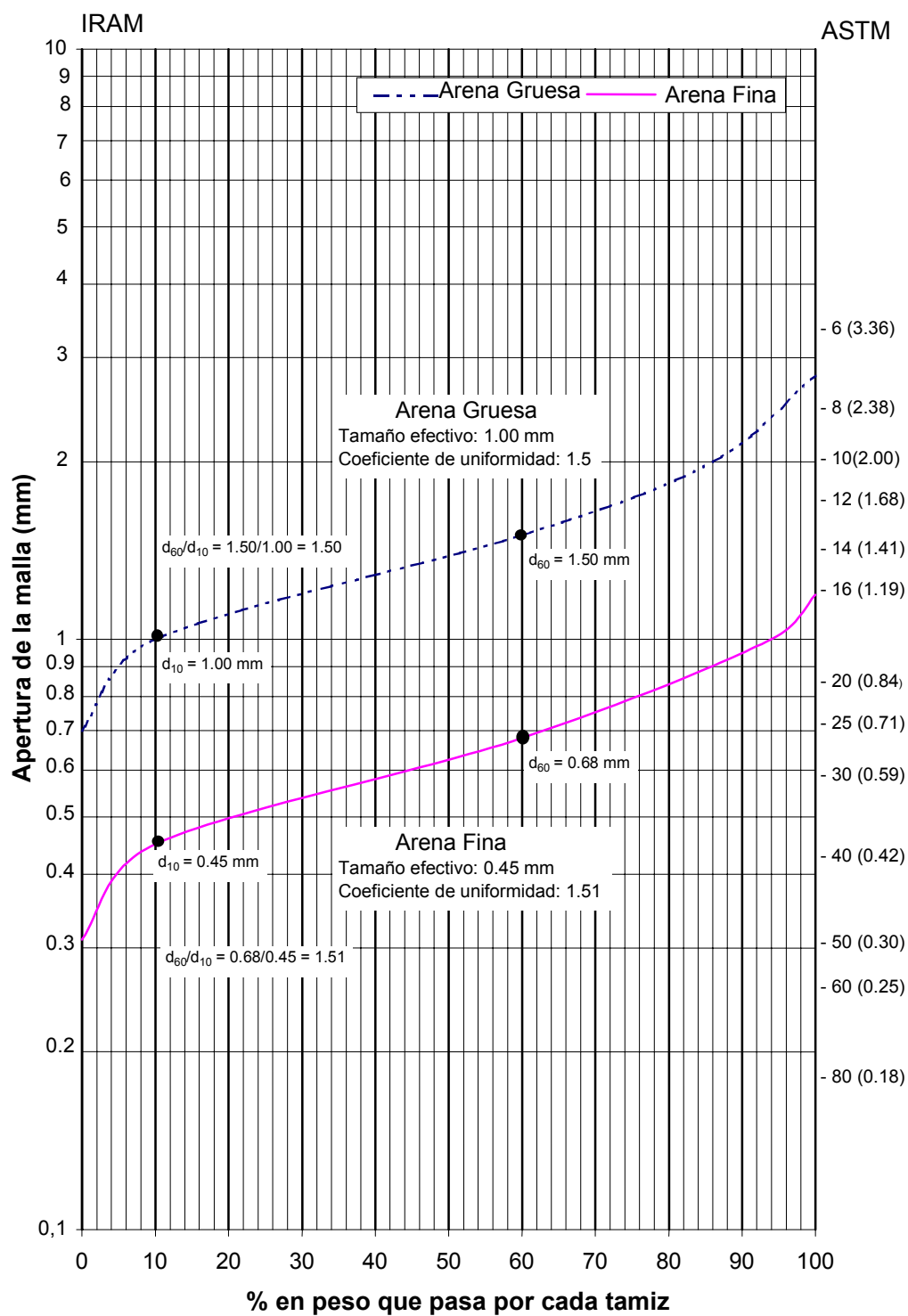


Figura 9. Curvas granulométricas. Arena

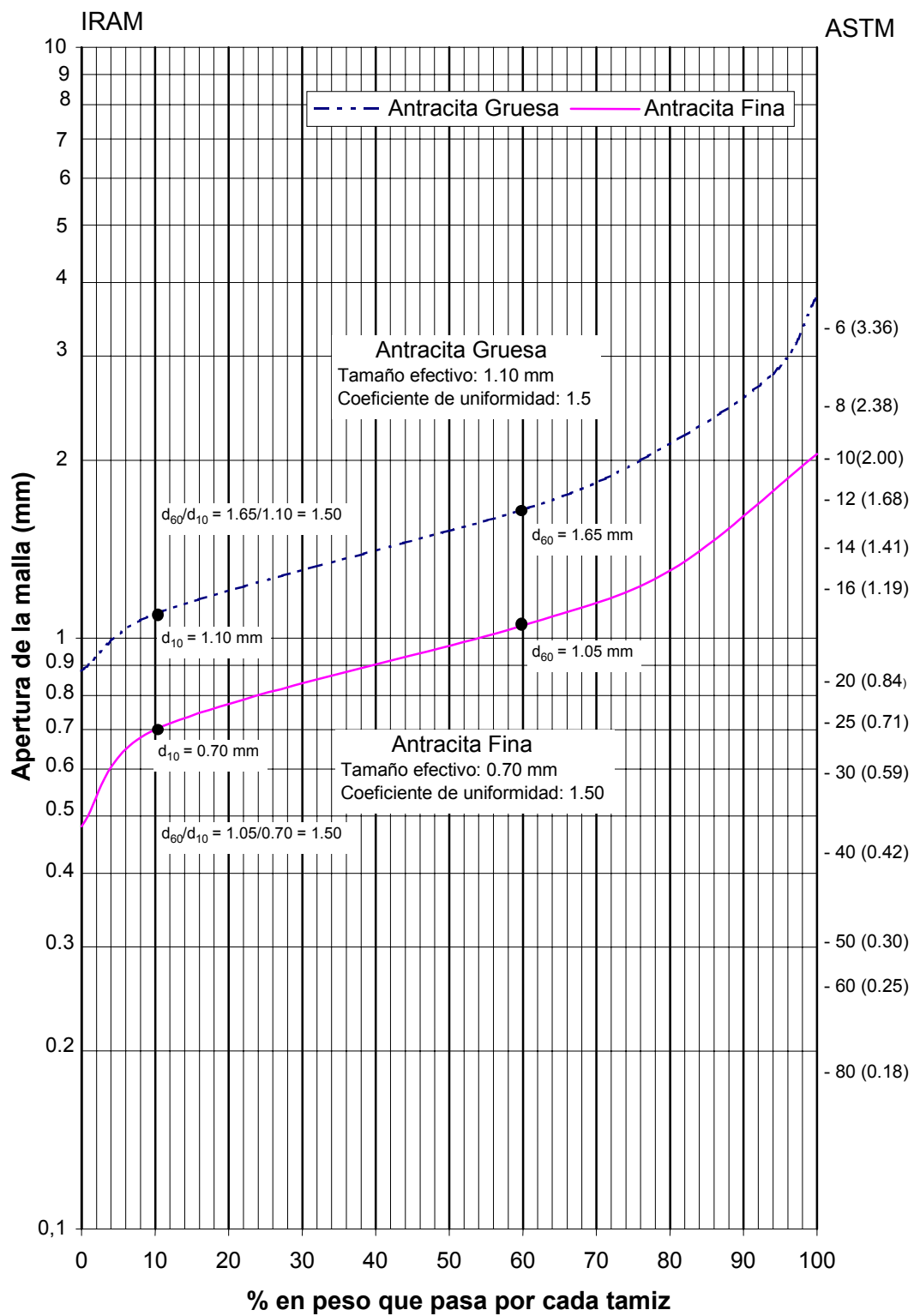
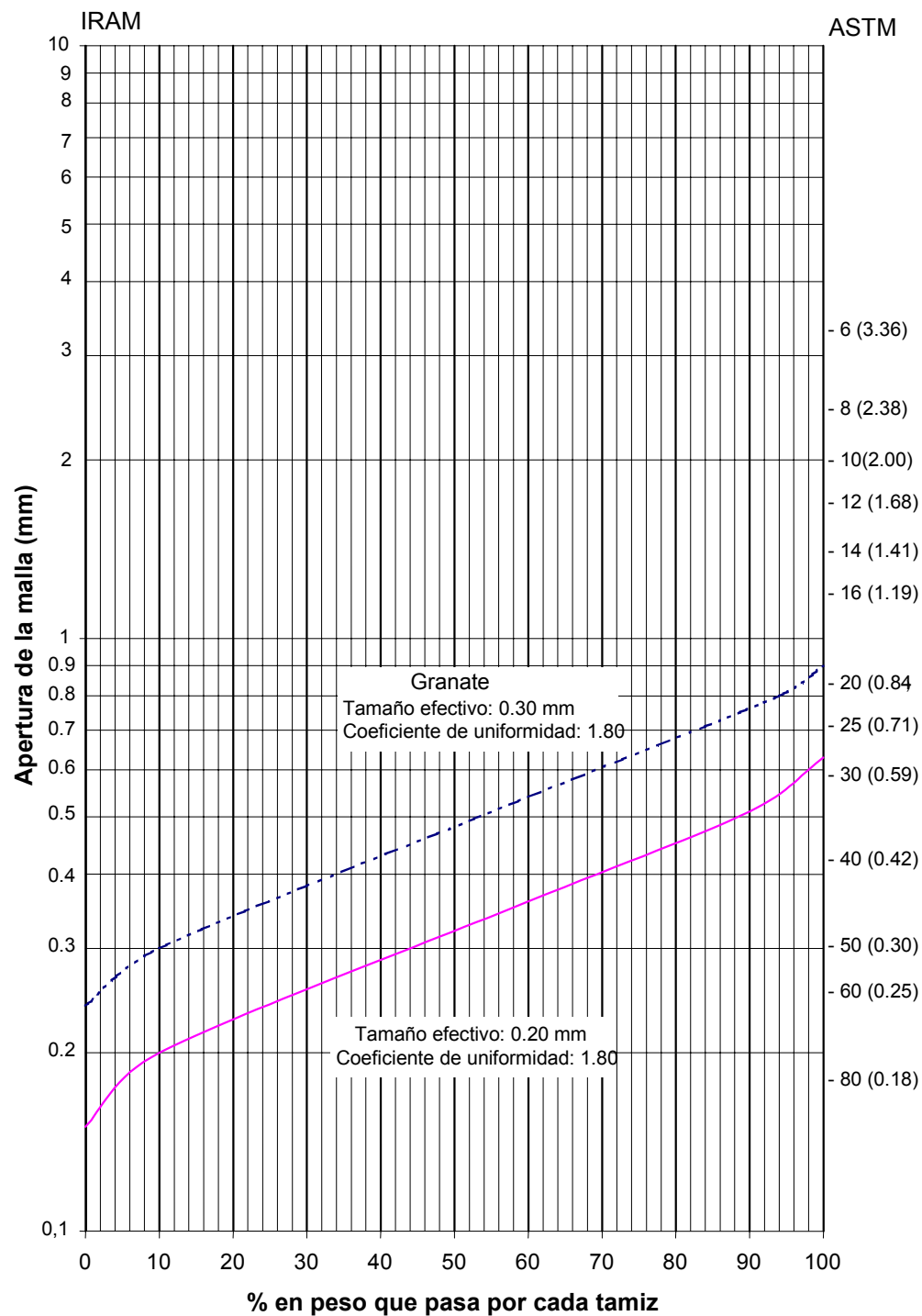


Figura 10. Curvas granulométricas. Antracita



Fuente: Robert Bauman. Iowa State University. R. Sanks "Water Treatment Plant Design".

Figura 11. Curvas granulométricas – Granate

5.2. PÉRDIDA DE CARGA

En el rango usual de interés, para filtración rápida en medios granulares (tamaño de los granos: 0,4 – 2 mm; temperaturas del agua entre 0°C y 30°C y velocidades de filtración entre 6 y 20 m³/m²h) el régimen hidráulico es laminar. Esto significa que la pérdida de carga a través del medio filtrante es directamente proporcional a la velocidad de filtración.

En filtración directa a presión la pérdida de carga máxima admisible total es del orden de 4,5 m.c.a., prácticamente el 100% mayor que a gravedad (2,4 m.c.a.).

La situación ideal se produciría cuando se diese al mismo tiempo la ruptura del filtro (break trough) o sea cuando la turbiedad del agua filtrada sobrepasa el límite fijado y la pérdida de carga máxima.

En la práctica, los tiempos en que se producen estas situaciones son distintos $t_1 \neq t_2$. (t_1 = tiempo de carrera cuando se llega a la ruptura; t_2 = tiempo de carrera cuando se alcanza la pérdida de carga máxima). En general, durante la operación de los filtros, se adopta $t_1 < t_2$.

La expresión para calcular la pérdida de carga inicial en un lecho filtrante estratificado está dada por la ecuación de Kozeny:

$$h_o = \frac{f \cdot v}{g} U \frac{(1 - Po)^2}{Po^3} \left(\frac{6}{Co} \right)^2 L \left[\sum_{i=1}^i \frac{x_i}{d_i^2} \right]$$

Donde

h_o = pérdida de carga inicial (cm.c.a.)

f = constante adimensional; para las unidades indicadas puede adoptarse $f = 5$

v = viscosidad cinemática para la temperatura T (cm²/s)

U = velocidad de filtración (cm/s)

Po = porosidad del manto (adimensional)

Co = Coeficiente de esfericidad (adimensional)

L = altura del lecho (cm)

X_i = fracción de arena retenida entre dos tamices consecutivos (de las curvas granulométricas)

d_i = diámetro promedio de estos dos tamices (cm)

Tipos de Granos -----	Coefficiente de esfericidad Co	Porosidad típica Po
Esféricos	1,00	0,38
Redondeados	0,98	0,38
Desgastados	0,94	0,39
Agudos	0,81	0,40
Angulares	0,78	0,43
Triturados	0,70	0,48

Tabla 7. Coeficientes de esfericidad y porosidad para materiales granulares

Como valores típicos puede adoptarse para el cálculo

Arena natural Co = 0,75 Po = 0,40

Antracita triturada Co = 0,70 Po = 0,48

Granate triturado Co = 0,68 Po = 0,49

Ejemplo de cálculo 3

Se desea determinar la pérdida de carga inicial de un lecho filtrante homogéneo, estratificado naturalmente, de arena gruesa según la curva granulométrica de la **Figura 9**.

Para $U = 10 \text{ m/h} = 0,277 \text{ cm/s}$; $L = 70 \text{ cm}$; $T = 20^\circ\text{C}$; $\nu = 0,01 \text{ cm}^2/\text{s}$; $Co = 0,75$; $Po = 0,40$

para: $T = 5^\circ\text{C}$; $\nu = 0,015 \text{ cm}^2/\text{s}$ (invierno) y para:

$T = 20^\circ\text{C}$, $\nu = 0,01$ (condiciones estivales)

De la curva granulométrica

Tamiz ASTM	X_i $\times 10^2$	d_i mm	d_i^2 $\times 10^2$	x_i/d_i^2
6-8	4	2,87	8,24	0,49
8-10	12	2,19	4,8	2,5
10-12	12	1,84	3,39	3,54
12-14	19	1,54	2,37	8,01
14-16	27	1,3	1,69	15,98
16-20	23	1,01	1,02	22,55
20-25	3	0,77	0,5	5,95
	100%			

$$\sum_{i=1}^i \frac{x_i}{d_i^2} = 59,02$$

De la fórmula (4)

Para invierno

$$T = 5^{\circ}\text{C} \quad \text{y} \quad v = 0,015 \text{ cm}^2/\text{S}$$

$$h_o = \frac{5 \cdot 0,015}{981} 0,277 \frac{(1-0,40)^2}{0,40^3} \left(\frac{6}{0,75} \right)^2 \cdot 70 \left[\sum \frac{x_i}{d_i^2} \right] =$$

$$h_o = 0,5336 \left[\sum \frac{x_i}{d_i^2} \right] = 0,5336 \cdot 59,02 = 31,50 \text{ cm}$$

para $T = 20^{\circ}\text{C}$, tendríamos

$$h_o = \frac{21}{0,015} \cdot 0,010 = 21 \text{ cm.}$$

Ejemplo de cálculo 4

Se desea determinar la pérdida de carga inicial de un lecho filtrante triple para las temperaturas de 20°C y 5°C , donde las características del manto son:

L = altura total = 80 cm

L_1 = 60% antracita = 48 cm.

L_2 = 25% arena = 20 cm

L_3 = 15% granate = 12 cm.

Antracita	TE = 1,10 mm	CU = < 1,5	Co = 0,70	Po = 0,48
Arena	TE = 0,7 mm	CU = < 1,5	Co = 0,75	Po = 0,40
Granate	TE = 0,3 mm	CU = < 1,8	Co = 0,68	Po = 0,49

$$V = 10 \text{ m/h} = 0,277 \text{ cm/s}$$

$$v = 0,01 \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{para } T = 20^{\circ}\text{C}$$

$$v = 0,015 \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{para } T = 5^{\circ}\text{C}$$

De las curvas granulométricas

	TAMIZ	X_i	d_i	d_i^2	x_i / d_i^2
	ASTM	$\times 10^2$	mm	$\times 10^2$	
1, Antracita	6-8	12	2,87	8,24	1,46
	8-10	12	2,19	4,80	2,50
	10-12	16	1,84	3,39	4,72
	12-14	20	1,59	2,37	8,44
	14-16	24	1,30	1,69	14,20
	16-20	16	1,01	1,02	15,69
		100%			
					$\Sigma \frac{x_i}{d_i^2} = 47,01$

2, Arena	10-12	4	1,84	3,39	1,18
	12-14	12	1,54	2,37	5,06
	14-16	14	1,30	1,89	7,41
	16-20	46	1,01	1,02	45,1
	20-25	14	0,77	0,59	23,72
	25-30	6	0,65	0,42	14,28
	30-40	4	0,50	0,25	16
		100%			
					$\Sigma \frac{x_i}{d_i^2} = 112,75$

3, Granate	16-20	4	1,01	1,02	3,92
	20-25	12	0,77	0,59	20,34
	25-30	18	0,65	0,42	42,86
	30-40	28	0,50	0,25	112,00
	40-50	28	0,36	0,13	215,38
	50-60	10	0,27	0,07	142,85
		100%			
					$\Sigma \frac{x_i}{d_i^2} = 537,35$

Aplicando la fórmula 4

$$h_o = \frac{f^1 \cdot v}{g} V \frac{(1 - P_o)^2}{P_o^2} \left(\frac{6}{C_o} \right)^2 L \left[\sum_{i=1}^i \frac{x_i}{d_i^2} \right]$$

Para antracita

Para $T = 20^\circ\text{C}$

$$h_o = \frac{5 \cdot 0,01}{981} 0,227 \frac{(1 - 0,48)^2}{0,48^3} \left(\frac{6}{0,7} \right)^2 \cdot 48 \cdot 47,01 = 8,01 \text{ cm}$$

Para $T = 5^\circ\text{C}$

$h_o = 12 \text{ cm}$

Para arena

Para T = 20°C

$$h_o = \frac{5 \cdot 0,01}{981} 0,227 \frac{(1 - 0,40)^2}{0,40^3} \left(\frac{6}{0,77} \right)^2 \cdot 20 \cdot 112,75 = 11,46 \text{ cm}$$

Para T = 5°C

$$h_o = 17,19 \text{ cm}$$

Para granate

Para T = 20°C

$$h_o = \frac{5 \cdot 0,01}{981} 0,227 \frac{(1 - 0,49)^2}{0,49^3} \left(\frac{6}{0,68} \right)^2 \cdot 12 \cdot 537,35 = 15,66 \text{ cm}$$

Para T = 5°C

$$h_o = 23,50 \text{ cm}$$

Luego las pérdidas de carga totales iniciales en el lecho triple de las características expresadas serán:

$$\text{Verano (T = 20°C)} \quad H = 8,01 + 11,46 + 15,66 = 35,13 \text{ cm}$$

$$\text{Invierno (T = 5°C)} \quad H = 12 + 17,19 + 23,5 = 52,69 \text{ cm}$$

5.3. CARRERAS DE FILTRACIÓN

La duración de una carrera de filtración es una función compleja que depende de muchas variables: composición del agua a tratar (turbiedad, color, sólidos en suspensión, temperatura) velocidad de filtración, características del manto filtrante (tipo, profundidad, granulometría) pretratamiento (dosación de materias químicas) y de la calidad del agua filtrada que se desea obtener.

Bajas velocidades de filtración no aseguran una buena calidad de agua filtrada.

Con un pretratamiento químico adecuado y un buen diseño del filtro, hay poca diferencia en la calidad del agua filtrada cuando se operan los filtros a velocidades comprendidas entre 5 y 15 m³/m²h. Si el pretratamiento es pobre, se producirá agua de mala calidad.

Resulta interesante plantear en filtración directa la relación existente entre la producción bruta y la neta, pues permite analizar bajo una óptica diferente la eficiencia de este sistema.

Por producción neta se entiende la producción bruta menos el agua utilizada en el lavado y menos el volumen dejado de producir durante el lavado.

Se puede expresar así:

$$P_n = Q \cdot C - Q \cdot T_1 - Q_L \cdot T_1$$

Donde

P_n = producción neta (m^3)

Q = caudal horario (m^3/h)

C = tiempo de duración de la carrera de filtración (Hs)

T_1 = Tiempo de duración del lavado (Hs)

Q_L = Caudal de lavado (m^3/h)

si reemplazamos en (1)

$Q = u \cdot A_F$

$Q_L = U_L \cdot A_F$

donde

u = velocidad de filtración (m^3/m^2h)

U_L = velocidad de lavado (m^3/m^2h)

A_F = Area de filtrado

Tendremos:

$$P_n = u \cdot A_F \cdot C - u \cdot A_F T_1 - U_L A_F T_1 \quad (2)$$

Dividiendo ambos términos de la (2) por $A_F \cdot C$ obtenemos

$$u_n = u - u \frac{T_1}{C} - U_L \frac{T_1}{C} \quad (4)$$

Donde u_n = velocidad neta de filtración

Suponiendo, para la mayoría de los casos

$$T_1 = 10 \text{ minutos} = \frac{1}{6} \text{ hora} = 0,1667 \text{ hs (teniendo en cuenta apertura y cierre de válvulas)}$$

$$U_L = 36 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h (velocidad de lavado para } T = 15^\circ\text{C)}$$

Se tendría

$$u_n = u \left(1 - \frac{0,167}{C} - \frac{\frac{6}{C}}{C} \right) \quad (5)$$

Con esta expresión puede obtenerse la producción neta de un filtro, para distintas velocidades de filtración y carreras puesto que:

$$Pn = u_n \cdot A_F.$$

$$Pb = u \cdot A_F \cdot C \quad (Pb = \text{producción bruta})$$

Luego

$$\frac{Pn}{Pb} = \frac{u_n}{u} \quad y \quad Pn = Pb \frac{u_n}{u}$$

En base a la ecuación (5) se ha calculado **Tabla 8**, para distintas velocidades de filtración.

En la **Figura 12** se han graficado los valores. Se puede observar que la producción neta es relativamente insensible a la duración de la carrera.

Las curvas A, B, C, D, E y F representan la producción bruta en función de la duración de las distintas carreras. Las curvas A₁, B₁, C₁, D₁, E₁ y F₁ respectivamente representan la producción neta para las mismas carreras.

Se debe aclarar que para el desarrollo de estos cálculos se ha considerado que el sistema trabaja a caudal constante.

Sin embargo, el razonamiento sigue siendo válido cuando se trabaja a caudal declinante, dado que como se ha visto, las pérdidas de carga en el manto filtrante son directamente proporcionales a las velocidades de filtración.

Velocidad de filtración	Duración de la Carrera (hs)									
U m3/m2/h	5		10		15		20		24	
	Un m3/m2/h	Pn %	Un m3/m2/h	Pn %	Un m3/m2/h	Pn %	Un m3/m2/h	Pn %	Un m3/m2/h	Pn %
5	3,63	73%	4,32	86%	4,54	91%	4,66	93%	4,71	94%
6	4,60	77%	5,30	88%	5,53	92%	5,65	94%	5,71	95%
8	6,53	82%	7,27	91%	7,51	94%	7,63	95%	7,69	96%
10	8,46	85%	9,23	92%	9,49	95%	9,62	96%	9,68	97%
12	10,40	87%	11,20	93%	11,47	96%	11,60	97%	11,67	97%
15	13,30	89%	14,15	94%	14,43	96%	14,57	97%	14,65	98%
20	18,13	91%	19,06	95%	19,38	97%	19,53	98%	19,61	98%

Referencias:

U : Velocidad de filtración

P_b : Producción bruta

U_n : Velocidad neta de filtración

P_n : Producción neta

C : Carrera del filtro (hs)

$$u_n = u \left(1 - \frac{0.167}{C} \right) - \frac{6.012}{C}$$

$$P_n = \frac{u_n}{u} \cdot P_b = \%P_b$$

Tabla 8. Producción neta y carreras de filtración de un filtro en función de la velocidad de filtración

Velocidad de Filtración
(m³/m²/h)

Producción Bruta = $V_f \cdot A_f \cdot C$

Producción Neta = $V_n \cdot A_f \cdot C = (V_n / V_f) \cdot \%P_b$

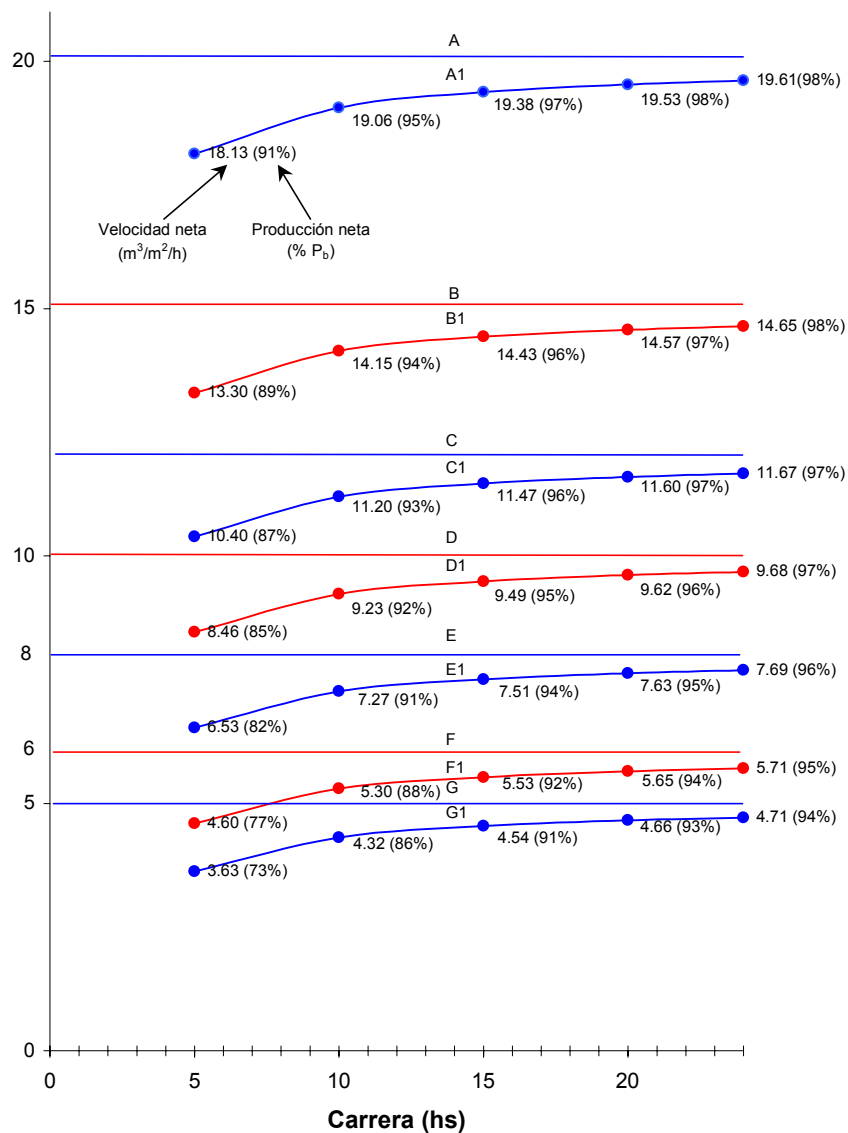


Figura 12. Producción neta en función de la carrera

Ejemplo de Cálculo 5

Se supone un filtro horizontal a presión, que presenta un área filtrante de 10 m^2 , trabajando a una velocidad de filtración de $10 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$, erogando un caudal de $100 \text{ m}^3/\text{h}$.

El agua a tratar, con turbiedad del orden de 35 NTU, presenta carreras de aproximadamente 20 hs.

Analizando en la **Figura 12** las D y D₁ se tiene

$$U = 10 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$C = 20 \text{ hs.}$$

$$P_B = 100 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$20 \text{ hs.} = 2000 \text{ m}^2$$

$$P_N = 2000 \cdot 0.9 = 1920 \text{ m}^3$$

Al producirse un aumento temporario de la turbiedad a 45 NTU, las carreras han disminuido a 18 hs.

Aumentando la velocidad de filtración a $15 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, del mismo gráfico (curvas B y B₁) se tiene:

$$V = 15 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$C = 18 \text{ hs.}$$

$$P_B = 150 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$18 \text{ hs.} = 2700 \text{ m}^3$$

$$P_N = 2700 \cdot 0.961 = 2595 \text{ m}^3$$

Aumentando la velocidad de filtración, y por supuesto disminuyendo la carrera, puede obtenerse una producción neta igual ó mayor que la original.

Es decir, estas curvas reflejan la relativa facilidad con que puede aumentarse la producción neta, aumentando la velocidad de filtración.

Si se dispone de capacidad hidráulica, lo que siempre es conveniente en filtración directa, estas plantas pueden rendir la misma producción neta, disminuyendo la carrera, dando al usuario la flexibilidad necesaria para absorber variaciones en la calidad del agua a tratar. La calidad del agua tratada será la misma, pero probablemente debe modificarse la dosación de materias químicas.

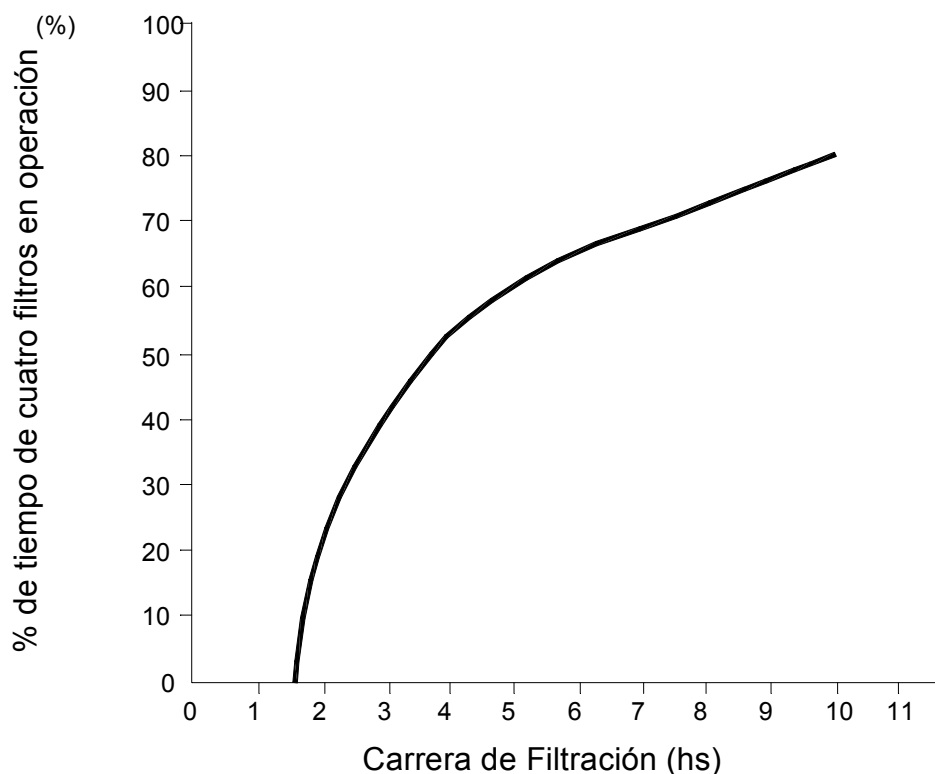


Figura 13. Porcentaje de tiempo de 4 filtros en operación en función de la carrera

5.3.1. Duración de las Carreras de Filtración

En el diseño de los filtros debe recordarse que carreras de larga duración no necesariamente producen una mayor producción neta.

En la **Figura 12** puede apreciarse que es poco lo que puede ganarse ampliando las carreras de 24 horas a infinito.

También deben evitarse las carreras muy cortas. En este caso, dado que un filtro debe retirarse del servicio para su limpieza, no todos estarían siempre funcionando.

En la **Figura 13** se muestra, para una batería de cuatro filtros trabajando a tasa declinante, el porcentaje del tiempo que todas las unidades estarían en servicio en función de la carrera.

Cuando estas son inferiores a 10-12 horas, un filtro estará fuera de servicio más del 20% del tiempo. Para el proyecto, esto significa que con carreras mínimas de 15 a 18 horas el área del filtro puede calcularse basándose en la velocidad de diseño suponiendo que todos los filtros están en servicio.

Con carreras inferiores a 10-12 horas, debe reducirse la velocidad de diseño para tener en cuenta los tiempos fuera de servicio de los filtros.

En la actualidad, la práctica usual aconseja para el diseño, utilizar velocidades de filtración tales que a caudal máximo y alta turbiedad permitan que las carreras sean mayores de 15 horas e inferiores a 24 hs.

No son deseables carreras superiores a las 30-36 horas.

Esto es especialmente válido para filtración directa a presión, dado que carreras largas llegan a producir una mayor compactación del lecho, disminuyendo su porosidad. El lavado del filtro en estos casos puede resultar ineficiente si no se proyecta con velocidad y tiempos mayores, lo que puede resultar antieconómico.

A título ilustrativo, algunos investigadores para estimar las carreras de filtración, han observado que en líneas generales siguen las siguientes pautas:

Unidades de Turbiedad	Carrera relativa
N.T.U.	Horas
50	X
25	1.5 X
10	2.5 X
5	4 X
1	7.5 X

Para aclarar esto, mediante observaciones de una planta existente que trate agua de calidad similar ó mediante ensayos piloto a una cierta velocidad de filtración, se ha obtenido una determinada carrera de x horas.

Suponiendo, por ejemplo, que para 50 NTU y a una velocidad de filtración de $12 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$, se ha obtenido una carrera de 8 horas, entonces:

Turbiedad	Carrera
N.T.U.	Horas
50	X = 8
25	1.5 X = 12
10	2.5 X = 20
5	4 X = 32
1	7.5 X = 60

Se debe insistir en que estas pautas empíricas dan solamente una idea aproximada de la duración de las carreras, útiles para un prediseño, pues la última palabra la deben tener los ensayos que se realicen.

5.4. LAVADO DE FILTROS

Consideraciones Generales

En la operación de los filtros, los principales problemas están asociados con el mantenimiento del lecho en buenas condiciones.

Un lavado inadecuado deja una capa fina comprensible de flocs alrededor de cada grano. Dado que la pérdida de carga aumenta progresivamente en la carrera subsiguiente, los vacíos se reducen y pueden formarse grietas en la superficie del lecho, por lo general cercanas a las paredes. Los depósitos más pesados superficiales se aglomeran durante el lavado y forman lo que se denomina bolas de barro.

Las bolas de barro no se desintegran en la operación de lavado. Si son pequeñas y de baja densidad, pueden flotar en la superficie del lecho fluidizado.

Por otra parte, si son más densas ó grandes pueden penetrar hasta el fondo del lecho, ó en el caso de lechos duales ó triples alojarse en la interfase de los distintos materiales.

El problema puede ser acumulativo (sucesivos lavados inadecuados) y en última instancia será necesario removerlas puesto que reducen la efectividad de la filtración por una parte, y acortan la carrera por la otra, agotando rápidamente la pérdida de carga disponible.

5.4.1. Tipos de Lavado

En filtración directa a presión se pueden mencionar los siguientes sistemas de lavado:

- Agua solamente, flujo ascendente.
- Aire y agua, en distintas modalidades, flujo ascendente.
- En filtros de doble flujo, agua solamente en direcciones opuestas a los flujos.

Agua solamente

Se inyecta desde el sistema colector inferior, de manera que el caudal produzca una determinada expansión del manto filtrante.

La práctica americana llevaba las expansiones hasta un 50%, criterio no compartido con la modalidad europea, que trabaja con expansiones del orden del 10 al 15%.

Dado que el mecanismo que produce el desprendimiento de la película que se adhiere a los granos es, fundamentalmente la fricción entre los mismos, no resulta beneficioso ir más allá de expansiones del 25%.

Este tipo de lavado puede usarse con sistemas de colectores inferiores compuestos de caños laterales perforados y manto soporte de grava, así como también en los que se utilice cañerías con toberas que evitan el uso de manto soporte.

Las velocidades de lavado recomendadas pueden variar entre 36 y 44 m³/m²h para lechos desde 0,6 m hasta 1,2 m.

Se debe tener en cuenta que la fijación de esta velocidad depende de la viscosidad y por lo tanto de la temperatura del agua.

Las velocidades en función de la viscosidad (y de la temperatura) se expresan en la fórmula:

$$\frac{U_T}{U_{10}} = \left(\frac{\mu_{10}}{\mu_T} \right)^{1/3}$$

Donde

U_T = velocidad de lavado a temperatura T°C (m³/m²h)

U_{10} = velocidad de lavado a temperatura 10°C (m³/m²h)

μ_{10} = Viscosidad dinámica del agua a 10°C (Kg. s/m²)

μ_T = Viscosidad dinámica del agua a T°C (Kg. s/m²)

Luego

$$U_T = U_{10} \left(\frac{\mu_{10}}{\mu_T} \right)^{1/3}$$

Para las distintas velocidad y temperaturas se presenta la **Tabla 9**.

La variación de temperatura, para obtener una misma expansión del lecho, implica variaciones en el caudal de lavado importantes que deben tenerse en cuenta en el diseño del sistema de bombeo. Las bombas y/o reservas deben dimensionarse para tener en cuenta las temperaturas máximas que puedan producirse.

U_{10} m ³ / m ² H	T ° C	μ kg S / m ² .10 ⁻⁴	$U_{T^{\circ}C}$ m ³ / m ² h
36	10	1,30	36,00
	15	1,14	37,60
	20	1,00	39,30
	25	0,89	40,80
	30	0,80	42,30
40	10	1,30	40,00
	15	1,14	41,70
	20	1,00	43,60
	25	0,89	45,40
	30	0,80	47,04
44	10	1,30	44,00
	15	1,14	46,00
	20	1,00	48,00
	25	0,89	50,00
	30	0,80	51,70

Tabla 9. Velocidad de lavado en función de la temperatura

Aire y agua

Existen diversas modalidades para este tipo de lavado: aire y agua separados, agua y aire simultáneamente, agua y aire simultáneamente y lavado final con agua.

Tradicionalmente la práctica americana ha sido utilizar aire a velocidades de 50 a 90 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$ durante 3-5 minutos, a una presión de 0,4 – 0,5 kg/cm^2 y luego agua a 36 – 54 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$, para obtener expansiones superiores a la fluidización del lecho.

Sin embargo, en la actualidad se tiende a adoptar las prácticas europeas, especialmente las del Reino Unido, que aplican aire a 18 – 30 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$, durante 3 – 5 minutos a presión de 0,4 – 0,5 kg/cm^2 y luego agua a 18 – 20 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$ de manera de obtener mínima fluidización del manto.

En estos dos casos, es posible utilizar mantos soporte de grava clasificada sobre sistemas de colectores inferiores de caños perforados, aunque su altura mínima debe ser del orden de los 0,5 m. La experiencia indica que han existido fallas, específicamente desestratificación del manto de grava, con la consiguiente pérdida de lecho filtrante.

Esto ha conducido a la incorporación de toberas especiales a los sistemas colectores inferiores, de avanzado diseño, que eliminan la necesidad del manto soporte de grava y a la vez eliminan ó minimizan el problema mencionado.

El lavado con aire y agua simultáneamente no se utiliza con la frecuencia del anterior, aunque puede resultar en economía de volumen de agua de lavado.

Los valores típicos para el aire son de 10 – 20 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$, presión 0,6 kg/cm^2 , y para el agua de 15 - 20 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$.

Al introducir aire simultáneamente con el agua, se disminuye la densidad de ésta, lo que produce un acentuado incremento de la velocidad lineal ascensional del agua.

Sin embargo, esto produce un aumento relativo de la densidad del lecho así que a pesar de la elevada velocidad ascensional, el lecho se encuentra sub-fluidizado pero experimenta una vigorosa agitación. Esto favorece la fricción entre granos y por lo tanto la limpieza del manto.

Este método exige el uso de toberas en el sistema colector inferior.

La duración del lavado con aire y agua puede ser del orden de los 3 a los 5 minutos.

Puede finalizarse el ciclo de limpieza, cerrando el aire y continuando con 3 minutos de agua solamente, a una velocidad de 20 - 30 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$.

En lechos duales o triples, cualquiera sea el método de lavado empleado debe preverse siempre un lavado final con agua de manera de poder re-estratificar los lechos, de lo contrario puede producirse una intermezcla de los granos que afectan el principio de diseño de estos mantos.

Tipo de lecho filtrante		Convencional	Simple no estratificado	Dual y triple	Flujo ascendente	Doble flujo
Altura	m	0,6 - 0,8	1 – 1,8	0,8-0,9	1 – 1,2	1–1,3
Manto soporte	m	0,4 – 0,5	NO	0,4-0,5	0,4 – 0,5	0,4–0,5
Colector Inferior						
1) Caño central, laterales y orificios	-	SI	NO	SI	SI	SI
2) Caño central, laterales y toberas	-	SI	SI	SI	SI	SI
Lavado						
- Agua Solamente						
Agua	m ³ /m ² h	36 – 40	40 – 50	36-50	40-50	40-50 20-30
Presión	kg/cm ²	0,8	1 – 1,2	0,8	0,8 - 1	0,8
Expansión	%	15	20	15	---	---
Duración	min.	4 – 6	6 – 8	6 - 8	5 - 8	5 – 8
- Agua y Aire						
Aire	m ³ /m ² h	50	60 – 90	50-60		
Presión	kg/cm ²	0,4	0,6	0,4	NO	NO
Agua	kg/cm ²	36	40 – 44	36-40		
Presión	kg/cm ²	0,8	1 – 1,2	0,8		
Expansión	%	20	30	20		
Duración	min.	2 + 4	3 + 6	6-8 (*)		
- Agua y Aire simultáneos						
Aire	m ³ /m ² h	10	20	15-20		
Presión	kg/cm ²	0,4	0,6	0,4		
Agua	m ³ /m ² h	20	36	20-30	NO	NO
Presión	kg/cm ²	0,8	1 – 1,2	0,8		
Expansión	%	15	20	20		
Duración	min.	3 - 6	5 - 6	6-8 (*)		

Nota: Los caudales indicados están referidos a una temperatura de 15°C.

(*) Requiere lavado final con agua para re-estratificar los lechos

Tabla 10. -a). b). c). Filtración directa – Filtros a presión

5.4.2. Expansión del Lecho Durante el Lavado

En filtración a presión resulta muy importante la determinación de la expansión del lecho, puesto que determina la altura recta del recipiente; ésta se compone de:

- Altura del manto soporte (si lo hay)
- Altura del lecho filtrante
- Expansión máxima del lecho
- Margen de seguridad (para evitar la fuga de finos)

Es evidente que una expansión grande lleva a mayores costos, mientras que una pequeña conduce a posibles pérdidas de material filtrante.

Amirtarajah y Cleasby desarrollaron un método para predecir la expansión de mantos de arena clasificada.

La ventaja del método consiste en que conociendo las características de la arena (tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y porosidad inicial) puede calcularse su expansión para cualquier caudal de lavado y temperatura. Su desarrollo se indica a continuación:

Se calcula la velocidad mínima de fluidización mediante la siguiente expresión:

$$U_{mf} = \frac{22 (d_{60})^{1,82} [\gamma (\gamma_m - \gamma)]^{0,94}}{\mu^{0,88}} \quad (1)$$

Donde

22 = coeficiente de transformación de unidades

U_{mf} = velocidad mínima para iniciar la fluidización (m^3/m^2h)

d_{60} = diámetro de la partícula que pasa el 60%. De la definición de tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad $d_{60} = TE \cdot Cu$.

γ, γ_m = densidad del agua y del medio ($kg./dm^3$)

μ = viscosidad del agua (a $T^\circ C$) (Centipoises)

Se determina el número de Reynolds correspondiente a la mínima velocidad de fluidización para la partícula de d_{60} , con:

$$R_{emf} = (0,278 \gamma \cdot U_{mf} \cdot d_{60}) / \mu \quad (\text{adimensional}) \quad (2)$$

Donde

0,278 = coeficiente de transformación de unidades.

Si el número de Reynolds es mayor que 10, se debe aplicar un factor de corrección a la U_{mf} , dado por:

$$K_{Re} = 1,775 R_{emf}^{-0,272} \quad (3)$$

Se calcula luego la velocidad U_s de decantación de la hipotética partícula representada por d_{60} mediante:

$$U_s = 8,35 U_{mf} \quad (4)$$

Donde

U_s = velocidad de decantación de la partícula d_{60} (m^3/m^2h).

Para calcular el coeficiente de expansión n de la arena, debe obtenerse el nuevo número de Reynolds para la partícula, basado en U_s , con

$$R_{eo} = (0,278 \cdot \gamma \cdot U_s \cdot d_{60}) / \mu \quad (\text{adimensional}) \quad (5)$$

y luego

$$n = 4,45 \cdot R_{eo}^{-0,1} \quad (6)$$

Donde

n = coeficiente de expansión (adimensional)

Utilizando ahora los valores de U_{mf} y p_o (porosidad inicial del lecho) se determina la constante C de la ecuación

$$U_{mf} = C \cdot p_o^n \quad (7)$$

Para ahora determinar p (porosidad del lecho expandido) para una determinada velocidad de lavado, dado que se han obtenido la constante C y el coeficiente de expansión n , se aplica

$$U = C \cdot p^n \quad \therefore \quad p = \left(\frac{U}{C} \right)^{1/n} \quad (8)$$

Donde

U = velocidad de lavado ($\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$)

p = porosidad de lecho expandido (%)

Podemos ahora calcular la profundidad del manto expandido, a partir de la altura del manto estático con:

$$L_{ex} = (1 - p) = L_o (1 - p_o) \quad (9)$$

Donde

L_{ex} = altura del lecho expandido (m)

L_o = altura del lecho estático (m)

$$L_{ex} = L_o \frac{(1 - p_o)}{(1 - p)} \quad (10)$$

Y por lo tanto la expansión, expresada en %

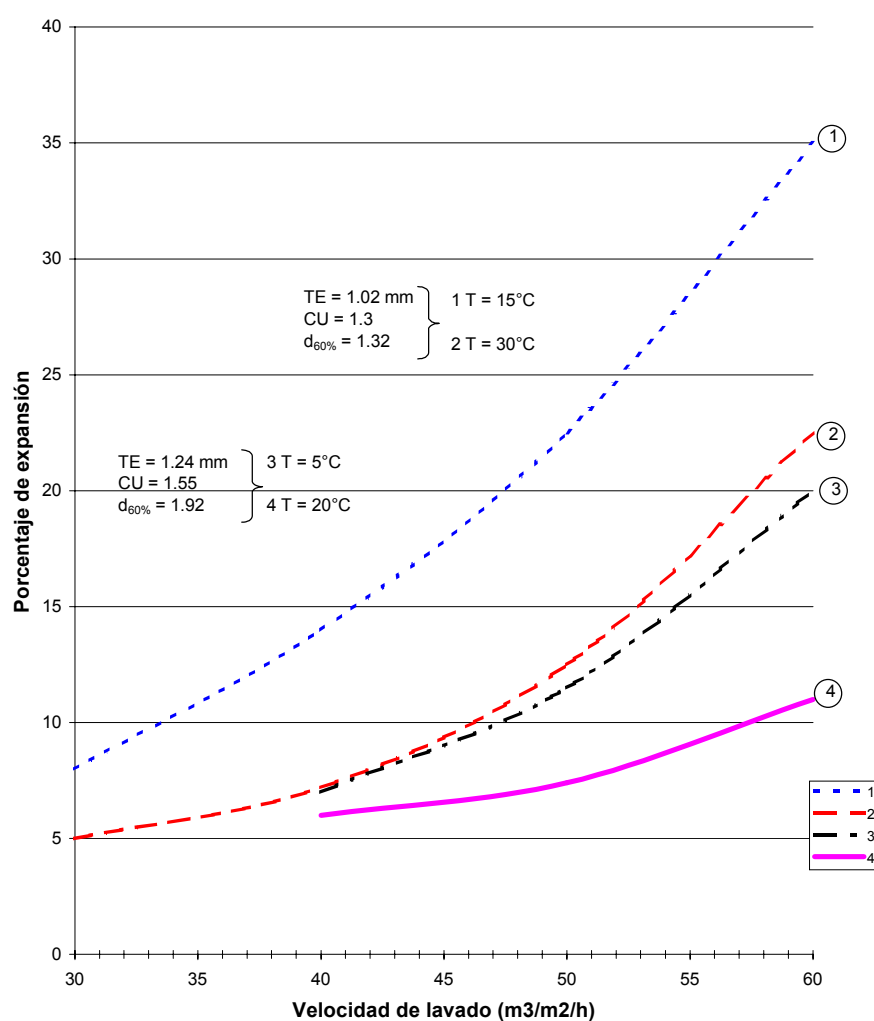
Será

$$E_x \% = \frac{L_{ex} - L_o}{L_o} \cdot 100$$

Debe tenerse en cuenta que la expansión mínima está dada por la temperatura más alta, lo que controla la eficiencia del lavado. La expansión máxima se produce a la temperatura más baja y determina la posición de la colectora del agua de lavado.

En el caso de lechos duales (antracita y arena) es conveniente compatibilizar la granulometría de ambos materiales para obtener una expansión óptima.

Para ello, la arena del fondo del lecho y la antracita en la interfase deben tener aproximadamente la misma velocidad de fluidización para asegurar que todo el lecho se expande al caudal de lavado seleccionado.



Fuente: A, Amirtarajah. Jour. AWWA 64-52-59 (1972)

Figura 14. Características típicas de expansión de antracita clasificadas en función del caudal de lavado

Se ha determinado experimentalmente, que, si la antracita se encuentra en valores típicos de densidad de 1,65 a 1,75 kg/dm³, la relación d_{90%} de la antracita a la de d_{10%} de

la arena es aproximadamente igual a 3, la mezcla en la interfase es pequeña (5 a 10 cm). En cambio, si es del orden de 4, se produce una intermezcla pronunciada, mientras que valores de 2 a 2,5 resultan en una separación mínima.

Cuando se produce una intermezcla pronunciada, se pierden los beneficios de una filtración de granos gruesos a finos.

Por lo tanto, es recomendable la relación aproximada $d_{90\%}/d_{10\%} \cong 3$.

Para la antracita no se dispone todavía de un modelo matemático satisfactorio, como el desarrollo anteriormente. Sin embargo, para asistir al proyectista, se puede efectuar una estimación aproximada a partir de las curvas indicadas en la **Figura 14**.

Las curvas que se muestran en la **Figura 14** son el resultado experimental para dos materiales distintos y comercialmente disponibles, típicamente utilizados en filtración.

Los métodos expuestos se aclaran en los siguiente ejemplos de cálculo.

Ejemplos de cálculo 6

Se desean conocer la expansión de un lecho, durante el lavado, de arena clasificada de las siguientes características:

$$T.E. = 0,7$$

$$C.U. = 1,5$$

$$d_{60\%} = 1,05 \text{ mm}$$

$$d_{90\%} = 2,1 \text{ mm}$$

$$p_o = 0,4$$

$$Lo = 0,7 \text{ m}$$

Para la temperatura máxima de 25°C y mínima de 10°C.

En este caso tenemos que las viscosidades serán:

$$\mu_{25} = 0,895 \text{ cp} \quad y \quad \mu_{10} = 1,3 \text{ cp}$$

Aplicando de fórmula (1)

$$U_{mf} = \frac{22 \cdot (d_{60})^{1,82} [\gamma(\gamma_m - \gamma)]^{0,94}}{\gamma^{0,88}}$$

$$U_{mf} = \frac{22 \cdot (1,05)^{1,82} [1 (2,65 - 1)]^{0,94}}{0,895^{0,88}} = 42,44 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h}$$

Aplicando la fórmula (2)

$$R_{emf} = (0,278 \gamma U_{mf} \cdot d_{60}) / \mu$$

$$R_{emf} = \frac{0,278 \cdot 1 \cdot 42,44 \cdot 1,05}{0,895} = 13,84$$

Dado que $R_{emf} > 10$ calculamos el factor de corrección.

$$K_{Re} = 1,775 R_{emf}^{-0,272} = 1,775 \cdot 13,84^{0,272} = 0,868 \quad (3)$$

Luego

$$U_{mf} = 0,868 \cdot 42,44 = 36,86 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h}$$

De (4) $U_S = 8,45 U_{mf}$

$$U_S = 8,45 \cdot 36,86 = 311,48 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$$

De (5) $R_{eo} = (0,278 \cdot \gamma \cdot U_S \cdot d_{60}) / \mu$

$$R_{eo} = \frac{0,278 \cdot 1 \cdot 311,48 \cdot 1,05}{0,895} = 101,59$$

Calculamos el coeficiente de expansión con (6)

$$n = 4,45 \cdot R_{eo}^{-0,1}$$

$$n = 4,45 \cdot 101,59^{-0,1} = 2,8$$

De (7)

$$U_{mf} = C \cdot p \sigma^n$$

$$36,86 = C \cdot 0,4^{2,8} \quad C = 479,5$$

Adoptando velocidad de lavado $U = 45 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h} \quad (8)$

$$p = \left(\frac{U}{C} \right)^{1/2}$$

$$p = \left(\frac{45}{479,5} \right)^{1/2,8} = 0,43$$

De la fórmula (10)

$$L_{ex} = L_c \frac{(1 - p_o)}{1 - p}$$

$$L_{ex} = 0,7 \frac{1 - 0,4}{1 - 0,43} = 0,74 \text{ m}$$

Luego la expansión del lecho para $T = 25^\circ\text{C}$ será

$$E_x = \frac{L_{ex} - L_o}{L_o} \cdot 100 = \frac{0,74 - 0,7}{0,7} \cdot 100 = 5,7 \%$$

Siguiendo el mismo procedimiento calcularemos la expansión para $T = 10^\circ\text{C}$

$$U_{mf} = 22 \cdot (1,05)^{1,82} [1(2,65 - 1)]^{0,94} = 30,56 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h}$$

$$R_{mf} = \frac{0,278 \cdot 1 \cdot 30,56 \cdot 1,05}{1,3} = 6,86 < 10$$

$$U_s = 8,45 \cdot 30,536 = 258,23 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h}$$

$$R_{eo} = \frac{0,278 \cdot 1 \cdot 258,23 \cdot 1,05}{1,3} = 57,98$$

$$n = 4,45 \cdot 57,98^{-0,1} = 2,46$$

$$C = 30,56 / 0,4^{2,96} = 460,3$$

Para $U = 45 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$

$$p = \left(\frac{45}{460,3} \right)^{1/2,96} = 0,46$$

$$L_{ex} = 0,7 \frac{1 - 0,4}{1 - 0,46} \cdot 100 = 0,78 \text{ m}$$

Luego

$$E_x = \frac{0,78 - 0,7}{0,7} \cdot 100 = 11,4 \%$$

De acuerdo con estos resultados deberá preverse en el recipiente una cámara de expansión del 15 al 20%, para tener en cuenta la posible fuga de finos, que, por abrasión, se producen a lo largo de sucesivos lavados.

Ejemplo 7

Se necesita conocer la expansión de un lecho dual de antracita y arena clasificadas de las siguientes características:

Antracita	Arena
T.E. = 0,9 mm	T.E. = 0,6 mm
C.U. = 1,5	C.U. = 1,4
d _{60%} = 1,35 mm	d _{60%} = 0,84 mm
d _{90%} = 1,8 mm	d _{90%} = 1,3 mm
Po = 0,5	Po = 0,4
Altura del manto = 0,46 m	Altura del manto = 0,38 m

Altura total del lecho filtrante = 0,46 + 0,38 = 0,84 m.

Aplicando el método del ejemplo 6 para la arena tenemos:

$$U_{mf} = \frac{22 \cdot (0,84)^{1,82} [1(2,65 - 1)]^{0,94}}{0,895^{0,88}} = 28,27 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h}$$

$$U = 8,45 \cdot 28,27 = 238 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h}$$

$$R_{eo} = (0,278 \cdot 1 \cdot 239 \cdot 0,84) / 0,895 = 62,33$$

$$n = 4,45 \cdot 62,33^{-0,1} = 2,94$$

$$C = 28,27 / 0,4^{2,94} = 418$$

Adoptando

$$U = 53 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h}$$

$$p = \left(\frac{53}{418} \right)^{1/2,96} = 0,49$$

$$L_{ex} = 0,38 \frac{1 - 0,4}{1 - 0,49} = 0,45 \text{ m}$$

Luego

$$E_x = \frac{0,45 - 0,38}{0,38} \cdot 100 = 18,4\%$$

La altura del lecho de arena cuando está expandido es de 0,45 m, o sea tiene una expansión del 18,4%.

La antracita tiene un $d_{60\%}$ de 1,35 mm.

Suponiendo que sus características son similares a las ilustradas por las curvas 1 y 2 de la **Figura 14**, interpolando para una temperatura de 25°C, la expansión estimada para $U = 53 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$ es 19%

Luego tenemos:

Altura de la antracita expandida = $0,46 \cdot 1,19 = 0,547 \text{ m}$

Altura de la arena expandida = $0,38 \cdot 1,184 = 0,45 \text{ m}$

Altura total del lecho expandido = $0,55 + 0,45 = 1,00 \text{ m}$

La expansión total del lecho dual será $(1 - 0,84) / 0,84 = 19\%$

Dado que a temperaturas inferiores la expansión es mayor, efectuando cálculos similares a los anteriores para $T = 10^\circ\text{C}$ se obtiene

Altura de la antracita expandida = $0,46 \cdot 1,30 = 0,59 \text{ m}$
(extrapolando por temperatura)

Altura de la arena expandida = $0,38 \cdot 1,29 = 0,49 \text{ m}$

Altura total del lecho expandido = $0,49 + 0,59 = 1,08 \text{ m}$

La expansión total del lecho dual será $(1,08 - 0,84) / 0,84 = 28,6\%$

En este caso debería preverse una cámara de expansión mínima del 35%

5.4.3. Pérdida de Carga Durante el Lavado

Para proyectar el sistema de lavado de los filtros se debe conocer la pérdida en el manto filtrante durante esa operación.

Se utiliza la siguiente ecuación

$$h = L(\gamma - 1)(1 - Po) \quad (1)$$

Donde

h = pérdida de carga (cm.c.a.)

L = altura del manto (cm)

γ_m = densidad del material (kg/dm^3)

Po = porosidad estática del manto (%)

Para obtener la pérdida de carga total, se debe tener en cuenta:

- Pérdidas por fricción en la cañería y accesorios desde la bomba de lavado hasta la entrada del filtro
- Pérdidas por fricción en el manifold de válvulas de comando del filtro
- Pérdidas en la colectora inferior del filtro
- Pérdidas en el manto soporte (si se proyecta)
- Pérdidas en el lecho filtrante
- Pérdidas de salida en la colectora superior
- Pérdidas de salida en el manifold del filtro y cañería hasta el lugar de la descarga.

Aplicando aquí la fórmula (1) para los lechos de los ejemplos anteriores, tenemos:

Ejemplo 8

Pérdida de carga durante el lavado de un lecho de arena clasificada de las siguientes características:

$L = 70 \text{ cm}$ (altura del manto estático)

$P_o = 0,4$ (porosidad estática)

$\gamma_m = 2,65 \text{ kg/cm}^3$ (densidad)

Aplicando la fórmula (1)

$$h = L(\gamma_m - 1)(1 - P_o)$$

$$h = 70(2,65 - 1)(1 - 0,4) = 69,3 \text{ cm c.a.} = 0,69 \text{ m.c.a.}$$

Ejemplo 9

Pérdida de carga durante el lavado de un lecho dual de las siguientes características

Antracita	Arena
$L = 46 \text{ cm.}$	$L = 38 \text{ cm}$
$P_o = 0,5$	$P_o = 0,4$
$\gamma_m = 1,5 \text{ kg/dm}^3$	$\gamma_m = 2,65 \text{ kg/dm}^3$

Aplicando la fórmula (1)

Para la arena

$$h_1 = 38 (2,65 - 1)(1 - 0,4) = 37,62 \text{ cm.c.a.} = 0,38 \text{ m.c.a.}$$

Para la antracita

$$h_2 = 46 (1,5 - 1)(1 - 0,5) = 11,5 \text{ cm.c.a.} = 0,12 \text{ m.c.a.}$$

Pérdida Total:

$$h = h_1 + h_2 = 0,38 + 0,12 = 0,5 \text{ m.c.a.}$$

5.4.4. Cantidad de Agua de Lavado

Como se ha visto, la cantidad de agua de lavado depende del método que se utilice (agua solamente, aire y agua) de la duración de la carrera de filtración, del tiempo neto de lavado y de la temperatura.

Se puede, sin embargo, tener una idea a priori del porcentaje de agua de lavado con respecto a la producción teniendo en cuenta lo siguiente:

1). Como se ha visto se recomienda carreras de filtración no mayores a 24 horas, ni inferiores a las 15 horas ($15 \leq C \leq 24$)

2). De las expresiones

$$V_L = u_L \cdot A_f \cdot T_L \cdot n \quad (1)$$

Donde

V_L = Volumen de agua de lavado (m^3)

u_L = velocidad de lavado ($\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$)

A_f = Area de filtro

T_L = duración de lavado (hs.)

n = número de lavados por día (d^{-1})

$$V = U_f \cdot A_f \cdot C \quad (2)$$

donde

V = volumen de agua producida (m^3)

U_f = velocidad de filtración ($\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$)

C = duración de la carrera del filtro

3). Dividiendo (1) por (2)

$$\frac{V_L}{V} = 100 \cdot \frac{U_L}{U_f} T_L \cdot \frac{n}{C} (\%) \quad (3)$$

4). Tabulando los valores de n/C , dentro de los límites aconsejables

C	n	n/C
Hs	d ⁻¹	----
24	1	0,0417
22	1,09	0,0495
20	1,2	0,06
18	1,33	0,0738
16	1,5	0,0438

5). Conociendo las velocidades de filtración y de lavado de un proyecto determinado, suponiendo como duración neta del lavado $T = 6 \text{ min.} = 0,1 \text{ hs}$, es posible acotar los porcentajes de lavado. Por supuesto, pueden modificarse las variables, pero se entiende que la expresión (3), puede dar una idea aproximada de los volúmenes requeridos para el lavado.

6). Ejemplo de cálculo

Suponiendo:

$T^{\circ}\text{C}$	=	10°C	$T^{\circ}\text{C}$	=	25°C
U_f	=	$12 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$	U_f	=	$12 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$
U_L	=	$36 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$	U_L	=	$41 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$

Aplicando (3) para los distintos valores de n/C tendríamos

n/C	$T = 10^{\circ}\text{C}$	$T = 25^{\circ}\text{C}$
	$V_L/V \%$	$V_L/V \%$
0,0417	1,25	1,42
0,0495	1,48	1,69
0,06	1,8	2,05
0,0778	2,33	2,66
0,0438	2,81	3,2

Es decir, considerando las condiciones de verano, se podrían necesitar, para este caso, un 3,2% máximo de agua de lavado.

5.4.5. Reciclado del Agua de Lavado

Puede resultar interesante en algunos casos la reutilización del agua de lavado incorporándola, previo tratamiento, al circuito del sistema.

Esto puede suceder cuando la fuente de alimentación, por varias razones, debe restringir su aporte a la planta de tratamiento, ó cuando la legislación vigente ó futura limite la descarga de efluentes a la fuente receptora.

Por lo general, el primer caso no se presenta en nuestro país, pero podría suceder cuando fuese necesario tratar por filtración directa aguas subterráneas.

En el caso de la legislación vigente, las normas limitan, para el caso que nos ocupa, la cantidad de sólidos en suspensión de acuerdo a las características de la fuente receptora. La tendencia actual es la de limitar al máximo la descarga de efluentes líquidos hasta llegar a una meta donde sea nula. Esto no se encuentra legislado en el país, pero cabe que suceda en la próxima década.

En la **Figura 15** se presenta un diagrama típico de este sistema.

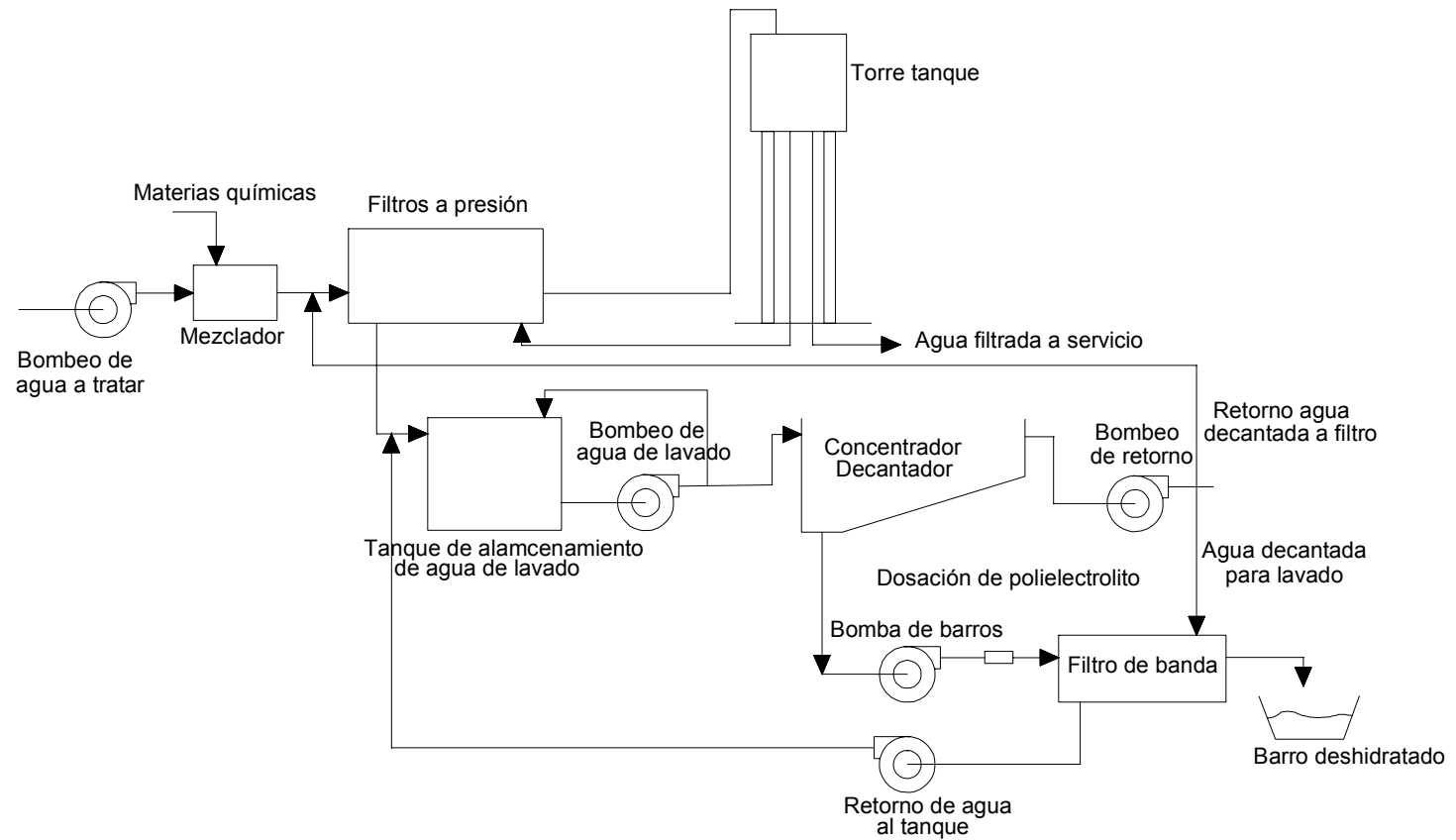


Figura 15. Sistema de recuperación de agua de lavado: esquema típico

A título ilustrativo se presenta un ejemplo de cálculo estimativo para un anteproyecto.

Ejemplo de cálculo 10

Se desea recuperar el agua de lavado de una planta de filtración directa a presión que produzca un caudal diario neto de 10.000 m³/día.

El agua a tratar presenta una turbiedad máxima de 50 NTU y de 28 mg/l de sólidos en suspensión.

Se estiman carreras mínimas de filtración de 12 hs. es decir, 2 lavados por día.

En estas condiciones se considera:

Volumen de agua de lavado $V_L = 3,5\% = 0,035 \cdot 10.000 = 350 \text{ m}^3/\text{día}$

Se debe proyectar la etapa de filtración para un caudal bruto de:

$Q_B = 10.350 \text{ m}^3/\text{día}$

Sólidos en suspensión diarias = SSd

$SSd = Q_B \cdot SS = 10.350 \text{ m}^3/\text{día} \cdot 0,028 \text{ kg/m}^3 = 289,8 \text{ kg/día}$

Como sólidos secos, que se incorporan al agua de lavado.

Cada lavado produce un volumen de aproximadamente 180 m³. Este volumen debe extraerse del tanque de almacenamiento en un tiempo inferior al que media entre carreras de filtración (< 12 hs).

El volumen mínimo del tanque debe ser entonces de 180 m³. Tomando un margen de seguridad se proyectan las bombas de extracción para un caudal de 180 m³/10 horas = 18 m³/h.

Debe preverse una recirculación, a la salida de las bombas hacia el tanque de almacenamiento para evitar que decanten en el mismo los sólidos en suspensión, del orden del 5 al 10%.

Se proyecta el concentrador decantador, del tipo de alta velocidad en profundidades reducidas, a una velocidad superficial conservadora, del orden de 2 a 3 m³/m²h.

El área del concentrador será entonces:

$A_C = 18 \text{ m}^3/\text{h} / 2 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h} = 9 \text{ m}^2$

Adoptando módulos a 60°, con sección de 5 cm x 5 cm, de 50 cm de altura, resulta una velocidad superficial equivalente < 0,5 m³/m²h y un número de Reynolds < 25.

La carga superficial de sólidos será:

$$C_{ss} = \frac{289,8 \text{ kg SS} / \text{día}}{24 \text{ hs} / \text{día} \cdot 9 \text{ m}^2} = 1,34 \text{ kg SS} / \text{m}^2 \text{ h}$$

En estas condiciones el agua decantada presentará una turbiedad inferior a 5 NTU y se recicla a la entrada de la planta (Ver **Figura 15**).

La purga del decantador, del orden del 2 al 5%, se adopta el 3%:

$$P_c = 18 \text{ m}^3 / \text{h} \cdot 0,03 = 0,54 \text{ m}^3 / \text{h} = 540 \text{ kg} / \text{h}$$

Los sólidos horarios:

$$SS_h = \frac{289,8 \text{ kg} / \text{día}}{24 \text{ hs} / \text{día}} = 12,07 \text{ kg} / \text{h}$$

La concentración (en peso) resulta aproximadamente

$$C = \frac{12,07 \text{ kg} / \text{h}}{540 \text{ kg} / \text{h}} = 2,24\%$$

Esto es fácilmente bombeable al filtro de bandas. Previamente se debe dosar con aproximadamente 10 mg/l de polielectrolito, cuya mezcla se puede efectuar en un mezclador estático.

La concentración final de los barros, a la salida del filtro de bandas, será del orden del 15 al 18%.

El filtro de bandas se especifica entonces para tratar un caudal de 0,3 a 0,6 m³/h de barros concentrados al 2 – 3%.

Como resultado final se tendrá:

Barros diarios: aproximadamente 290 kg /día (como sólidos secos)

En volumen: 1,93 a 1,61 m³/día (15 al 18%)

5.5. VELOCIDAD DE FILTRACIÓN

En la práctica usual de la ingeniería sanitaria es conveniente expresar la velocidad de filtración como una carga superficial, esto es, como el cociente entre el caudal y el área de filtración: metros cúbicos por hora por metro cuadrado ó metros cúbicos por día por metro cuadrado (m³/m²h, m³/m²día), el equivalente anglosajón es galones por minuto por pie cuadrado ó galones por día por pie cuadrado (gpm/ft², gpd/ft²). (Ver también el Numeral 10 del Capítulo VII de las Fundamentaciones).

Esto tiene la ventaja de poder visualizar rápidamente el caudal erogado por un filtro de un área determinada, conociendo su velocidad de filtración de la manera expresada.

Se ha visto que tiene poca influencia en la calidad del agua filtrada, no así en lo que hace a las carreras de filtración.

Determinados los análisis del agua a tratar, el proyectista puede a priori especificar una determinada velocidad de filtración y seleccionar en función de la misma el medio filtrante.

Se puede también proceder a la inversa, dada la cantidad de alternativas posibles hoy en día de medios filtrantes.

En general para soluciones técnicamente equivalentes, prevalecen aquellas que presentan un costo anual mínimo, entendiendo por tal el costo de inversión, amortización anual y costo de explotación, calculados a valores presentes netos.

En filtración directa a presión las velocidades de filtración se encuentran en el rango de 6 a 20 m³/m²h.

Desde el punto de vista puramente hidráulico es interesante comparar estas velocidades con las que se presentan en cañerías a presión, del orden de los 0,5 a 5 m/seg., donde el régimen es francamente turbulento.

Por ejemplo, en una tubería de 20 cm. de diámetro, donde circula agua a una velocidad de 2 m/seg., y temperatura de 20°C, tendríamos:

$$Re = \frac{\gamma \cdot U \cdot D}{\mu}$$

donde

γ = densidad (gr/cm³)

U = velocidad (cm/seg.)

D = diámetro (cm)

μ = viscosidad dinámica (0,01 gr./cm s a 20°C)

$$Re = \frac{1 \cdot 200 \cdot 20}{0,01} = 400.000$$

En lechos filtrantes homogéneos de arena con TE = 0,6 mm y CU = < 1,6 y de antracita con TE = 1,2 mm y CU = < 1,5, se tiene que la dimensión aproximada de los intersticios entre los granos es de 0,1 a 0,2 mm y de 0,3 a 0,6 mm respectivamente.

Para las velocidades de filtración de 6 a 20 m³/m² h (0,166 cm/seg. a 3,33 cm/seg.) tendríamos:

$$Re = \frac{1 \cdot 0,166 \cdot 0,2}{0,01} = 3,32 \quad (u = 6 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h})$$

$$Re = \frac{1 \cdot 3,33 \cdot 0,2}{0,01} = 66,6 \quad (u = 20 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h})$$

para la arena, y

$$Re = \frac{1 \cdot 0,166 \cdot 0,6}{0,01} = 9,96 \quad (u = 6 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h})$$

$$Re = \frac{1 \cdot 3,33 \cdot 0,6}{0,01} = 199,8 \quad (u = 20 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h})$$

para la antracita

Se puede observar que el régimen hidráulico en los mantos filtrantes se encuentra a las velocidades aptas para filtración directa, en el rango totalmente laminar, muy por debajo del régimen de transición (aprox. $Re < 1200$).

En estas condiciones, las pérdidas de carga en los lechos filtrantes son linealmente proporcionales a la velocidad de filtración.

5.5.1. Efecto de Cambios en la Velocidad de Filtración

Cualquier aumento o disminución de la misma en un filtro producirá algún deterioro en la calidad del agua filtrada durante un breve período posterior (0,5 – 2 h).

La importancia del deterioro depende de:

- La magnitud del cambio; cuanto mayor sea el mismo, peor es el efecto.
- La velocidad del cambio; cuanto más rápido, peor efecto.
- Las características del agua; distintas calidades presentan diferentes sensibilidades al cambio de velocidad.
- Otros factores; el uso de ayudantes de filtración (polímeros) puede reducir la magnitud de los efectos observados.

En filtración directa a presión, a tasa declinante, estos efectos se minimizan, pero pueden presentarse en una batería de filtros cuando deba entrar o salir de servicio una de las unidades, por necesidades de lavado.

En este caso la magnitud de la perturbación depende de la cantidad de unidades de la batería, cuanto mayor sea su número, menor será la variación, al quedar fuera de servicio por lavado una de ellas. Se distribuirá entre muchas unidades el caudal a tomar por las restantes y menor será la variación de la velocidad de filtración. Puede, además,

controlarse la duración del cambio mediante el control del tiempo de apertura y cierre de las válvulas de entrada y salida.

5.5.2. Area Filtrante

Los filtros a presión pueden ser verticales ú horizontales. El área filtrante de los primeros es directamente la proyección horizontal del cilindro.

En el caso de filtros horizontales el área filtrante está dada por el producto del diámetro por el largo recto, sin tener en cuenta la proyección de los casquetes.

En las figuras 16 a 21 se ilustran las áreas filtrantes y la disposición de los mantos de los tipos más comunes, de dimensiones máximas.

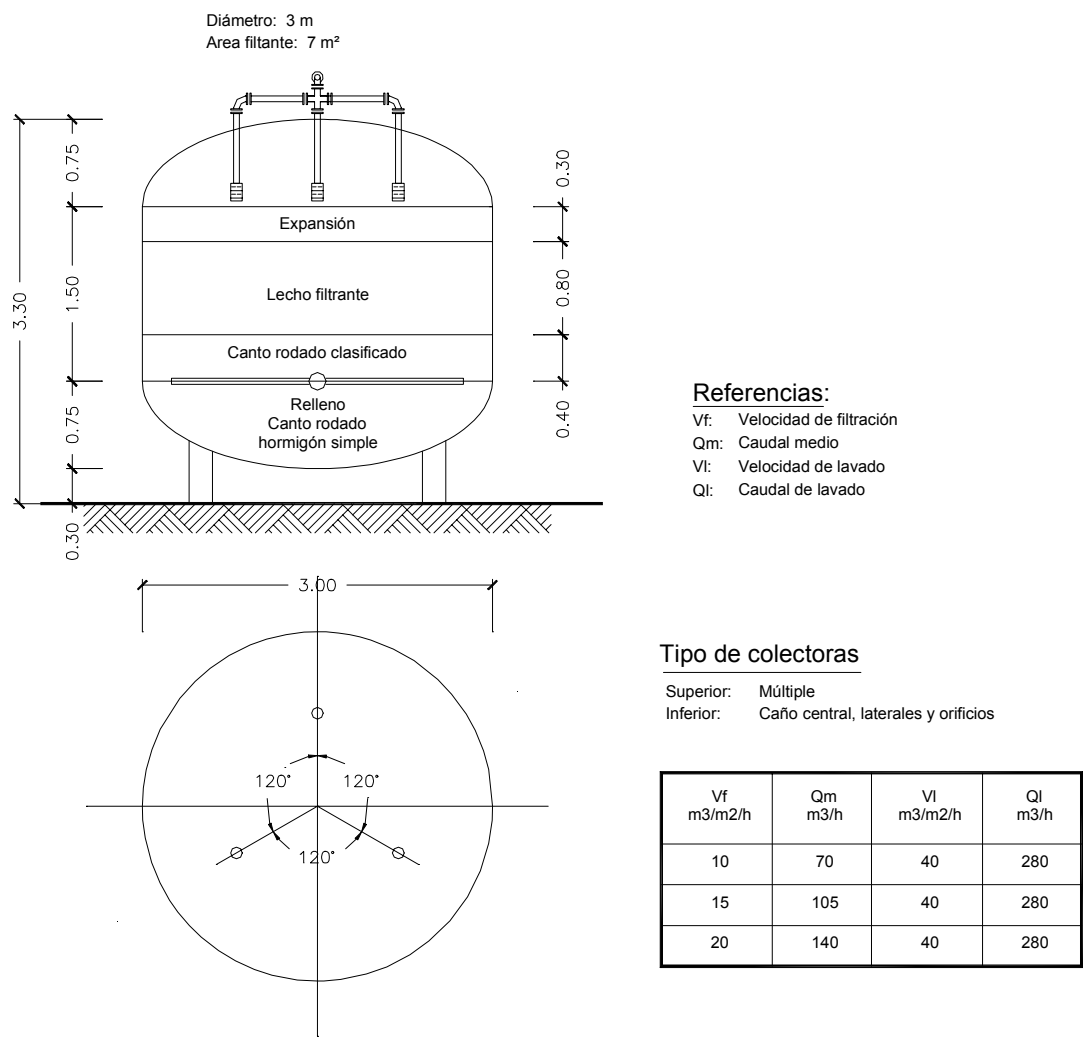
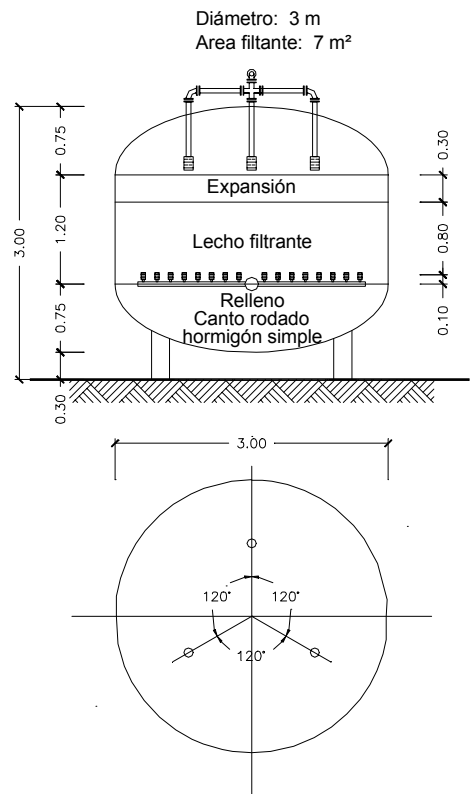


Figura 16. Filtro vertical

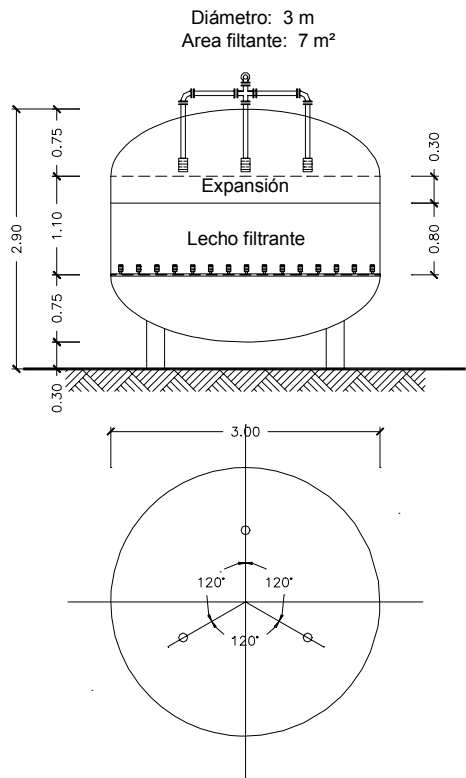


Referencias:
Vf: Velocidad de filtración
Qm: Caudal medio
Vl: Velocidad de lavado
Ql: Caudal de lavado

Tipo de colectoras
Superior: Múltiple
Inferior: Caño central, laterales y orificios

Vf m3/m2/h	Qm m3/h	Vl m3/m2/h	Ql m3/h
10	70	40	280
15	105	40	280
20	140	40	280

Figura 17. Filtro vertical



Referencias:
Vf: Velocidad de filtración
Qm: Caudal medio
Vl: Velocidad de lavado
Ql: Caudal de lavado

Tipo de colectoras
Superior: Múltiple
Inferior: Caño central, laterales y orificios

Vf m3/m2/h	Qm m3/h	Vl m3/m2/h	Ql m3/h
10	70	40	280
15	105	40	280
20	140	40	280

Figura 18. Filtro vertical

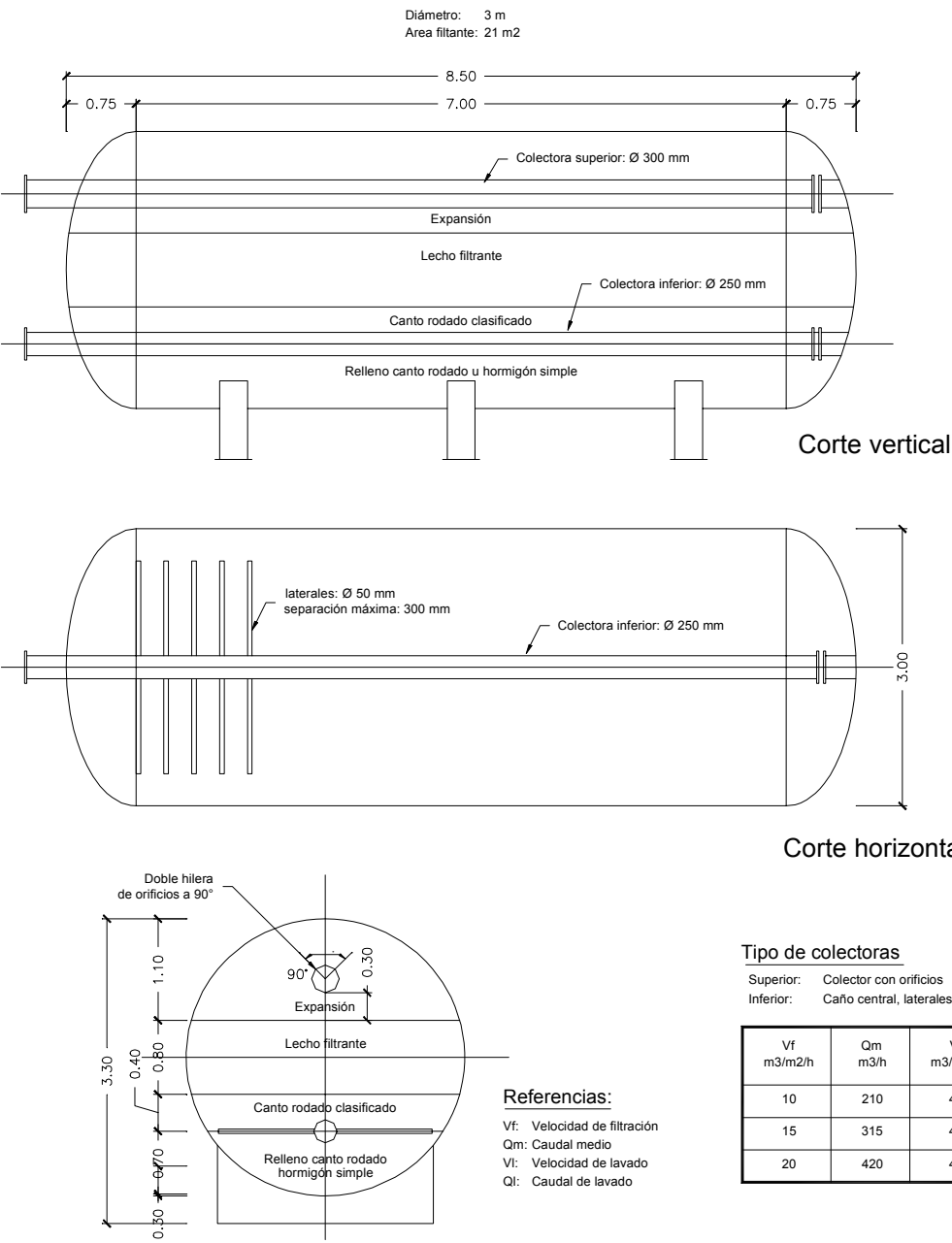
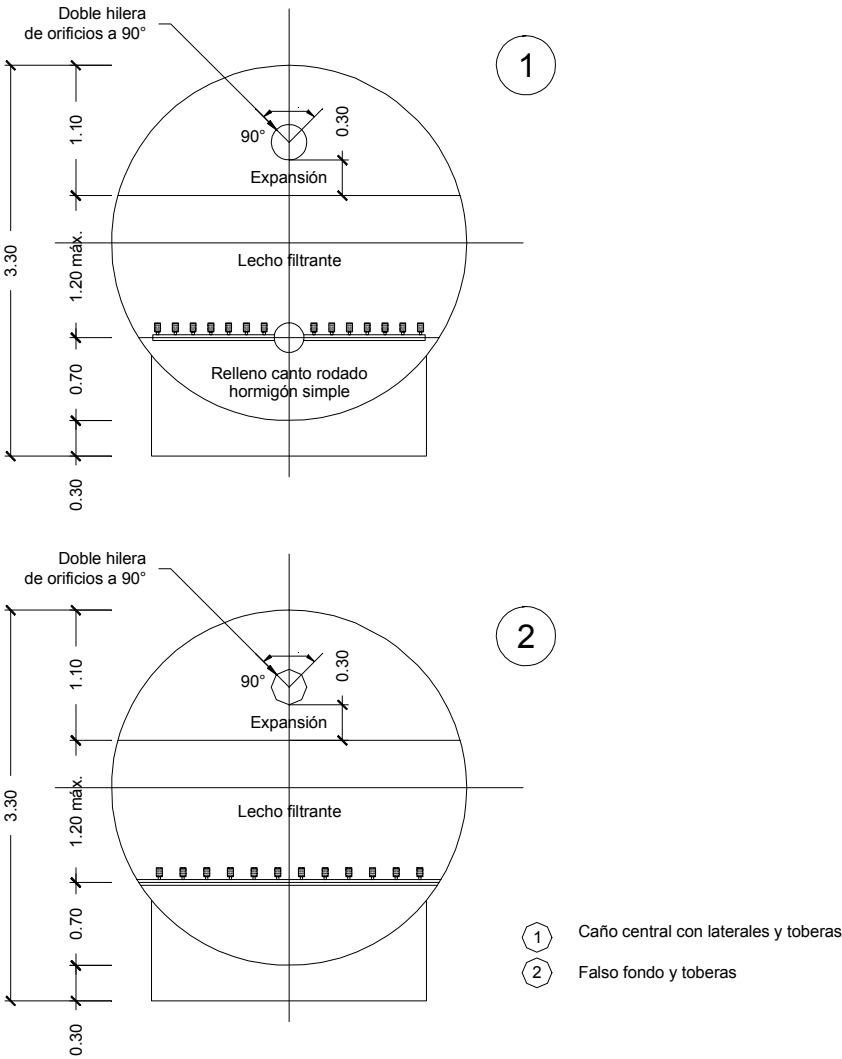


Figura 19. Filtro horizontal

Diámetro: 3 m
Area filtrante: 21 m²

Cortes transversales típicos



Tipo de colectoras:

Superior: Colector con orificios
Inferior:

Vf m ³ /m ² /h	Qm m ³ /h	VI m ³ /m ² /h	QI m ³ /h
10	210	40	840
15	315	40	840
20	420	40	840

Referencias:

Vf: Velocidad de filtración
Qm: Caudal medio
VI: Velocidad de lavado
QI: Caudal de lavado

Figura 20. Filtro horizontal

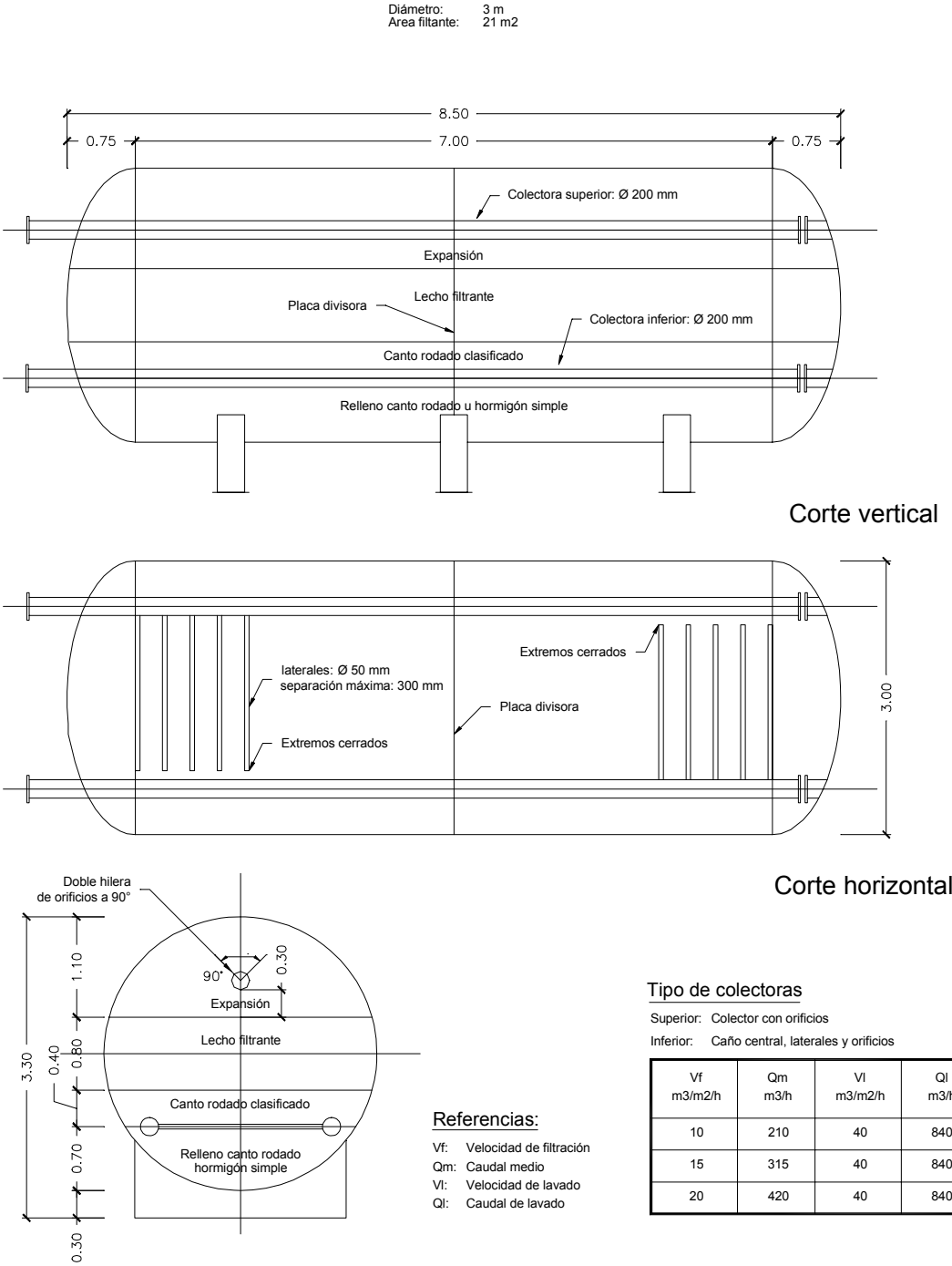


Figura 21. Filtro horizontal

6. PRESIONES OPERATIVAS Y DE DISEÑO

En los sistemas de filtración directa a presión las presiones operativas dependen de las particulares condiciones del sistema.

Un filtro, en líneas generales, produce una pérdida de carga del orden de los $0,5 \text{ kg/cm}^2$ al final de la carrera, desde la válvula de entrada a la válvula de salida.

Puede resultar necesario enviar el agua tratada a una torre tanque, a una cisterna ó directamente a servicio.

En cualquiera de estos casos se debe tener en cuenta a las alturas geométricas y a las pérdidas por fricción en accesorios y cañerías de impulsión.

El diseño del equipo de bombeo se debe adecuar a estas circunstancias. En la práctica, las presiones operativas más frecuentes, se encuentran en el rango de los 3 a 5 kg/cm^2 ; como mínimo, por ejemplo en el caso de envío a una cisterna próxima, es aconsejable proyectar el sistema para una presión operativa de 1 kg/cm^2 . No hay inconvenientes, en principio, para operar a presiones superiores a los 5 kg/cm^2 , pero en estos casos debe tenerse especial cuidado en el diseño de los recipientes, selección de válvulas y cañerías y manto filtrante.

Debe recordarse que presiones elevadas aumentan considerablemente los costos. Es recomendable adoptar presiones de diseño superiores en un 25% a las operativas.

En lo que hace a los sistemas de lavado, dado que los filtros se despresurizan previamente a esta operación, las presiones son mucho menores.

Nuevamente, en este caso resulta necesario tener en cuenta las pérdidas por fricción en la línea de lavado, la pérdida en el manto según la expansión deseada y el destino final del agua de lavado.

En la práctica las presiones de lavado más frecuentes se encuentran en el rango de $0,8$ a $1,2 \text{ kg/cm}^2$. Se debe aclarar que las presiones que se han mencionado hasta aquí, son las presiones manométricas a la entrada de las respectivas válvulas.

7. RECIPIENTES

7.1. MATERIALES

Los materiales utilizados para la fabricación de los filtros a presión son los aceros al carbono y los aceros inoxidable. En menor medida, y para bajas presiones y pequeños diámetros, es posible encontrar recipientes en PRFV (poliester reforzado con fibra de vidrio).

Las características generales más importantes, que pueden interesar en tratamiento de agua son las siguientes:

- Aceros al Carbono

Peso específico: $7,8 \text{ kg/dm}^3$

Tensión mínima de rotura: 4.000 kg/cm^2 (tracción)

Módulo de elasticidad: $2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Tensión admisible a flexión: $900 - 1200 \text{ kg/cm}^2$ (*)

- Aceros inoxidables

Peso específico: $7,99 \text{ kg/dm}^3$

Tensión mínima de rotura: $5000-7000 \text{ kg/cm}^2$ (tracción)

Módulo de elasticidad: $2 - 3 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Tensión admisible a flexión: $1000 - 1300 \text{ kg/cm}^2$ (*)

- Poliester reforzado con fibra de vidrio, PRFV

Peso específico: $1,6 \text{ kg/dm}^3$

Tensión mínima de rotura: 700 kg/cm^2 (tracción) (*)

Módulo de elasticidad: 9800 kg/cm^2

Tensión admisible a flexión: 700 kg/cm^2

Resistencia máxima a temperatura: 90°C

(*) Las tensiones indicadas dependen de la temperatura y de la composición de los materiales.

Los valores indicados son los más corrientes que se encuentran en la práctica para temperaturas que no exceden de los 40°C .

Con respecto a los aceros al carbono, pueden consultarse las normas:

IRAM – IAS – U500 – 137 - 1989

IRAM – IAS – U500 – 105 – 1987

Para aceros inoxidables:

IRAM – IAS – U500 – 690 - 1985

Para poliéster reforzado con fibra de vidrio:

IRAM – 13211 - 1995

7.2. NORMAS DE DISEÑO

La norma IRAM 1 – 4: 1993 especifica las normas internacionales aceptadas como propias.

Entre ellas, para el cálculo y proyecto de recipientes a presión se encuentran las publicadas por la Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (A.S.M.E.), bajo el título de Boiler and Pressure Vessel Code, donde para nuestro caso, son aplicables las establecidas en la sección 8, división 1.

El código es muy completo y cubre prácticamente todos los aspectos de diseño y fabricación de los mismos. Al ingeniero sanitario le interesa específicamente el cálculo de los espesores del cilindro y de los casquetes de los filtros para poder evaluar las mejores alternativas técnicas y económicas.

Las fórmulas aplicables son las siguientes:

Recipientes cilíndricos:

$$t = \frac{P \cdot R}{SE - 0,6 P} \quad (1)$$

Casquetes semielípticos

$$t = \frac{P \cdot D}{2 SE - 0,2 P} \quad (2)$$

Casquetes toriesféricos

$$t = \frac{0,885 P \cdot L}{SE - 0,1 P} \quad (3)$$

donde:

t = espesor mínimo requerido, sin tener en cuenta sobreespesor por corrosión (cm.)

P = presión de diseño (kg/cm^2)

R = radio interior del cilindro (cm.)

S = tensión admisible (kg/cm^2)

D = diámetro interior del cilindro, ó diámetro mayor de un cabezal elíptico (cm)

L = radio interior del cabezal toriesférico (cuando es igual al diámetro interior del cilindro) (cm.)

E = factor de eficiencia de la soldadura. (para radiografiado del 100% de las uniones $E = 1$; para radiografiado por puntos $E = 0,85$, sin examinar $E = 0,7$)

En nuestro país es posible obtener comercialmente casquetes estampados hasta diámetros de 2 m.

Para diámetros mayores los casquetes se construyen en gajos con calota central.

7.3. REVESTIMIENTOS EXTERIORES E INTERIORES

Las plantas de filtración directa a presión pueden instalarse bajo techo ó a la intemperie.

En ambos casos los tanques de los filtros deben protegerse de las condiciones ambientales mediante un adecuado revestimiento exterior.

Como información mínima para especificar el tipo de revestimiento se debe contar con datos meteorológicos de la zona de implantación: temperatura y humedad (máximas y mínimas anuales).

Para los revestimientos interiores debe conocerse el análisis del agua a tratar, así como el análisis modificado por el agregado de materias químicas, y temperaturas máximas y mínimas.

7.4. PREPARACIÓN DE LAS SUPERFICIES

En general es necesario limpiar y amolar todas las soldaduras que pueden presentar escamas ó cantos agudos previamente al arenado total de las superficies.

El arenado no debe producir una disminución del espesor de la chapa menor de 70 micrones.

La aplicación de pinturas o revestimientos debe efectuarse antes de las 24 horas de terminada la operación de arenado para evitar la formación de óxidos.

7.5. REVESTIMIENTOS EXTERIORES

Para los casos corrientes que puedan presentarse es conveniente utilizar como base una mano de pintura anticorrosiva de espesores aproximados a los 50 – 70 micrones.

Existen varios tipos de anticorrosivos, entre los cuales pueden mencionarse:

- Cromato de zinc / óxido de calcio (Norma IRAM 1196).
- Epoxy zinc (Zinc Rich Epoxy) (Norma IRAM 1129).

Para la terminación pueden utilizarse dos manos de pinturas epoxy, vinílicos o esmaltes sintéticos, cada una con espesores mínimos de 30-40 micrones (Norma IRAM 1107).

7.6. REVESTIMIENTOS INTERIORES

Con las mismas consideraciones anteriores resulta necesario una base anticorrosiva de espesores 40-70 micrones preferentemente del tipo epoxy zinc.

Para la terminación es conveniente la utilización de pinturas del tipo epoxy sin solventes en dos manos, cada una de 150 micrones mínimo (Norma IRAM 1197).

En el caso de presentarse condiciones ambientales extremas puede consultarse a firmas comerciales especializadas en la fabricación de estos revestimientos.

A título informativo, pueden consultarse las normas IRAM números 1020, 1107, 1198, 1182, 1196, 1241.

Ejemplo de cálculo 11

Se debe diseñar el tanque de un filtro a presión suponiendo las siguientes condiciones:

- Material: acero al carbono
- Diámetro: 3,00 m
- Altura recta: 2,5 m
- Presión operativa: 3 kg./cm²
- Presión de diseño: 3,75 kg/cm²
- Tipo de casquetes: a) toriesférico b) semielíptico
- Condiciones ambientales: intemperie
- Temperatura máxima anual: 35°C
- Temperatura mínima anual: 0°C
- Valores medios de agua a tratar:

- Dureza total: 20 mg/l (CO_3Ca)
- Alcalinidad: 50 mg/l
- pH = 7,3
- ST = 80 mg/l

- Dosis media de sulfato de aluminio: 27 mg/l

Calculado el índice de Langelier el agua resulta ligeramente corrosiva.

Cálculo

De la fórmula (1)

$$t = \frac{P \cdot R}{SE - 0,6 P}$$

t = espesor del cilindro a calcular (cm)

P = presión de diseño = 3,75 kg/cm²

R = radio interior = 150 cm.

S = 1000 kg/cm²

E = 0,85 (el tanque será radiografiado por puntos)

Luego
$$e = \frac{3,75 \cdot 150}{0,85 \cdot 1000 - 0,6 \cdot 3,75} = 0,66 \text{ cm}$$

Se adopta el espesor comercial más cercano: 7,94 mm (5/16")

Casquete semi-elíptico

De la fórmula (2)

$$t = \frac{P \cdot D}{2 SE - 0,2 P} = \frac{3,75 \cdot 300}{2 \cdot 1000 \cdot 0,85 - 0,2 \cdot 3,75} = 0,66 \text{ cm}$$

Se adopta 7,94 mm.

Casquete toriesférico

De la fórmula (3)

$$t = \frac{0,885 \cdot P \cdot L}{SE - 0,1 P} = \frac{0,885 \cdot 3,75 \cdot 300}{1000 \cdot 0,85 - 0,1 \cdot 3,75} = 1,17 \text{ cm}$$

Dados los valores obtenidos, se adopta el cilindro y casquetes semi-elípticos de 7,94 mm. de espesor.

Para las condiciones del agua a tratar se adopta:

Revestimiento interior:

Una mano de 40 micrones de anticorrosivo tipo epoxy zinc.

Dos manos de 150 micrones de epoxy sin solventes.

Revestimiento exterior:

Una mano de 50 micrones de anticorrosivo tipo epoxy zinc.

Dos manos de 40 micrones de esmalte sintético.

Peso del tanque:

$$\text{Cilindro} = \pi \cdot D \cdot AR \cdot \gamma$$

$$\text{Casquetes semi-elípticos} = 2 (1,1518 \cdot D^2) \cdot \gamma$$

Donde:

D = diámetro interior (m)

AR = altura recta (m)

γ = peso de la chapa (kg/m²)

Luego:

$$P_{TK} = D \gamma (\pi \cdot AR + 2,3036D)$$

$$= 3 \cdot 63 (3,14 \cdot 2,5 + 2,3036 \cdot 3) = 2790 \text{ kg.}$$

Ejemplo de cálculo 12

Para las mismas condiciones del ejemplo número 1, calcular el recipiente, pero utilizando acero inoxidable.

Material: acero inoxidable AISI 304 (equivalente al ASME SA 312). Tensión admisible: 1113 kg/cm²

$$\text{Espesor del cilindro: } t = \frac{3,75 \cdot 150}{0,85 \cdot 1113 - 0,6 \cdot 3,75} = 0,596 \text{ cm.}$$

Espesor del casquete semielíptico:

$$t = \frac{3,75 \cdot 300}{2 \cdot 0,85 \cdot 1113 - 0,2 \cdot 3,75} = 0,594 \text{ cm}$$

Se adopta el espesor comercial más cercano $t = 6 \text{ mm.}$, el peso de esta chapa es de $47,94 \text{ kg/cm}^2$.

Luego peso del tanque

$$P_{TK} = 3 \cdot 4,94 (3,14 \cdot 2,5 + 2,3036 \cdot 3) = 2123 \text{ kg.}$$

Comparando las dos soluciones, técnicamente equivalentes, resulta útil evaluar desde el punto de vista económico las mismas. El menor costo dependerá del precio del acero al carbono y del acero inoxidable, teniendo en cuenta además el costo del revestimiento para el primero, que no resulta necesario en el segundo caso.

8. FRENTE DE LOS FILTROS

8.1. MATERIALES

En los frentes de los filtros se utilizan cañerías, accesorios y válvulas que pueden ser de distintos materiales y tipos.

Para cañerías y accesorios los materiales comúnmente empleados son los aceros al carbono revestidos y los aceros inoxidable.

Cuando los equipos no se encuentran a la intemperie se puede utilizar materiales plásticos: P.V.C. (policloruro de vinilo), P.P. (polipropileno), P.R.F.V. (plástico reforzado con fibra de vidrio).

En todos los casos, los diámetros y espesores dependen de las condiciones de servicio: caudal, presión y temperatura.

8.2. VÁLVULAS

En la mayoría de las aplicaciones se pueden mencionar los siguientes tipos de válvulas[‡]

8.2.1. *Válvula Esclusa*

Totalmente abierta, la válvula es de paso directo. El mecanismo de cierre puede ser un disco ó una placa que se desliza en ángulo recto con respecto a la dirección del flujo.

A medida que se opera, cerrando o abriendo, el área de paso cambia muy rápidamente con un ligero ajuste del accionamiento.

Existen en plaza varios tipos: de vástago fijo, vástago saliente, doble disco, extremos roscados ó bridados, operación manual o automática, etc., etc.

Ventajas

- La naturaleza del cierre es tal que el cuerpo de la válvula sea de dimensiones relativamente pequeñas comparado a otro tipo de válvulas, lo que resulta en menores costos, especialmente en el caso de grandes diámetros.
- El diseño de las cañerías debido a esto, puede resultar más compacto.
- Totalmente abierta, dado el paso directo, la válvula introduce una muy pequeña pérdida de carga en la cañería.

[‡] Ver al respecto también el Capítulo ... de las Fundamentaciones.

Desventajas

- El asiento de la compuerta de la válvula forma parte integral del cuerpo de la misma, presentando un espacio que puede atrapar sólidos, impidiendo el cierre total. Por esta razón, no se las recomienda cuando el líquido presenta gran cantidad de sólidos (no es el caso de la filtración directa).
- Normalmente las empaquetaduras pueden presentar goteo, problema que se incrementa con el aumento de presión y temperatura.
- No deben utilizarse en aquellas aplicaciones que requieran modulación ó regulación del caudal. Cuando la válvula está abierta de un 5 a un 10% el caudal se encuentra en un rango del 85 al 95% del que tendría en apertura total.

8.2.2. Válvulas Esféricas

Son de paso directo. El caudal se regula por la rotación de un elemento esférico y la sección de pasaje a través de la esfera es de la misma forma y sección que la de las cañerías que conecta. Un giro de 90° abre ó cierra el pasaje del agua.

Ventajas

- Está construida con pocos elementos y es de fácil mantenimiento.
- La apertura y el cierre total se obtienen con un cuarto de vuelta de la esfera.
- Presenta muy poca pérdida de carga totalmente abierta, particularmente adecuada para suspensión ó sólidos fluidizados.

Desventajas

- Las dimensiones del cuerpo son mayores en general que otro tipo de válvulas y por lo tanto requieren más espacio en la línea de cañerías.
- Cada vez que la válvula se cierra, una pequeña parte del líquido queda atrapada dentro de la válvula.

8.2.3. Válvula Globo

Se llaman así por la forma del cuerpo.

El flujo en este tipo de válvula está dirigido hacia arriba ó hacia abajo a través de una abertura circular en el laberinto.

La abertura puede cerrarse mediante un vástago que presenta en su extremidad un disco, que asienta en la misma. Existen variadas configuraciones del tipo de cierre.

Ventajas

- Es un excelente dispositivo de regulación del caudal dentro de rangos moderados o máximos.

- Aseguran un buen cierre.

Desventajas

- La configuración laberíntica produce elevadas pérdidas de carga.
- El asiento del disco puede dañarse fácilmente por sólidos atrapados, por lo tanto se la recomienda para instalar en tuberías que transporten líquidos que no arrastren materiales que puedan deteriorarlas.

8.2.4. Válvulas a Diafragma

Consiste en un cuerpo de paso directo que puede o no estar interrumpido por un vertedero transversal.

El cierre se efectuará presionando un diafragma flexible contra el cuerpo interior o contra el vertedero transversal.

El diafragma sella el cuerpo de la válvula del mecanismo, de manera que es a prueba de pérdidas.

Ventajas

- No requiere empaquetaduras y es a prueba de pérdidas.
- Permite el mantenimiento (cambio de diafragma) sin necesidad de retirar el cuerpo de la cañería.

Desventajas

- La válvula no es adecuada para operación a alta presión. Se entiende por tal, presiones mayores de 6 kg./cm^2 , que raramente pueden presentarse en filtración directa.
- La regulación del caudal no es buena a regímenes muy bajos.
- Introducen una pérdida de carga (según el tipo de cuerpo) algo mayor que las válvulas esclusa ó globo.

8.2.5. Válvulas Mariposa

El diseño es de paso directo. El cierre se efectúa mediante una clapeta circular que pivotea sobre un eje transversal.

La clapeta ó disco asienta sobre las paredes de la válvula, que pueden ser metálicos ó de cauchos especiales de distintas durezas.

Ventajas

- La válvula mariposa, introduce muy poca pérdida de carga en las cañerías.
- El cuerpo de la válvula es muy corto y requiere muy poco espacio en las líneas.

- Puede obtenerse una moderada regulación del caudal desde válvula cerrada hasta una apertura de 60 grados.
- Existen modelos diseñados para cierres estancos.
- Sin embargo, si los asientos no son blandos pueden producirse pérdidas de aproximadamente un 2%.

Desventajas

- No resulta satisfactoria para regulaciones finas del caudal.
- Si hay presencia de sólidos, pueden interferir con la operación del disco.

8.2.6. Válvulas de Retención a Clapeta

Es una válvula de paso directo equipada con un asiento donde descansa un disco cuando no hay flujo.

El disco está soportado por un brazo rotante sujeto al cuerpo de la válvula y puede girar libremente cuando se ejerce presión aguas arriba.

Cuando se invierte el caudal, se ejerce presión sobre la otra cara del disco, forzándolo contra el asiento, cerrando la válvula.

Cuando mayor es la presión, más estanco es el cierre. Están diseñadas para flujo horizontal pero también pueden usarse en posición vertical cuando el caudal es dirigido hacia arriba.

Ventajas

- La válvula es de construcción muy simple y de bajo mantenimiento.
- Puede utilizarse en servicios de aguas limpias y aire comprimido.

Desventajas

- No asegura completamente un cierre estanco.
- La buena operación de la válvula depende de que el asiento y el disco estén limpios.
- Por lo general están diseñadas para flujo horizontal, cuando se emplea en posición vertical producen mayor pérdida de carga en el sistema.
- Cuando se produce una inversión repentina del caudal puede originarse un fuerte golpe de ariete.

8.2.7. Válvulas de Retención Esféricas

El órgano de cierre en este caso es una esfera metálica sólida que se encuentra guiada para limitar su movimiento y dirigirla nuevamente al asiento. Pueden ser horizontales ó verticales.

Ventajas

- Son muy robustas y pueden soportar servicios cíclicos repetidos.
- La pesada esfera asegura confiabilidad del cierre en servicio con líquido limpio.
- La esfera rota en el fluido en movimiento, de manera que distintas partes de su superficie asientan cada vez que la válvula cierra y por lo tanto distribuyen el desgaste uniformemente.

Desventajas

- No aseguran completamente un cierre estanco.
- El servicio debe limitarse a fluidos limpios.
- Su utilización introduce una pérdida de carga elevada.
- Puede producir golpe de ariete.

8.2.8. Válvulas de Retención con Restricción de Cierre

Existen muchos tipos diferentes de estas válvulas.

El propósito principal de la restricción es el de reducir ó eliminar el golpe de ariete que puede producirse en el cierre ó la apertura.

Por lo general, en las válvulas a clapeta, se agrega un sistema de resortes, ó contrapesos para conseguir este efecto.

Ventajas

- Reducen el golpe de ariete.
- Pueden diseñarse para abrir a una diferencial de presión preestablecida.

Desventajas

- Corrosión ó fatiga de los resortes pueden dejar fuera de servicio la válvula.
- Incrementan la pérdida de carga.

8.3. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE COSTOS

El costo de las cañerías, accesorios y válvulas para un servicio determinado depende de una cantidad de factores que incluyen el tamaño, tipo de material de construcción, presiones, requerimiento de ensayos de calidad y performance, tiempo de fabricación y entrega.

Las válvulas, por ejemplo, son ítems costosos y pueden representar un 3 a un 4% del costo del sistema.

El ingeniero debe ejercitar su experiencia y sentido común al evaluar su colocación y evitar la utilización indiscriminada.

Siempre es bueno preguntarse ¿esta válvula es realmente necesaria para un buen servicio y operación?.

8.4. NORMAS SUGERIDAS PARA CONSULTAR

8.4.1. Cañerías

IRAM-IAS-U-500-51/1987

IRAM-13349/1967

IRAM-13352/1968

IRAM-13359/1970

IRAM-13473/1989

8.4.2. Accesorios

IRAM-13324/1980

IRAM-13478-1/1998

IRAM-13478-2/1998

IRAM-2607/1994

8.4.3. Válvulas

IRAM-2504/1958

IRAM-2510/1958

IRAM-2512/1966

IRAM-2518/1973

IRAM-2731/1977

IRAM-2732/1976

IRAM-2653/1997

8.5. PÉRDIDA DE CARGA

Para el cálculo de las pérdidas de carga por fricción en cañerías existen diversas fórmulas empíricas los que se describen en el Numeral 4.5 del Anexo II – Temas de Hidráulica de las presentes Fundamentaciones. Una de las más utilizadas es la fórmula modificada de Williams-Hazen que, en unidades métricas se expresa así*:

$$J = 6,815 \cdot 10^{-4} \left(\frac{U}{C} \right)^{1,852} \cdot D^{-1,167}$$

donde

J = pérdida de carga (m.c.a./m)

U = velocidad (m/s)

D = diámetro de la cañería (m)

C = coeficiente adimensional

El coeficiente C es variable y depende del diámetro del conducto, de la rugosidad de sus paredes internas y del número de Reynolds.

Los valores de C se encuentran tabulados para distintas condiciones. A título ilustrativo, en el caso de filtros a presión, para cañerías nuevas de acero de diámetros desde 100 mm. (4 pulgadas) hasta 900 mm. (36 pulgadas), en el rango de velocidades de 0,3 a 6 m/seg. , C varía desde 120 a 90.

Otra de las fórmulas comunes, que presenta la ventaja de expresar la pérdida de carga en función de $U^2/2g$, es la de Colebrook, que se expresa así:

$$j = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g}$$

donde:

j = pérdida de carga (m.c.a./m)

λ = coeficiente de fricción

D = diámetro de la cañería (m)

U = velocidad (m/s)

$g = 9,81 \text{ m/S}^2$

El coeficiente λ es función del diámetro, de la rugosidad y del número de Reynolds.

* Ver R. De Melo Porto – Hidráulica Básica – Escola de Engenharia de Sao Carlos – Universidade de São Paulo – Brasil – 1998.

Los valores de λ/D se encuentran tabulados para distintos diámetros y rugosidades, lo que facilita y simplifica los cálculos. (Ver **Figura 22**).

En lo que hace a la pérdida de carga en accesorios y válvulas se expresan como:

$$J = K \cdot \frac{V^2}{2g}$$

donde

K = factor de fricción

U = velocidad (m/s)

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Los valores de K se encuentran en los manuales de hidráulica y pueden variar según los distintos autores. Por lo general resulta conveniente adoptar valores conservadores.

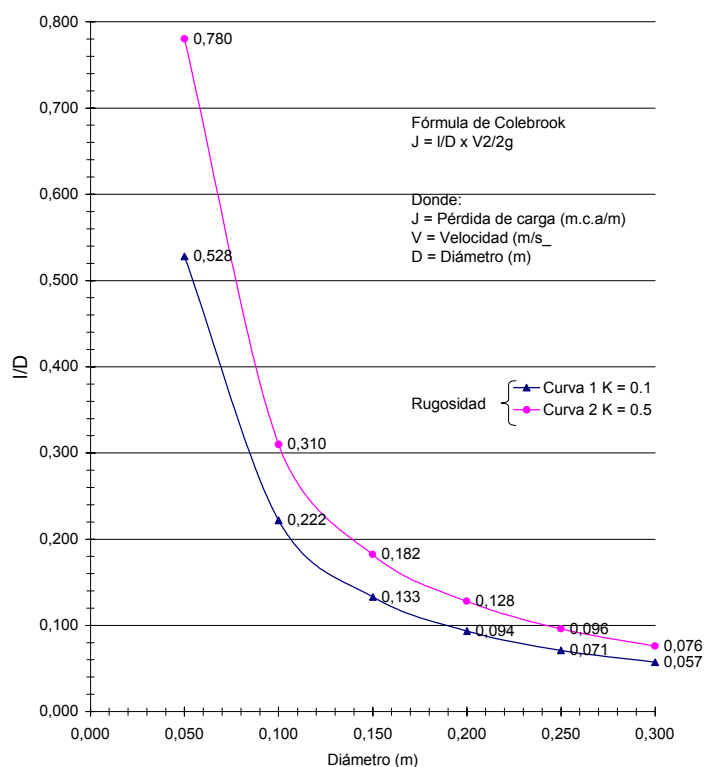


Figura 22. Valores de λ/D en función de D

8.6. EJEMPLOS DE DISEÑO Y CÁLCULO

En la **Figura 23** y **Figura 24** se ilustran disposiciones típicas del cuadro de válvulas y cañerías de filtros verticales y horizontales.

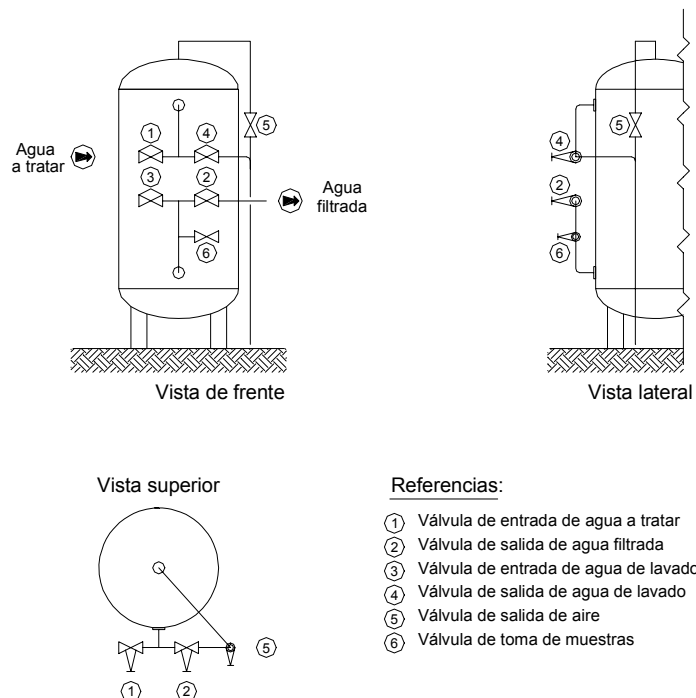


Figura 23. Filtro vertical – disposición típica del cuadro de válvulas

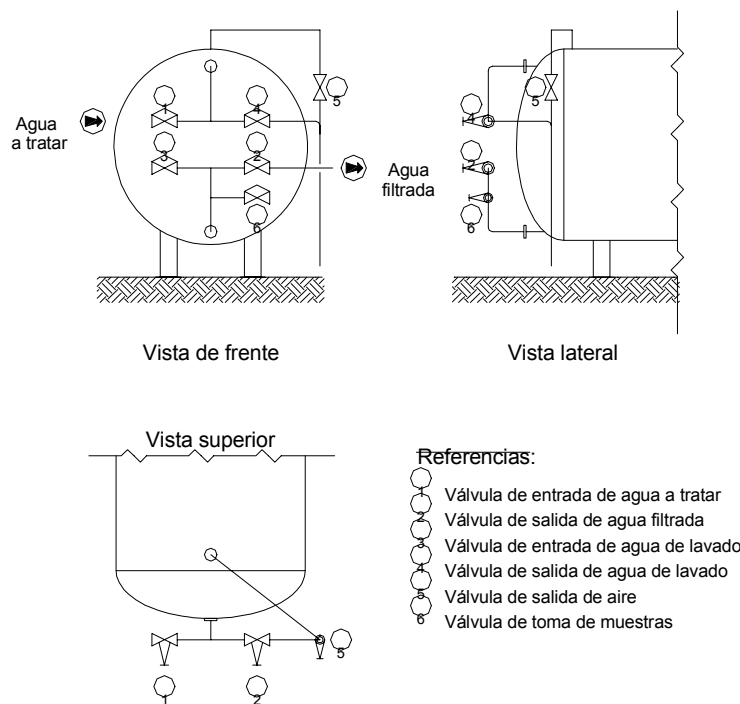


Figura 24. Filtro horizontal – disposición típica del cuadro de válvulas

Ø 3.00 m AR: 1.5 m
Esquema cuadro de válvulas

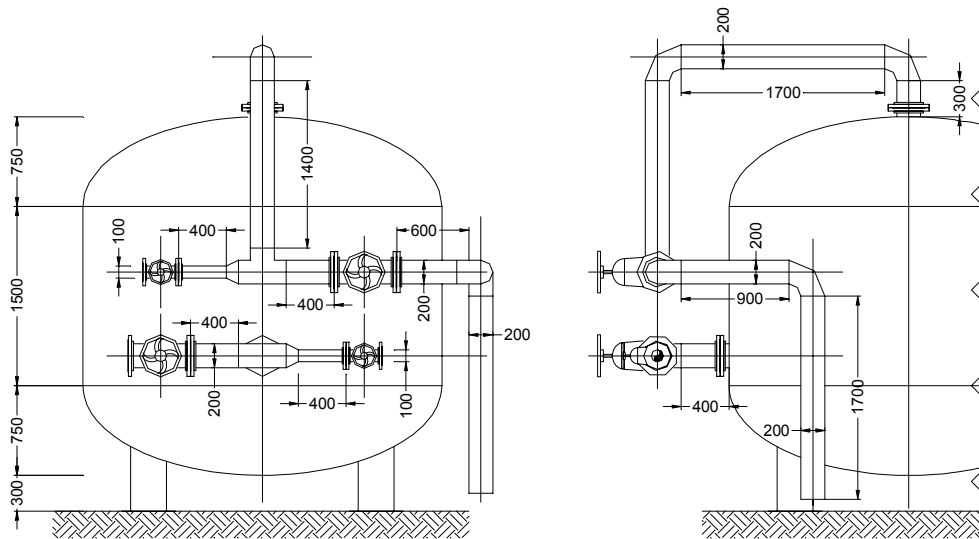


Figura 25. Filtro a presión – Ø 3.00 m AR: 1.5 m - Esquema cuadro de válvulas

En la **Figura 25** se muestra un esquema de un filtro de las siguientes características:

Diámetro: 3,00 m

Alto recto: 1,50 m

Caudal de diseño: $Q_D = 71 \text{ m}^3/\text{h}$

Caudal máximo: $Q_{MX} = 106 \text{ m}^3/\text{h}$

Caudal de lavado: $Q_L = 283 \text{ m}^3/\text{h}$

Diámetro de las válvulas de entrada y salida: 100 mm (4")

Diámetro de las válvulas de entrada de lavado y salida al desagüe: 200 mm (8")

Ejemplo 13

Calcular la pérdida de carga en el cuadro de válvulas, para el caudal máximo de funcionamiento, desde la válvula de entrada a la de salida, utilizando válvulas a diafragma.

Para $Q_{mx} = 106 \text{ m}^3/\text{h}$ tenemos para $D^\circ = 100 \text{ mm}$, $V^2/2g = 0,717 \text{ m}$ y para $D^\circ = 200 \text{ mm}$, $V^2/2g = 0,0448 \text{ m}$

Cañería recta de diámetro 100 mm

$$L_1 = 0,4 \text{ m} + 0,4 \text{ m} = 0,8 \text{ m} \quad J_1 = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \cdot L_1 = 0,222 \cdot 0,717 \cdot 0,8 = 0,127 \text{ m}$$

Cañería recta de diámetro 200 mm

$$L_2 = 1,4 \text{ m} + 1,7 \text{ m} + 0,3 \text{ m} + 0,4 \text{ m} = 3,8 \text{ m}$$

$$J_2 = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \cdot L_2 = 0,0935 \cdot 0,0448 \cdot 3,8 = 0,016 \text{ m}$$

Accesorios

- 1 Ampliación céntrica 100 x 200 mm $J_3 = K \cdot \frac{U^2}{2g} = 0,56 \cdot 0,717 = 0,40$

- 2 Tes normales 200 x 200 x 200 mm $J_4 = K \cdot \frac{U^2}{2g} = 1,8 \cdot 0,0448 \cdot 2 = 0,16$

- 2 Codos de radio corto 200 mm $J_5 = K \cdot \frac{U^2}{2g} = 0,75 \cdot 0,0448 \cdot 2 = 0,067$

- 1 Reducción céntrica 200 x 100 mm $J_6 = K \cdot \frac{U^2}{2g} = 0,35 \cdot 0,717 = 0,25$

- 2 Válvulas a diafragma 100 mm $J_7 = K \cdot \frac{U^2}{2g} = 2,3 \cdot 0,717 \cdot 2 = 3,298$

Luego $\sum_{J_1}^{J_7} = 4,318 \text{ m.c.a.}$

Ejemplo 14

Efectuar el mismo cálculo, pero utilizando válvulas mariposa.

Tendríamos:

$$J_1 = 0,127 \text{ m}$$

$$J_2 = 0,016 \text{ m}$$

$$J_3 = 0,40 \text{ m}$$

$$J_4 = 0,16 \text{ m}$$

$$J_5 = 0,067 \text{ m}$$

$$J_6 = 0,75 \text{ m}$$

$$J_7 = K \cdot \frac{U^2}{2g} = 0,3 \cdot 0,717 \cdot 2 = 0,43$$

$$\text{Luego } \sum_{J_1}^{J_7} = 1,45 \text{ m.c.a.}$$

Para calcular la pérdida de carga, al caudal medio de diseño (y a cualquier otro caudal intermedio) se aplica:

$$\frac{J_1}{J_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^2$$

donde

J_1 = pérdida de carga calculada para un caudal Q_1

J_2 = pérdida de carga a un caudal Q_2

Luego teníamos:

$J_1 = 4,318 \text{ m.c.a.}$ a un caudal $Q_1 = 106 \text{ m}^3/\text{h}$ con válvulas a diafragma

para $Q_2 = 71 \text{ m}^3/\text{h}$

sería:

$$J_2 = \frac{J_1}{\left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^2} = \frac{4,318}{\left(\frac{106}{71} \right)^2} = 1,937 \text{ m.c.a.}$$

En el caso de válvulas mariposa, se tendría:

$$J_2 = \frac{1,45}{\left(\frac{106}{71} \right)^2} = 0,65 \text{ m.c.a.}$$

Estos dos ejemplos muestran la notable influencia sobre la pérdida de carga, según el tipo de válvula que se emplee. La decisión final tendrá que tener en cuenta los costos de las válvulas, la energía para el bombeo, costos de mantenimiento y necesidades del servicio.

9. ELEMENTOS INTERNOS

9.1. DISTRIBUCIÓN DEL AGUA A TRATAR

En filtros a presión el principio general que rige para la distribución del agua a filtrar y del agua para lavado y colección del agua filtrada y del agua de lavado, es que estas sean lo más uniformes posibles y produzcan pequeñas pérdidas de carga.

La distribución del caudal que ingresa se realiza a través de un sistema que también tiene que permitir la salida del caudal de agua de lavado. En la práctica las relaciones que se encuentran entre los caudales de funcionamiento y de lavado están en el orden 1:4 a 1:5.

Por lo tanto para el diseño es necesario tener en cuenta los caudales de funcionamiento máximos y mínimos y el caudal de lavado.

9.2. TIPOS RECOMENDADOS

Para filtros verticales de hasta diámetros de 2 metros, la distribución puede efectuarse desde un sólo punto. Cuando los diámetros exceden los 2 metros y hasta un máximo de 3 metros es conveniente hacerlo desde tres puntos, ubicados a 120°, como se muestra en la **Figura 26**.

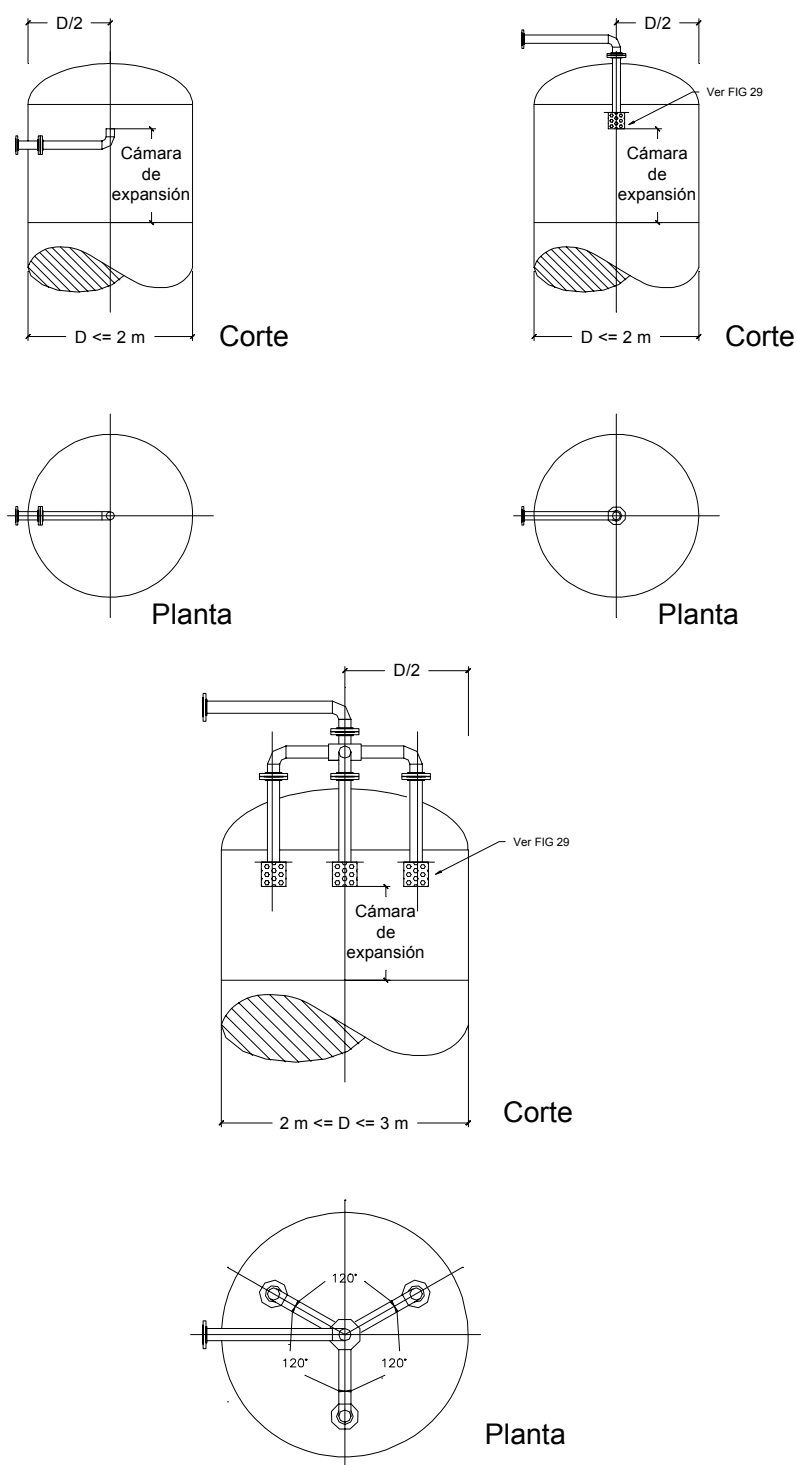
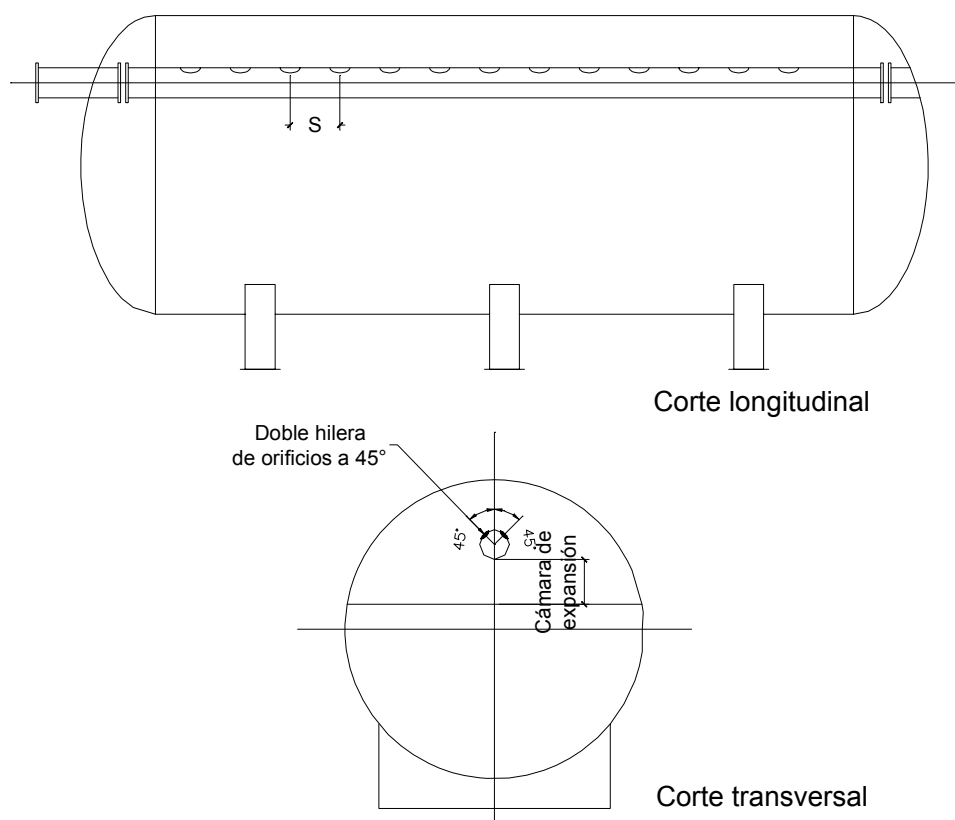


Figura 26. Filtros verticales – colectoras superiores

En filtros horizontales, el distribuidor ó colector superior consiste en un caño central con orificios espaciados adecuadamente (ver **Figura 27**).



Notas:

- 1) Separación máxima en orificios $S \leq 0.3 \text{ m}$
- 2) Para el cálculo de los orificios se recomienda velocidad $\leq 1 \text{ m/s}$ a caudal de lavado

Figura 27. Filtro horizontal – distribuidor colector superior

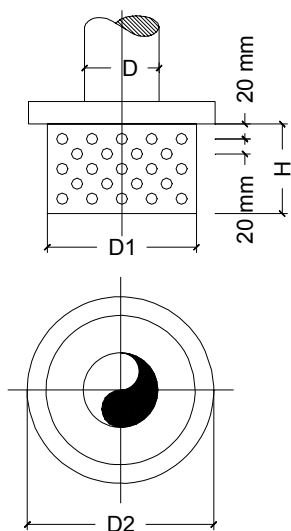
En ambos casos, los colectores se diseñan con el caudal de lavado, con velocidades máximas de 3 a 3,5 m/seg.

Se verifican posteriormente las pérdidas de carga durante el lavado y en funcionamiento a caudales máximos y mínimos.

En el caso de lechos duales ó triples, donde se utilice antracita, dado que según su calidad puede presentarse abrasión en mayor o menor grado debido a los sucesivos lavados, es posible que sea necesario terminar estas colectoras con una pieza especial de cañería ranurada (tipo Johnson) con ranuras del orden de los 300 – 500 micrones.

La alternativa es prever una cámara de expansión más amplia, del orden del 40 al 45%.

En la **Figura 28** se muestran dimensiones y características de puntos de toma para filtros verticales.



Cañería de entrada	Distribuidor	Brida	Hilera de orificios	Número de orificios por hilera	Altura
D (m)	D1 (m)	D2 (m)			H (m)
0.076	0.150	0.200	3	25	0.08
0.100	0.200	0.250	5	30	0.12
0.150	0.250	0.350	6	46	0.14
0.200	0.300	0.400	11	50	0.24

Nota: Los orificios se consideran de diámetro 13 mm.
Pueden modificarse según conveniencia para que den la misma área

Figura 28. Filtros verticales – puntos de toma – distribuidoras colectoras superiores

9.3. PÉRDIDAS DE CARGA – CÁLCULOS TÍPICOS (VER TABLA 12)

Ejemplo 15

Se desea proyectar y verificar las pérdidas de carga de la distribuidora / colectora superior del filtro de las características dadas en la **Figura 25**.

Para:

$$Q_D = 71 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{MX} = 106 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_L = 283 \text{ m}^3/\text{h}$$

Dado que el filtro tiene 3 m de diámetro se adoptan 3 puntos de toma.

La cañería de salida se proyecta para el caudal de lavado, adoptando velocidad $v = 3,5 \text{ m/seg}$.

$$\text{Luego: } D = \left(\frac{Q_L}{u} \cdot \frac{4}{\pi \cdot 3600} \right)^{1/2} = 0,019 \left(\frac{Q_L}{u} \right)^{1/2}$$

Donde

D = diámetro de la cañería (m)

u = velocidad (m/seg.)

Q_L = caudal de lavado

$$D = 0,019 \left(\frac{283}{3,5} \right)^{1/2} = 0,170 \text{ m, se adopta } D = 0,200 \text{ m}$$

El caudal, en cada punto de toma será $Q_L / 3 = 94,33 \text{ m}^3/\text{h}$

Adoptando $v = 3,5 \text{ m/seg}$, el diámetro de cada cañería es

$$D = 0,019 \left(\frac{94,33}{3,5} \right)^{1/2} = 0,098 \text{ m, se adopta } D = 0,100 \text{ m}$$

De la **Figura 28**, para esta cañería, se adoptan 3 puntos de toma, cada uno con diámetro 0,200 m; 5 hileras de orificios de 13 mm, 30 orificios por hilera (total 150 orificios) y una altura de 0,12 m.

La pieza especial que une los tres ramales, por razones físicas, se adopta de 0,3 m de diámetro por 0,3 m de altura, quedando el diseño como se muestra el esquema de la **Figura 29**.

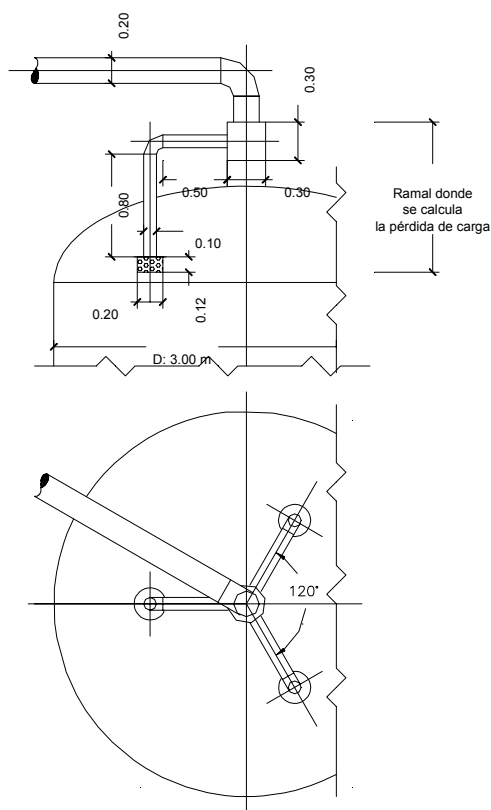


Figura 29. Filtro vertical – distribuidoras / colectoras superiores

Ejemplo 16

Cálculo de la pérdida de carga

1). Punto de toma

De la **Figura 28**

5 hileras de 30 orificios de 13 mm. de diámetro ($A = 1,326 \times 10^{-4} \text{ m}^2$)

Caudal por brazo = $Q_B = 283 \text{ m}^3/\text{h}/3 = 94,33 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0262 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Caudal por orificio = $Q_{\text{orif}} = 0,0262 \text{ m}^3/\text{seg} / 150 = 1,747 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{seg.}$

Velocidad en orificio = $V_{\text{orif}} = 1,747 \cdot 10^{-4} / 1,326 \cdot 10^{-4} = 1,317 \text{ m/seg.}$

De $Q_{\text{orif}} = \varphi \cdot A \sqrt{2g \Delta H}$ y adoptando $\varphi = 0,6$

$$\Delta H_{\text{orif}} = \left(\frac{1}{\varphi} \right)^2 \frac{U^2}{2g} = K_{\text{orif}} \cdot \frac{U^2}{2g} = 2,78 \cdot \frac{1,317^2}{19,62} = 0,24 \text{ m.c.a.}$$

Tramo recto ($D^\circ = 0,2 \text{ m.}; A = 0,0314 \text{ m}^2; U = 0,83 \text{ m/s}; L = 0,12 \text{ m.}$)

$$\Delta H = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \quad L = 0,94 \cdot \frac{0,83^2}{19,62} \cdot 0,12 = 0,00396 \text{ m.c.a.}$$

Luego $\Delta H_1 = 0,24 + 0,000396 = 0,240396 \text{ m.c.a.}$

2). Estrechamiento (2:1 ; $K = 0,33$)

$$\Delta H_3 = K \cdot \frac{U^2}{2g} = 0,33 \cdot \frac{3,34^2}{19,62} \cdot 1,3 = 0,163 \text{ m.c.a.}$$

3). Tramos rectos $D^\circ = 0,100 \text{ m} ; L = 0,8 + 0,5 \text{ m} = 1,3$

$$\Delta H_3 = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \cdot L = 0,222 \cdot \frac{3,34^2}{19,62} \cdot 1,3 = 0,163 \text{ m.c.a.}$$

4). Codo 90°R.C., $D^\circ = 0,100 \text{ m}; K = 0,3$

$$\Delta H_4 = K \cdot \frac{U^2}{2g} = 0,3 \cdot \frac{3,34^2}{19,62} = 0,17 \text{ m.c.a.}$$

5). Pieza especial

Se adopta el caudal total que ingresa a la pieza y el diámetro más pequeño ($D = 0,100 \text{ m}$) para el cálculo de la velocidad

$$\Delta H_5 = K \cdot \frac{U^2}{2g} = 1,8 \cdot \frac{3,34^2}{19,62} = 1,022 \text{ m.c.a.}$$

Luego, la pérdida de carga total en el tramo estudiado será:

$$\Delta H_1 = \sum_1^5 \Delta H =$$

$$= 0,240396 + 0,187 + 0,163 + 0,17 + 1,022 = 1,78 \text{ m.c.a.} = 0,178 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular la pérdida de carga a caudal máximo de funcionamiento utilizamos:

$$\frac{\Delta H_1}{\Delta H_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^2 \quad \Delta H_2 = \Delta H_1 / (Q_L / Q_{MX})^2$$

$$\Delta H_2 = 1,78 / \left(\frac{283}{106} \right)^2 = 0,249 \text{ m.c.a.} = 0,0249 \text{ kg / cm}^2$$

Análogamente para el caudal de diseño:

$$\Delta H_3 = \Delta H_1 / (Q_L / Q_D)^2$$

$$\Delta H_3 = 1,78 / \left(\frac{283}{71} \right)^2 = 0,112 \text{ m.c.a.} = 0,0112 \text{ k / cm}^2$$

Ejemplo 17

Proyectar y verificar el distribuidor o colectora superior de un filtro horizontal de las siguientes características:

$$D = 3 \text{ m}$$

$$LR = 7 \text{ m}$$

$$\text{Area del filtro} = A_F = 21 \text{ m}^2$$

$$\text{Caudal de diseño} = Q_D = 210 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Caudal mínimo de funcionamiento} = Q_{\min} = 105 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Caudal máximo de funcionamiento} = Q_{\max} = 315 \text{ m}^3/\text{h}$$

Caudal de lavado = $Q_L = 840 \text{ m}^3/\text{h}$

La colectora consistirá de una cañería horizontal con orificios de un largo de cálculo de 7 metros.

De la **Tabla 11**, adoptamos para determinar el diámetro, $u = 3,5 \text{ m/seg.}$ para el caudal de lavado.

Luego
$$D = 0,019 \left(\frac{Q_L}{u} \right)^{1/2}$$

Donde:

$D = (\text{m})$

$Q_L = (\text{m}^3/\text{h})$

$u = (\text{m/seg.})$
$$D = 0,019 \left(\frac{840}{3,5} \right)^{1/2} = 0,294 \text{ m se adopta } D = 0,300 \text{ m.}$$

Dado que para una buena distribución y colección la pérdida de carga mínima debe ser de aprox. 0,010 m.c.a. tendríamos:

$$\frac{\Delta H_1}{\Delta H_L} = \left(\frac{Q_{MIN}}{Q_L} \right)$$

donde

$\Delta H_1 = \text{pérdida de carga mínima} = 0,010 \text{ m.c.a}$

$\Delta H_L = \text{pérdida de carga a caudal de lavado}$

$Q_{MIN} = 105 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_L = 840 \text{ m}^3/\text{h}$

Luego
$$\Delta H_L = \frac{\Delta H_1}{\left(\frac{Q_{MIN}}{Q_L} \right)^2} = \frac{0,010}{\left(\frac{105}{840} \right)^2} = 0,64 \text{ m.c.a.}$$

El área total de los orificios que produzcan esta pérdida de carga será:

$$A_t = \frac{Q_L}{\phi (2g \Delta H_L)^{1/2}} \cdot \frac{1}{3600} = \frac{840}{0,6 (19,62 \cdot 0,64)^{1/2}} \cdot \frac{1}{3600} = 0,109 \text{ m}^2$$

Adoptando separación máxima entre orificios $S = 0,30 \text{ m.}$

Se tiene:

$$\text{Número de orificios} \quad \frac{L}{S} - 1 = \frac{7}{0,3} - 1 = 22,3 \text{ orificios}$$

Se adopta: $n = 24$ orificios

Luego el área de cada orificio será:

$$A_{orif} = A_t / n = 0,109 / 24 = 4,54 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

y su diámetro $d_{orif} = 0,076 \text{ m} = 7,6 \text{ cm}$.

Luego la colectora queda configurada con un caño de 0,3 m. de diámetro, con 24 orificios (en su parte superior), separados cada 0,28 m.

Verificación de las Pérdidas de Carga

A caudal de lavado: $840 \text{ m}^3/\text{h} = 0,233 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Pérdida de carga por orificio:

$$H_{ori} = \left(\frac{Q_L / 24}{\phi A_{orif}} \right)^2 \frac{1}{2g} = \left(\frac{0,223 / 24}{0,6 \cdot 4,54 \cdot 10^{-3}} \right)^2 \frac{1}{19,62} = 0,647 \text{ m.c.a.}$$

Pérdida de carga en el tramo recto

$$\Delta H = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot L = 0,057 \cdot \frac{3,5^2}{19,62} \cdot 7 = 0,249 \text{ m.c.a.}$$

Luego la pérdida total en la colectora, será:

$$\Delta H_L = 0,647 + 0,249 = 0,896 \text{ m.c.a.} = 0,086 \text{ kg / cm}^2$$

Análogamente, para los distintos caudales se tiene:

Pérdida a caudal de diseño:

$$\Delta H_D = \frac{\Delta H_L}{\left(\frac{Q_L}{Q_D} \right)^2} = \frac{0,896}{\left(\frac{840}{210} \right)^2} = 0,056 \text{ m.c.a.}$$

Pérdida a caudal de funcionamiento máximo:

$$\Delta H_{MX} = \frac{\Delta H_L}{\left(\frac{Q_L}{Q_{MX}}\right)^2} = \frac{0,896}{\left(\frac{840}{315}\right)^2} = 0,126 \text{ m.c.a.}$$

Pérdida a caudal de funcionamiento mínimo

$$\Delta H_{MIN} = \frac{\Delta H_L}{\left(\frac{Q_L}{Q_{MIN}}\right)^2} = \frac{0,896}{\left(\frac{840}{105}\right)^2} = 0,014 \text{ m.c.a.}$$

El diseño verifica, dado que la pérdida mínima es mayor que 0,010 m.c.a.

9.4. COLECCIÓN DE AGUA FILTRADA

En general rigen los mismos principios que para la distribución del agua a tratar; uniformidad máxima posible y mínimas pérdidas de carga, contemplando en su diseño los caudales de funcionamiento y de lavado. Dado, además, que tienen que impedir la pérdida de material filtrante y soporte, según sea el caso, estos sistemas presentan distintas configuraciones.

9.5. TIPOS RECOMENDADOS (VER FIGURAS 16 A 21)

En filtros verticales de hasta 3 m de diámetro pueden emplearse los siguientes sistemas:

- Cuando se proyecte manto soporte: caño central con laterales y orificios.
- Sin manto soporte: caño central, laterales y toberas ó toberas y falso fondo.
- Los tres sistemas son técnicamente equivalentes, pero desde el punto de vista económico pueden existir grandes diferencias.

Para filtros horizontales se sugiere:

- Con manto soporte: caño central, laterales y orificios.
- Sin manto soporte: caño central, laterales y toberas.

En estos filtros, podría en teoría utilizarse falso fondo, pero se presentan dificultades técnicas y económicas cuando resulta necesario emplear grandes diámetros y cuerpos largos rectos.

9.6. PROYECTO

Como lineamientos generales se puede recomendar:

9.6.1. *Colectoras con Caño Central, Laterales y Orificios*

- La pérdida de carga en los orificios debe ser mayor ó igual que 1,2 – 1,5 veces la sumatoria de las restantes pérdidas del sistema.
- La pérdida de carga mínima en los orificios, para una buena colección y distribución debe ser mayor ó igual que 0,010 m.c.a.
- Los diámetros de los orificios pueden variar, para evitar pérdidas de material filtrante entre 8 y 12 mm.
- El número de orificios por metro cuadrado de área filtrante puede variar entre 50 y 100.
- La velocidad máxima en el caño central debe ser menor que 3,5 m/seg.
- La velocidad máxima en los caños laterales debe ser menor que 2 m./seg.

9.6.2. *Colectoras con Caño Central, Laterales y Toberas*

En este caso, se trata de sistemas de geometría fija, donde la variación de la pérdida de carga puede obtenerse solamente variando la cantidad de toberas. Resulta necesario consultar con el fabricante con respecto a las características físicas e hidráulicas de las mismas.

- Debe, sin embargo mantenerse la condición de que la pérdida de carga en las toberas sea mayor ó igual a 1,2 – 1,5 la sumatoria de las restantes pérdidas
- En general, según el tipo, el número de toberas varía entre 20 y 40 por metro cuadrado de área filtrante
- Para las velocidades en laterales y caño central se sugieren las indicadas anteriormente

9.6.3. *Colectoras con Falso Fondo y Toberas*

- Debe consultarse al fabricante, de manera de poder seleccionar la que produzca la mínima pérdida de carga al caudal mínimo de funcionamiento.
- El número de toberas por metro cuadrado de área filtrante puede variar de 20 a 40. En la **Figura 30**, **Figura 31** y **Figura 32** y **Tabla 11** y **Tabla 12** se presentan gráficos y valores útiles que facilitan el dimensionamiento.

Cañería	Velocidad m/seg.
1. Afluente agua cruda	1,0 – 2,0
2. Afluente agua floculada	0,6 – 2,0
3. Efluente agua filtrada	1,0 – 2,0
4. Afluente agua de lavado	2,5 – 3,5
5. Efluente agua de lavado	1,5 – 2,5

Nota: para dimensionamientos preliminares y verificación de diseños

Tabla 11. Velocidades típicas en cañerías de filtros

v m/seg	v^2 $m^2/seg.^2$	ΔH m.c.a.
0,2	0,04	0,0057
0,3	0,09	0,0127
0,5	0,25	0,0350
1,0	1,00	0,1416
1,5	2,25	0,3180
2,0	4,00	0,5660
2,5	6,25	0,8850
3,0	9,00	1,2740
3,5	12,25	1,7350
4,0	16,00	2,2650
4,5	20,25	2,8670
5,0	25,00	3,5400

Tabla 12. Pérdida de carga en orificios a velocidades típicas

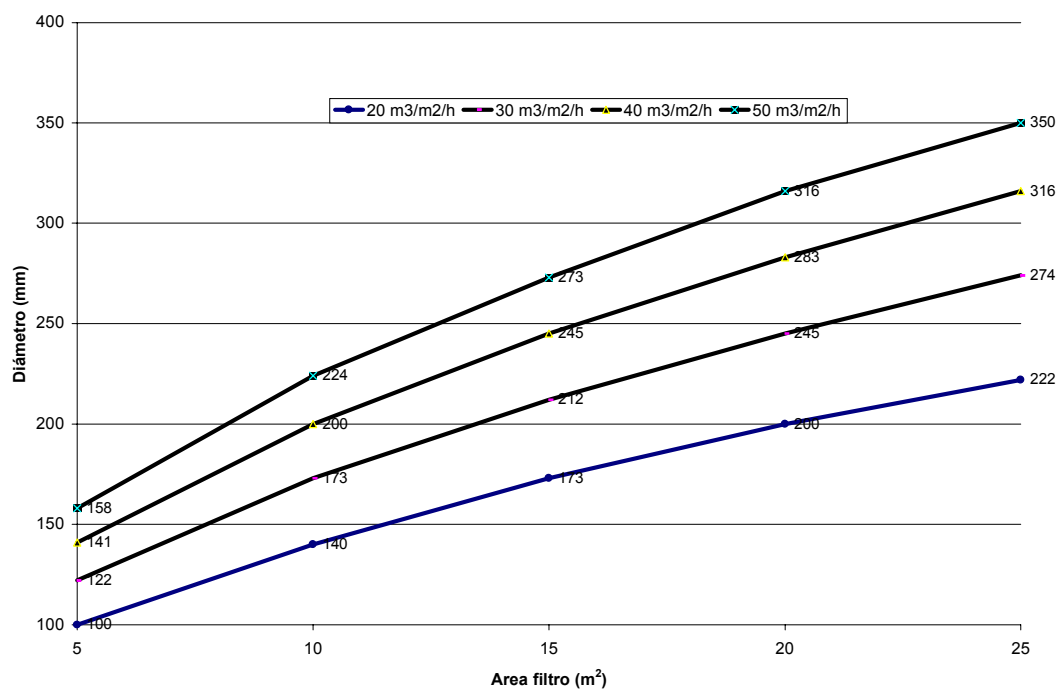


Figura 30. Diámetro del caño central en función del área del filtro y de las velocidades de lavado – colectora inferior

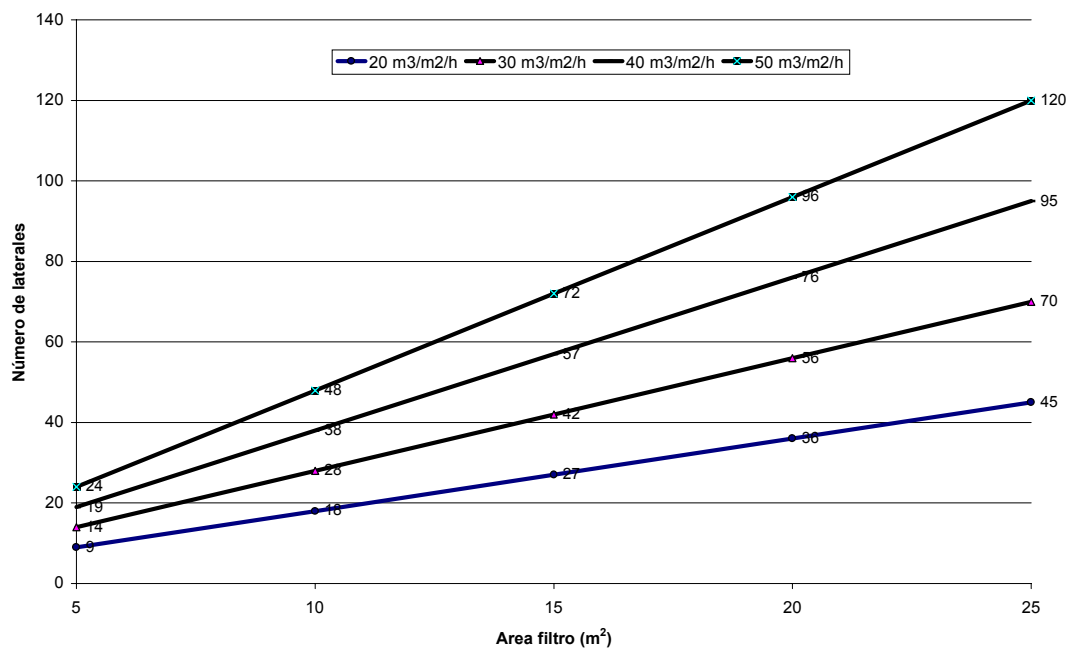


Figura 31. Número de laterales de 50 mm (2") de diámetro en función del área del filtro y de las velocidades de lavado – colectora inferior

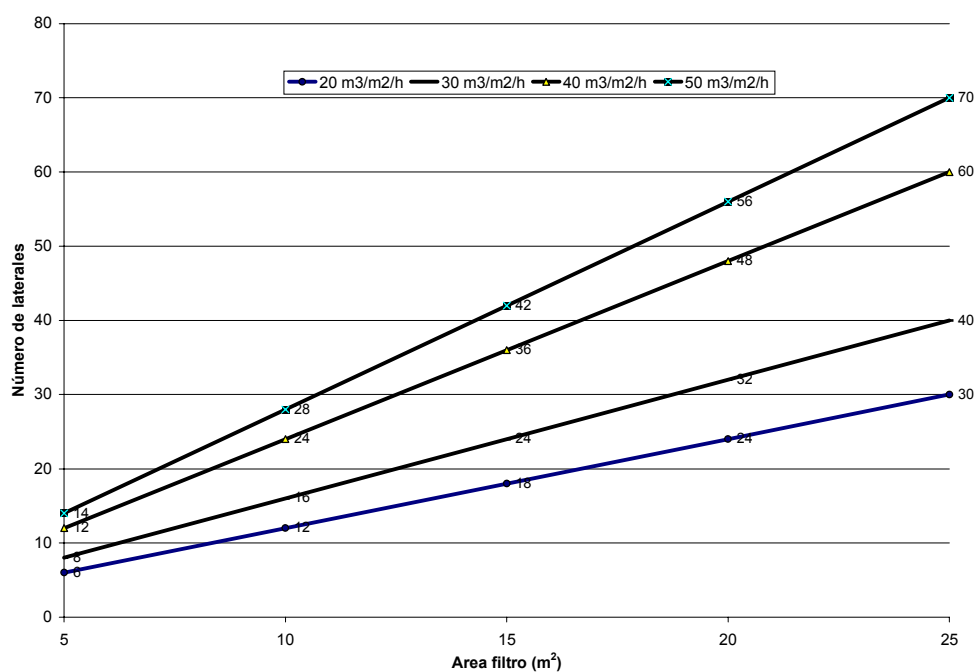


Figura 32. Número de laterales de 63.5 mm (2 1/2") de diámetro en función del área del filtro y de las velocidades de lavado – colectora inferior

Se adopta
$$\Delta H = \left(\frac{Q}{\phi A} \right)^2 \frac{1}{2g}$$

Reemplazando
$$Q = u \cdot A$$

$$\Delta H = \left(\frac{1}{\phi^2 2g} \right) u^2$$

Adoptando
$$\phi = 0,6$$

$$\Delta H = 0,1416 v^2$$

donde:

$$\Delta H : m.c.a.$$

$$u = m / seg.$$

Ejemplo 17

Proyectar y verificar la colectora inferior de un filtro vertical de las siguientes características:

$$D^\circ = 3 \text{ m} \quad A_F = 7,065 \text{ m}^2$$

$$Q_D = 71 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{MIN} = 35 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{MAX} = 106 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_L = 283 \text{ m}^3/\text{h} \quad (U_L = 40 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h})$$

Se adopta una colectora del tipo caño central con laterales y orificios.

En este caso, se utilizan los gráficos de dimensionamiento y luego se verifican las pérdidas de carga.

Del gráfico **Figura 30** para un área del filtro de $7,065 \text{ m}^2$ y velocidad de lavado $40 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$ se necesita un caño central de 170 mm de diámetro, se adopta el diámetro comercial más próximo: $D_{CC} = 200 \text{ mm}$.

Dado que:

$$\frac{n^\circ \text{ laterales}}{2} = n^\circ \text{ espacios} - 1 \quad \therefore n^\circ \text{ espacios} = 1 + \frac{n^\circ \text{ laterales}}{2}$$

y separación entre laterales $S = D^\circ \text{ de filtro } / n^\circ \text{ espacios}$

Tenemos
$$S = \frac{2 D}{n + 2} \quad (1)$$

Donde:

D = diámetro del filtro (cm)

S = separación entre laterales

n = número de laterales

Aplicando (1) resulta
$$S = \frac{2 \cdot 300}{26 + 2} = 21,4 \text{ cm}$$

El diseño verifica, pues la separación entre laterales puede oscilar entre 15 a 30 cm.

Número de orificios

Se adopta 70 por metro cuadrado del área filtrante, luego:

$$n^\circ \text{ orificios} = 70 \cdot 7,065 = 494,5 \text{ orificios} \quad \text{Se adopta 500 orificios.}$$

Para obtener pérdida de carga mínima al caudal mínimo de funcionamiento, de **Tabla 11**, adoptamos velocidad en el orificio $v_{\text{orif}} = 0,3 \text{ m/seg.}$

Luego:

$$Q_{\text{orif}} = \frac{Q_{\text{min}} / 3600}{n^\circ \text{ orif}} = \frac{35 / 3600}{500} = 1,94 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3 / \text{seg.orif.}$$

$$D^\circ \text{ orificio} = \frac{4}{\pi} \left(\frac{Q_{\text{orif}}}{v_{\text{orif}}} \right)^{1/2} = \frac{4}{\pi} \left(\frac{1,94 \cdot 10^{-5}}{0,3} \right)^{1/2} = 0,010 \text{ m} = 10 \text{ mm}$$

Adoptamos $D^\circ \text{ orificio} = 10 \text{ mm.}$

Verificación de las Pérdidas de Carga

A caudal mínimo $Q_{\text{MIN}} = 35 \text{ m}^3/\text{h}$

Pérdida de carga en el orificio:

$$\Delta H = 0,1416 \cdot u^2 = 0,1416 \cdot 0,3^2 = 0,0127 \text{ m.c.a.}$$

(ver **Tabla 11**)

$$\text{Pérdida de carga en el lateral: } \Delta H = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \cdot L$$

(se adopta el lateral más largo $L = 1,5 \text{ m.}$)

$$\text{Velocidad en el lateral } U = \frac{Q_{MIN} / n^{\circ} \text{ laterales}}{A_{lat} \cdot 3600} =$$

$$\frac{35/26}{1,96 \cdot 10^{-3} \cdot 3600} = 0,19 \text{ m / seg}$$

$$\text{Luego } \Delta H = 0,528 \cdot \frac{0,19^2}{19,62} \cdot 1,5 \text{ m} = 0,0015 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{Pérdida de carga en el caño central: } \Delta H = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \cdot L$$

Velocidad en el caño central

$$U = \frac{Q_{MIN}}{A_{CC} \cdot 3600} = \frac{35}{0,0314 \cdot 3600} = 0,31 \text{ m / seg.}$$

$$\text{luego } \Delta H = 0,0935 \cdot \frac{0,31^2}{19,62} \cdot 3 \text{ m} = 0,0014 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{La pérdida total será } \sum \Delta H = 0,0127 + 0,0015 + 0,0014 = 0,0156 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{A caudal máximo de funcionamiento } Q_{MX} = 106 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$\Delta H_{orif} = \Delta H \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^2 = 0,0127 \cdot \left(\frac{106}{35} \right)^2 = 0,116 \text{ m.c.a}$$

$$\Delta H_{lat} = 0,0015 \cdot \left(\frac{106}{35} \right)^2 = 0,0137 \text{ m.c.a.}$$

$$\Delta H_{C.C.} = 0,0014 \cdot \left(\frac{106}{35} \right)^2 = 0,0128 \text{ m.c.a.}$$

$$\sum \Delta H = 0,116 + 0,0137 + 0,0128 = 0,14 \text{ m.c.a.}$$

A caudal de lavado $Q_L = 283 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\Delta H_{orif} = 0,0127 \cdot \left(\frac{283}{35} \right)^2 = 0,83 \text{ m.c.a.}$$

$$\Delta H_{lat} = 0,0015 \cdot \left(\frac{283}{35} \right)^2 = 0,098 \text{ m.c.a.}$$

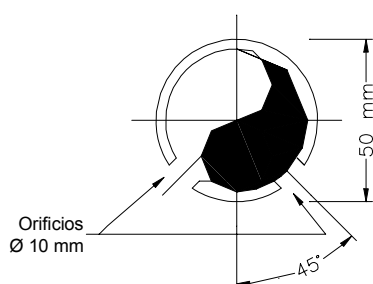
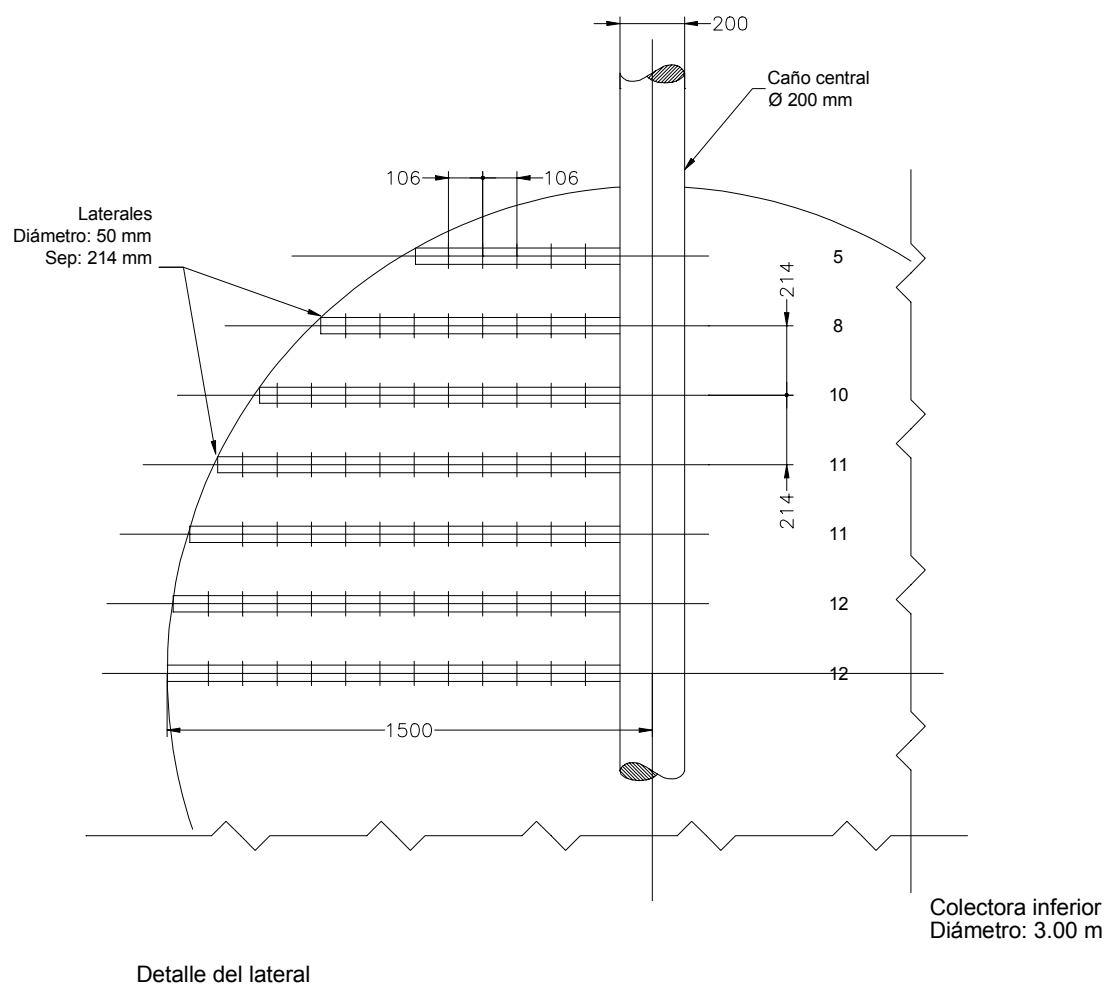
$$\Delta H_{C.C.} = 0,0014 \cdot \left(\frac{283}{35} \right)^2 = 0,091 \text{ m.c.a.}$$

$$\sum \Delta H = 0,83 + 0,098 + 0,091 = 1,0 \text{ m.c.a.}$$

Comparando con las recomendaciones verificamos que se cumple:

- 1). La pérdida de carga en los orificios es mayor que 1,5 veces las del resto del sistema
- 2). La pérdida de carga mínima en los orificios es mayor que 0,010 m.c.a.
- 3). Diámetro de los orificios > 8 y < 12 mm.
- 4). Número de orificios > 50 y < 100
- 5). Velocidad máxima en el caño central 2,5 m/seg. $< 3,5$
- 6). Velocidad máxima en laterales: 1,54 m./seg. < 2

El diseño es satisfactorio. La disposición se muestra en la **Figura 33**.



26 laterales Ø 50 mm separados cada 214 mm
504 orificios Ø 10 mm separados cada 106 mm en doble hilera

Figura 33. Filtro vertical - colectora inferior

Ejemplo de cálculo 18

Proyectar la colectora inferior para el filtro del ejemplo anterior, pero en este caso con falso fondo y toberas.

Se adoptan toberas comerciales de las siguientes características:

- Espesor de las ranuras: 500 micrones

- Area total de ranuras: $4,23 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$
- Diámetro de entra a la tobera: 16 milímetros
- Area de la entrada: $2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

Orientativamente se adoptan 20 toberas por metro cuadrado del área filtrante.

Luego el número de toberas = $20 \cdot 7,065 \text{ m}^2 = 141,3$ toberas.

Una de las disposiciones posibles es la que se muestra en la **Figura 34**, donde la cantidad real adoptada es de 145.

Verificación:

Caudal máximo por tobera:

$$Q_{MXI} = \frac{Q_L}{n} = \frac{283 \text{ m}^3 / \text{h}}{145} = 1,95 \text{ m}^3 / \text{h}$$

De las curvas del fabricante, para este caudal y espesor de ranura, la pérdida de carga es de 0,8 m.c.a.

Luego las pérdidas de carga a los restantes caudales serán:

Caudal mínimo de funcionamiento:

$$\Delta H = \Delta H \left(\frac{Q_{MIN}}{Q_L} \right)^2 = 0,8 \left(\frac{35}{283} \right)^2 = 0,0122 \text{ m.c.a.}$$

Caudal de diseño

$$\Delta H = 0,8 \left(\frac{70}{283} \right)^2 = 0,049 \text{ m.c.a.}$$

Caudal máximo de funcionamiento

$$\Delta H = 0,8 \left(\frac{105}{283} \right)^2 = 0,11 \text{ m.c.a.}$$

El diseño verifica que la ΔH mínima sea $\geq 0,010$ m.c.a. para una buena colección y distribución y además que el número de toberas por m^2 de área filtrante es > 20 .

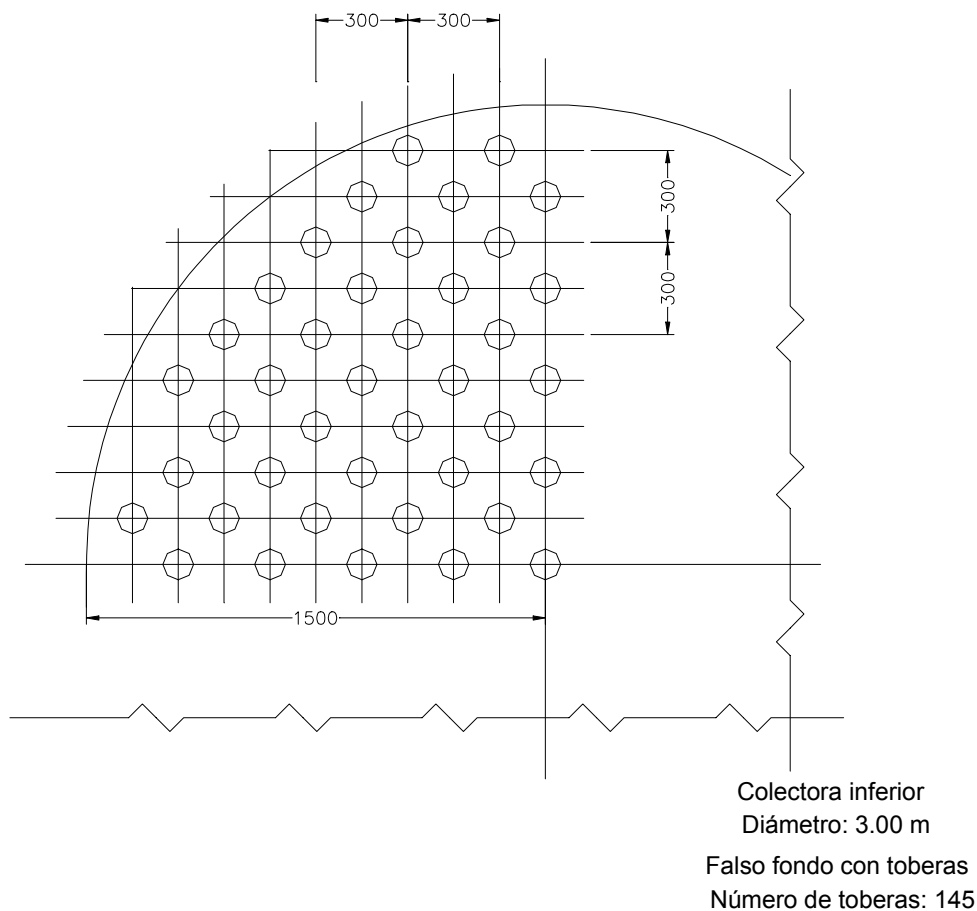


Figura 34. Filtro vertical - colectora inferior

9.7. REVISIÓN DE NORMAS

En lo que hace al proyecto de colectoras inferiores nos referiremos en este ítem a las tradicionales normas ó condiciones de Jenks. Estrictamente, estas condiciones fueron desarrolladas para filtros a gravedad de sección rectangular ó cuadrada, sin embargo, podrían aplicarse a filtros horizontales a presión.

Se expresan así:

$$1). \frac{\text{Area total de orificios}}{\text{Area filtrante}} = 0,0015 \text{ a } 0,005$$

$$2). \frac{\text{Area del lateral}}{\text{Area de orificios servidos}} = 2 \text{ a } 4$$

$$3). \frac{\text{Area del caño central}}{\text{Area total de los laterales sevidos}} = 1,5 \text{ a } 3$$

Se debe tener en cuenta que la presión disponible en filtros a gravedad es la atmosférica y que la pérdida de carga máxima en estos casos es del orden de los 2 a 2,4 m.c.a. En filtros a presión, las presiones normalmente pueden llegar hasta los 30-50 m.c.a. y las pérdidas de carga máxima a valores de 4 a 5 m.c.a.

La aplicación de las condiciones de Jenks, válidas en filtros a gravedad, salvo la tercera, conducen por lo general, a diseños muy conservadores y por lo tanto antieconómicos.

La tercera condición, aún en filtros a gravedad, es muy difícil de cumplir, dado que conduce a diámetros del conducto central muy elevados y de muy baja velocidad.

Se sugiere por lo tanto efectuar una estimación previa con las condiciones 1 y 2 de Jenks y luego efectuar los cálculos como se ha indicado en 9.6.1.

10. INSTRUMENTACIÓN

Para la operación y control técnico y económico de una planta de filtración directa resulta indispensable la medición de determinados parámetros en campo y en laboratorio.

Siempre es posible la transmisión de los datos obtenidos en campo a un panel general de control y comando, para su lectura instantánea y/o registro, como se indica en el Capítulo XV – Instalaciones Eléctricas y Automatismo de las Fundamentaciones.

10.1. TEMPERATURA

Su medición es importante dado que sus variaciones conducen a la modificación de las dosis de materias químicas y de los caudales de lavado.

Los sensores sugeridos son del tipo termocuplas ó detectores de variación de resistencia eléctrica. Los primeros son más económicos, pero los segundos son más estables y sensibles a las variaciones de temperatura.

10.2. PRESIÓN

Todas las electrobombas del sistema deben estar provistas de manómetros.

En el caso de los filtros se recomienda el uso de dispositivos de medición de presión diferencial, para el control de las pérdidas de carga.

10.3. CAUDAL

Es necesario medir los caudales de agua a tratar, de agua filtrada y de lavado.

Existen diversos tipos de medidores, descritos en el Capítulo XIV Macromedidores y Micromedidores en Cañerías a Presión de las Fundamentaciones. Estos se basan en medición de presión diferencial (rotámetros, venturis, placas de orificios) medición de velocidad (turbinas) o en propiedades del fluido circulante (ultrasonido, magnéticos).

Los primeros introducen una pérdida de carga relativamente importante en el circuito, pero son económicos y confiables.

Los medidores basados en la modificación de velocidad, tipo turbina, presentan menos pérdida de carga aunque pueden presentarse problemas de mantenimiento si se ubican en la línea de agua a tratar. En filtración directa, dado que los sólidos en suspensión y la turbiedad son bajas, estos problemas son mínimos.

Los medidores por ultrasonido ó los magnéticos son excelentes, pero sus costos son elevados.

10.3.1. pH

Dada la importancia de este parámetro en la dosación y en la potabilidad del agua tratada se sugiere su aplicación tanto en el agua cruda como en la tratada.

Sin embargo, son instrumentos delicados que requieren limpieza y calibración frecuente, por lo tanto, personal competente y entrenado. Salvo en plantas grandes y automatizadas probablemente con los equipos normales de laboratorio resulte suficiente.

10.3.2. Turbiedad

Debe medirse tanto en la entrada como en la salida. En filtración directa nos encontramos con rangos bajos de turbiedad del agua cruda, por lo que se sugiere escala de 0 a 100 NTU.

El rango de salida debe estar comprendido entre 0 y 5 NTU. En el pasado se emplearon distintos métodos y unidades para su medición, que aún pueden encontrarse en la literatura.

El principio operativo de estos instrumentos es una medición óptica que detecta los sólidos en suspensión en el agua. No es una medida cuantitativa del peso de los sólidos suspendidos.

El método ampliamente utilizado en la actualidad es el nefelométrico, que emplea la refracción del rayo de luz incidente sobre un cristal en un ángulo de 90°.

Los resultados de la medición se expresan como NTU (Unidades nefelométricas de turbiedad).

10.3.3. Indicación

Suministra el valor instantáneo del parámetro que está midiendo el instrumento.

Es el tipo mínimo de medición que se requiere en plantas de operación manual.

10.3.4. Registro

Acumula la información durante los ciclos de operación de la planta y los registra en el gráfico que depende del tipo de instrumentos y fabricante.

En el caso de contar solamente con indicación, el personal técnico de planta debe encargarse de confeccionar y mantener al día la información. La importancia de contar con registro consiste en que se puede analizar la historia de la planta: la comparación a lo largo del tiempo de los distintos parámetros permite la detección de fallas y la implementación de mejoras tanto técnicas como económicas.

10.3.5. Control y Comando

Para la eficiente operación del sistema de tratamiento, la instrumentación ya mencionada debe adecuarse al tipo de comando que se desee o proyecte para la planta: manual, semi-automático ó automático. En la medida que aumenta el automatismo, aumentan los costos de inversión pero también disminuye la necesidad de mano de obra menos calificada, y la probabilidad de errores en operación.

11. AUTOMATIZACIÓN

Las plantas de filtración directa a presión se prestan especialmente a ser automatizadas.

Normalmente los parámetros que comandan un sistema automático son: pérdida de carga, calidad del agua filtrada (turbiedad) y duración de la carrera (tiempo).

11.1. PÉRDIDA DE CARGA

La situación ideal de trabajo de un filtro es aquella en la que coinciden en el tiempo la máxima pérdida de carga admisible con la ruptura del filtro (Breakthrough, colmatación rápida del filtro por acumulación de sólidos, con la consiguiente aparición de turbiedad en el filtrado).

En la práctica raramente se presenta esta situación. La pérdida de carga durante la mayor parte de la carrera se mantiene prácticamente constante y aumenta muy lentamente (aprox. el 80% del tiempo). Al final, el aumento es muy rápido y es en ese momento cuando los sensores de presión deben dar la orden de parada del filtro y, desencadenan el ciclo de lavado.

Las válvulas del filtro, automáticas, pueden ser comando neumático o eléctrico. En el primer caso se requiere una válvula solenoide (por lo general de tres vías) que recibe la señal eléctrica de apertura ó cierre, que permite el paso del aire comprimido al actuador neumático de la válvula. Cuando los actuadores son eléctricos reciben la señal directamente del panel de control. En este último se programa la secuencia de apertura y cierre de la válvulas mediante temporizadores regulables.

En síntesis, el elemento primario de medición envía la señal eléctrica al centro de control programable (PLC) y éste a su vez emite las órdenes a los sistemas funcionales. Estos sistemas pueden incluir: las electrobombas de alimentación, las válvulas de los filtros, electrobomba de lavado, compresores para lavado por aire. El PLC puede además, recibir señales de otros parámetros; por ejemplo: turbiedad del agua cruda, turbiedad del agua filtrada, caudales de entrada y salida, dosación de productos químicos y enviarlas a una computadora para su almacenamiento, registro y análisis.

11.2. TURBIEDAD

Cuando el control del automatismo se desea realizar con este parámetro, el elemento primario es un instrumento (turbidímetro) capaz de transformar la medición óptica en una señal eléctrica que se envía al centro de control programable.

11.3. CARRERA

En este caso, la señal primaria puede provenir de un totalizador de caudal, ó simplemente de una medición de tiempo (temporizador).

Se ha mencionado que la tendencia actual es tratar de no prolongar las carreras de filtración más allá de las 24 horas.

Todos los sistemas mencionados trabajan bajo el mismo principio; la diferencia se encuentra en el elemento sensor primario.

Puede, por supuesto, diseñarse el PLC para que actúen una ú otra de las variables mencionadas. Todos estos sistemas pueden equiparse con dispositivos de seguridad como alarmas visuales y acústicas que indiquen:

- Detención y arranque de bombas, apertura y cierre de válvulas en ocasiones no programadas (fallas mecánicas ó eléctricas), variables excedidas de los límites permisibles (caudales de funcionamiento y lavado, turbiedad, duración de la carrera, etc.).
- El automatismo completo puede incluir la modificación de las dosis de productos químicos en función de los caudales y de la calidad del agua cruda.

En este caso debe evaluarse la conveniencia técnica y económica de implementarlos.

Es decir, el posible ahorro en el consumo de materias químicas debe ser significativo comparado con los costos de inversión y amortización de los equipos.

En ciertos casos puede no ser necesario una automatización completa y proyectar un sistema semi-automático.

En estos sistemas las funciones del PLC, las debe cumplir un operador.

Las señales de los elementos primarios se envían a un tablero de comando, con indicación y registro de las variables a controlar.

Pero las operaciones y su secuencia son ejecutadas mediante interruptores manuales.

Resulta necesario entonces la presencia de un operador calificado.

12. NATATORIOS

El caso de los natatorios es un ejemplo típico de filtración directa a presión, utilizada universalmente.

Se pueden clasificar en general como de uso privado y de uso público.

El primero comprende aquellos instalados en residencias particulares y algunos establecimientos especiales. En este caso los volúmenes no exceden los 200 m³.

Los natatorios de uso público pueden llegar a tener hasta 5000 m³, y el volumen medio que se encuentra en la práctica es del orden de los 2000 a 3000 m³. Esto no implica que puedan construirse con capacidades mayores a los 5000 m³.

Natatorios de uso privado

Existe en el comercio una gama muy amplia de equipos de tratamiento. Los sistemas más comunes son: filtros de pre-capas donde el material filtrante es tierra de diatomeas, filtros de telas especiales, por lo general sintéticas, con abertura de malla del orden de los 5 a 20 micrones, y filtros de arena.

Una válvula multivía manual efectúa las operaciones de recirculación y contralavado. Son unidades compactas que vienen equipadas con la bomba de recirculación y lavado, filtro de hojas e hilachas y el filtro en sí. La dosación debe efectuarse manualmente.

Dada la importancia sanitaria que reviste la presencia de un adecuado contenido de cloro libre residual en la pileta, resulta fundamental su control permanente por parte del propietario o del operador que éste asigne.

El tenor de cloro residual a mantener durante la operación del natatorio debe ser no menor de 0,2 mg/l y no mayor de 0,8 mg/l y el pH estar comprendido entre 6,5 y 7,5.

Se recomienda como dosis de cloro 5 g/m³ lo que equivale a 50 g/m³ de hipoclorito al 10 %.

Para un natatorio de 100 m³, se necesitaría 10 m³ . 50 g/m³ = 500 g, aproximadamente 5 litros de hipoclorito. Es conveniente distribuirlo uniformemente a lo largo del borde del espejo de agua en las últimas horas de la tarde (cuando se deja de usar). Por supuesto, durante el día se debe controlar los residuales y agregar lo necesario para obtener los rangos aceptables.

Esto dependerá del uso y de factores ambientales: cantidad de bañistas, temperatura ambiente, asoleamiento.

Existen en plaza comparadores colorimétricos del tipo de cintas sumergibles prácticas y económicas.

El llenado de las piletas se efectúa con aguas superficiales tratadas o con aguas subterráneas.

Es conveniente contar, en el segundo caso, con análisis físico-químicos y biológicos, puesto que puede ser necesario tomar medidas correctivas.

Por ejemplo, durezas excesivas (mayores a 300 – 400 mg/l (CO_3C_a)) y pH bajos o altos requieren ablandamiento y/o neutralización.

Dado que esta agua presentan turbiedades inferiores a las 3 UNT, la velocidad de filtración puede llegar a valores de 40 – 50 $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ h}$. La recirculación del volumen del natatorio debe efectuarse como máximo en 8 horas.

Si se toma una pileta de 200 m^3 , el caudal a recircular resulta de $200 \text{ m}^3/8 \text{ hs} = 25 \text{ m}^3/\text{h}$ y el área filtrante de $25 \text{ m}^3/\text{h} / 50 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h} = 0,5 \text{ m}^2$ lo que da un diámetro de 0,8 m.

Es evidente que para menores volúmenes, los diámetros pueden ser menores, pero es aconsejable en todos los casos verificar el caudal de la bomba y el diámetro del filtro.

Con respecto a las cañerías de recirculación, dada la variedad de diseños actuales del espejo de agua caben las siguientes recomendaciones generales:

Cañería de aspiración: las tomas deben ubicarse en la parte menos profunda del natatorio y distribuidas lo más uniformemente posible con el propósito de obtener el mismo caudal en cada una de ellas. La velocidad en la cañería no debe superar 1,5 m/seg. Se ubicarán las tomas a no más de 0,3 m del fondo.

Cañería de impulsión: la ubicación de las descargas se dispondrá con el mismo criterio anterior, pero en la sección más profunda y a media altura entre el fondo y el pelo de agua.

La velocidad en la cañería puede llegar a 2,5 m/seg.

Cañería de limpia fondo: según las dimensiones y capacidad del natatorio se ubicarán como mínimo 1 ó 2 tomas.

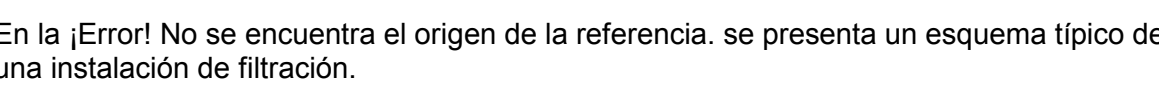
El diámetro de esta cañería debe fijarse de manera que la velocidad no supere los 3,5 m/seg.

El equipo, dado que son unidades compactas, debe ubicarse por debajo del nivel del pelo de agua.

Como en general los usuarios de estos sistemas no poseen los conocimientos técnicos necesarios resulta conveniente el asesoramiento de un profesional capacitado.

Natatorios públicos

Como se ha mencionado, su capacidad es muy variable, pero como promedio puede aceptarse volúmenes del orden de los 2000 a 3000 m^3 .

En la  ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia. se presenta un esquema típico de una instalación de filtración.

Debe contarse con un análisis físico químico biológico completo del agua que se utilizará en el llenado, previamente a la construcción del natatorio.

Se han dado casos en los que, una vez construida la pileta y llenada con agua subterránea, se detectó la presencia de compuestos indeseables (por ejemplo, cromo hexavalente) lo que obligó a costosas medidas correctivas.

Los filtros, por razones ya mencionadas, pueden diseñarse para velocidades de filtración de 40 a 50 m³/h. Dado que las velocidades necesarias para el lavado se encuentran en el mismo orden, se utiliza la misma electrobomba de recirculación para proceder a la operación de lavado.

La recirculación del volumen del natatorio no debe exceder las 8 horas.

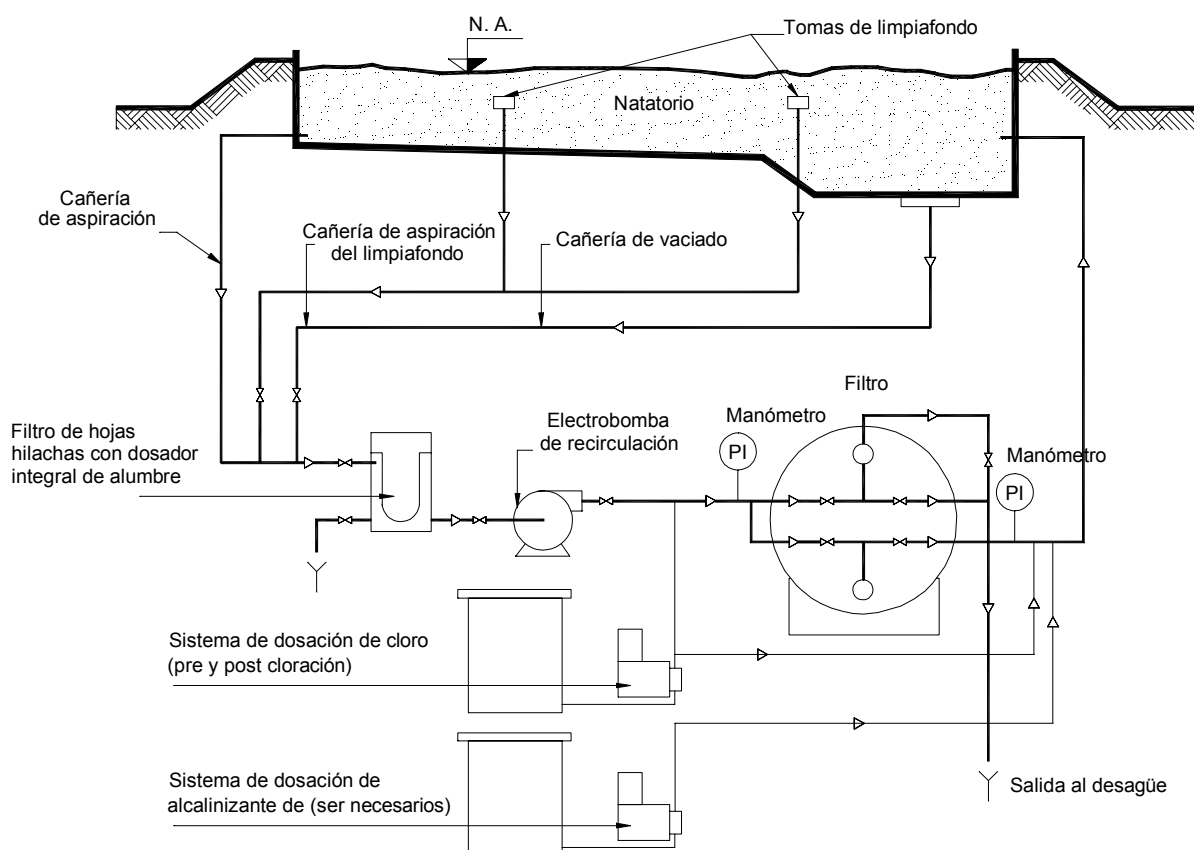


Figura 35. Sistema de recirculación y filtración de natatorios.

Los filtros pueden ser verticales u horizontales. En general, cuando el volumen excede los 500 m³, resultan más convenientes los filtros horizontales puesto que esta disposición permite menores diámetros y por ende, para una misma presión de trabajo, menos espesor de chapa.

El lecho filtrante, para las condiciones de trabajo de estos filtros, puede estar compuesto solamente de arena clasificada.

Es recomendable utilizar arenas de tamaño específico (TE) del orden de 0,65 a 0,75 mm y coeficiente de uniformidad (C_u) menor que 1,7.

Dosación de materias químicas

La desinfección puede realizarse mediante hipoclorito de sodio o cloro gaseoso, que por supuesto depende del tamaño del natatorio.

La dosis recomendada es de 3 mg/l (cloro 100%) en forma continua durante la operación de la pileta. Debe aplicarse antes y después del filtro (pre y post cloración) para mantener al mismo esterilizado en todo momento.

Los valores de cloro residual son los ya indicados para natatorios privados (0,2 – 0,8 mg/l).

En estas instalaciones debe evaluarse la conveniencia de contar con un analizador continuo de cloro residual y de un peachímetro en línea lo que permite un monitoreo permanente de estos parámetros.

Para la coagulación se emplea generalmente sulfato de aluminio en piedra que se coloca en el filtro de hojas hilachas.

Este elemento cumple con el doble propósito de retener sólidos en suspensión gruesos (hojas, hilachas, pelos) y alojar en su interior un canasto de malla de acero inoxidable o bronce donde se coloca el sulfato de aluminio.

La dosis a emplear es del orden de los 10 mg/l.

La velocidad de pasaje en el filtro de hojas debe ser inferior a 0,6 m/seg y el volumen del canasto capaz de almacenar la carga diaria de sulfato de aluminio más un margen para los sólidos.

A título ilustrativo, suponiendo un natatorio de 1000 m³, se tendrá:

Caudal de recirculación:	$1000 \text{ m}^3/8 \text{ hs} = 125 \text{ m}^3/\text{h}$
Área del filtro:	$125 \text{ m}^3/\text{h}/50 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h} = 2,5 \text{ m}^2$
Dosación de cloro:	$125 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 3 \text{ g}/\text{m}^3 = 375 \text{ g}/\text{h}$ (Cl 100%)
Dosación de sulfato:	$125 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 10 \text{ g}/\text{m}^3 = 10000 \text{ g}/\text{día} = 10 \text{ kg}/\text{día}$
Área del filtro de hojas	$125 \text{ m}^3/\text{h}/3600 \text{ seg}/\text{h} \cdot 0,6 \text{ m}/\text{seg} = 0,058 \text{ m}^2$
Diámetro del filtro de hojas:	0,27 m
Volumen del canasto	$\text{aprox. } 10 \text{ dm}^3 = 0,01 \text{ m}^3$
Altura del canasto	$0,01 \text{ m}^3/0,058 \text{ m}^2 = 0,17 \text{ m}$
Se adopta diámetro del filtro de hojas:	0,3 m
Altura:	0,5 m (para alojar el canasto de 0,2 m de diámetro y 0,3 m de alto)

Alternativamente, puede utilizarse el método tradicional de dosar una solución al 10% de sulfato de aluminio mediante un dosador volumétrico.

En caso de ser necesario alcalinizar, es conveniente emplear hidróxido de sodio o carbonato de sodio en dosis del orden de 5 a 6 mg/l diluidos al 10%.

El carbonato de sodio (soda solvay), es un poco más caro, pero su manejo presenta menos problemas que el hidróxido.

Cañería de recirculación

La mayoría de los natatorios públicos son de forma rectangular, por lo que resulta más sencillo obtener una colección y distribución uniforme del agua a recircular.

Las tomas deben ubicarse en la zona menos profunda de la pileta y disponerse a no más de 2 m entre ellas y a una altura inferior a los 0,3 m del fondo. Se debe verificar que la succión provocada no sea capaz de atrapar a un niño en la misma. Basta para ello colocar rejillas algo separadas de la cañería, de 15 cm . 15 cm, de manera que la velocidad de pasaje sea menor de 0,3 m/seg.

La razón por la cual es conveniente ubicar las tomas en la zona menos profunda es que, en un natatorio público, la mayor cantidad de bañista se ubican en ella (niños, personas mayores, no nadadores) y por lo tanto de esta manera, la posibilidad de que se contamine todo el natatorio es menor que si se colocan en el otro extremo.

La velocidad en la cañería de aspiración, dados los diámetros involucrados puede llegar hasta los 2,5 m/seg.

Los puntos de ingreso del agua recirculada se disponen a media altura del fondo del natatorio, en la zona más profunda y en cantidad tal que las velocidades no superen 1 m/seg, colocando rejillas adecuadas.

La velocidad en la cañería de impulsión puede llegar hasta los 3,5 m/seg.

Las tomas de la cañería del limpiafondo deben disponerse de manera tal que, en función de las dimensiones del natatorio, y con mangueras de largo máximo de 25 cm, cubran toda el área del mismo. Deben colocarse a no más de 20 cm del pelo de agua.

En la práctica, para ser manejables, estas mangueras no deben superar los 60 mm de diámetro y la cañería de aspiración, en este caso, de 80 mm.

A menos que esté previsto de otra manera, el vaciado de la pileta puede efectuarse, mediante el equipo de recirculación.

Como el vaciado se realiza normalmente una vez por año por mantenimiento, es conveniente preverlo en 24 a 48 horas, de manera de disminuir el tamaño de esta cañería. La toma de fondo siempre debe contar con una reja de dimensiones tales que sus barrotes o malla no permitan la introducción, por ejemplo, de una mano o un pie. Nunca se debe utilizar esta cañería para recirculación, dados los peligros que puede involucrar.

Algunos diseños actuales prevén tomas de superficie para eliminar posibles materiales flotantes. Si no se proyecta una cañería individual para este propósito, y se la conecta

con la cañería de aspiración debe tomarse la precaución de asegurarse un cierre hidráulico eficaz con el propósito de evitar entradas de aire. Como sugerencias constructivas se puede recomendar:

Sala de máquinas, o por lo menos bomba de recirculación, por debajo del nivel del pelo de agua.

Evitar la construcción de salpicaderos, puesto que el oleaje en la pileta hace que las secreciones nasales o bucales retornen inmediatamente al natatorio. Por otra parte si se construyen muy profundos para evitar ese efecto, pueden resultar en una trampa eficaz de brazos y manos. Es preferible una terminación recta del borde de la pileta y una vereda con pequeña pendiente hacia una canaleta exterior.

13. DATOS GARANTIZADOS A INCLUIR EN LA DOCUMENTACIÓN DE LICITACIÓN PARA ADQUIRIR SISTEMAS PATENTADOS

- De proceso
 - Calidad del agua tratada:
 - ❖ Turbiedad (UNT)
 - ❖ PH
 - ❖ Composición química
 - Productos químicos
 - ❖ Coagulante (dosis, tipo)
 - ❖ Ayuda de coagulación (polielectrolito, dosis, tipo)
 - ❖ Alcalinizante (dosis, tipo)
 - Caudales
 - ❖ Caudal neto producido ($\text{m}^3/\text{día}$)
 - ❖ Caudal medio (m^3/h)
 - ❖ Caudal máximo (m^3/h)
 - ❖ Presión de diseño y presión de trabajo (kg/cm^2)
 - ❖ Tipo de lavado (agua solamente, aire-agua, aire y agua)
 - ❖ Caudal y presión del agua de lavado (m^3/h ; kg/cm^2)
 - ❖ Caudal y presión de aire (m^3/h ; kg/cm^2)
 - ❖ Duración del lavado (según tipo – minutos)
 - ❖ Volumen de agua de lavado ($\text{m}^3/\text{día}$)
 - Duración de la carrera (en función del agua a tratar)
 - ❖ Para $T \cong 50 \text{ UNT}$ – $D_c =$ (horas)
 - ❖ Para $T \cong 30 \text{ UNT}$ – $D_c =$ (horas)
 - ❖ Para $T \cong 20 \text{ UNT}$ – $D_c =$ (horas)
 - ❖ Para $T < 20 \text{ UNT}$ – $D_c =$ (horas)
- De materiales
 - Electrobombas
 - ❖ Tipo, modelo, marca
 - ❖ Características constructivas

- ❖ Curvas de funcionamiento
- ❖ Motor, modelo, marca, potencia
- Filtros
 - ❖ Tipo (horizontal o vertical)
 - ❖ Diámetro (m)
 - ❖ Largo (m)
 - ❖ Superficie filtrante (m^2)
 - ❖ Presión de diseño (kg/cm^2)
 - ❖ Material constructivo
 - ❖ Cilindro y casquetes, espesores (mm)
 - ❖ Revestimientos, interior y exterior
 - ❖ Material filtrante: composición (granulometría, TE, CV)
 - ❖ Material soporte: composición (granulometría)
 - ❖ Internos, material constructivo, tipo
 - ❖ Válvulas: tipo, marca, diámetros
 - ❖ Cañerías del filtro: material, tipo diámetros
- Instrumentos
 - ❖ Caudalímetros (tipo, marca, modelo)
 - ❖ Peachímetros (tipo, marca, modelo)
 - ❖ Turbidímetros (tipo, marca, modelo)
 - ❖ Analizador de cloro residual (tipo, marca, modelo)
 - ❖ Otros: (describir)
- Tablero eléctrico
 - ❖ Gabinete
 - ❖ Interior
- Cañerías del sistema
 - ❖ Material, tipo, diámetros
- De operación
 - Consumo de materias químicas (kg/m^3 de agua tratada)
 - Consumo de energía eléctrica (kwh/m^3 de agua tratada)
 - Personal

- ❖ Profesional (horas/m³ de agua tratada)
- ❖ Técnico (horas/m³ de agua tratada)
- ❖ Operación (horas/m³ de agua tratada)
- Repuestos necesarios para un año de operación

14. PROYECTO TÍPICO

Resulta evidente que para el diseño óptimo de los filtros en lo que hace a duración de las carreras, calidad del agua filtrada, selección del medio filtrante y velocidad de filtración la mejor opción para plantas grandes (mayores de 80000 m³/día) es realizar ensayos pilotos con el agua particular a tratar. Con la información adecuada obtenida de la operación de la planta piloto, se pueden seleccionar parámetros de diseño con razonable seguridad. Cuanto menor sea la información, el proyecto debe ser más conservador e incorporar adecuados factores de seguridad.

Ejemplo de cálculo 19

Proyectar una batería de filtros a presión para producir un caudal diario de 10.000 m³, con una turbiedad media durante la carrera $\leq 0,5$ NTU.

Se considera una velocidad media de filtración de 10m³/m²h. y utilizar un medio filtrante homogéneo, estratificado naturalmente, de arena silíceo.

Agua a tratar: según sección 5, ejemplo 1

- Turbiedad: 35 NTU (78% del tiempo)
 - < 49 NTU (92% del tiempo)
 - Promedio anual: 28,82 NTU
- Alcalinidad: promedio anual: 30,49 mg/l (CO₃Ca)
- Temperaturas típicas:
 - Verano: 25°C
 - Invierno: 8°C
- Presión de trabajo: 2 kg/cm²
- Presión de diseño: 3 kg/cm²

Proyectos:

- 7). Caudal a tratar
- 8). El medio filtrante
- 9). Dimensiones y cantidad de filtros
- 10). Caudales de lavado
- 11). Cuadro de válvulas
- 12). Colectoras interiores

- 13). Cañerías interconectoras
- 14). Pérdidas de carga
- 15). Presión y caudal de las bombas de lavado
- 16). Sistema de dosación
- 17). Dosificación en planta – Lay-Out
- 18). Diagrama de cauces (Flow Sheet)
- 19). Diagrama de proceso e instrumentación (P y I)

Cálculo

Caudal a tratar

Previamente se debe determinar el caudal bruto a tratar.

Para ello, de los ensayos piloto, se han obtenido carreras del orden de las 25 a 28 horas.

Se adopta 24 horas.

Del apartado 5.3. Carreras de filtración, **Tabla 8 y Figura 12.**

$$P_n = \frac{u_n}{u} \cdot P_B \cdot 100 = \% P_B$$

donde

P_n = producción neta ($m^3/día$)

u_n = velocidad neta de filtración (m^3/m^2h)

u = velocidad de filtración (m^3/m^2h)

P_B = producción bruta ($m^3/día$)

Tenemos para $C = 24$ hs $u = 10 m^3/m^2h$ que $u_n = 9,68 m^3/m^2h$

Luego
$$P_n = \frac{9,68}{10} \cdot P_B = 0,968 P_B$$

$$P_B = \frac{P_N}{0,968} = \frac{10000}{0,968} = 10330 m^3 / día$$

Se adopta $P_B = 10400 m^3/día$

Luego el caudal medio será:
$$Q_m = \frac{10400}{24} = 434 m^3 / h$$

Medio filtrante

Se selecciona un medio filtrante de arena silíceas de $TE = 0,7 \text{ mm}$, $CU = 1,5$ y altura del manto $L = 0,8 \text{ m}$.

Las principales razones para la selección son:

- Económicas: costos elevados de los lechos dual y triple frente a los de arena
- Técnicas: de los ensayos piloto la coagulación y floculación es satisfactoria; las variaciones de turbiedad no son bruscas y repentinas, la calidad producida se encuentra dentro de lo exigido.

Dimensiones y cantidad de filtros

Se adoptan cuatro filtros horizontales, suponiendo que el caudal de diseño se obtiene con una unidad fuera de servicio, para tener en cuenta los tiempos de lavado y posibles reparaciones de emergencia.

Luego

$$Area_{filtrante} = \frac{Q_m}{v} = \frac{434}{10} = 43,4 \text{ m}^2$$

$$Area_{de\ cada\ filtro} = \frac{43,4}{3} = 14,46 \text{ m}^2$$

Adoptando diámetro: 3 m., luego el largo recto

$$L_R = \frac{14,46}{3} = 4,82 \text{ m}; \text{ se adoptan } 5 \text{ m.}; \therefore A_f = 15 \text{ m}^2$$

Caudal medio de cada filtro: $Q_{MF} = 10 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h} \cdot 15 \text{ m}^2 = 150 \text{ m}^3/\text{h}$

El sistema queda configurado por 4 filtros de 3 m. de diámetro por 5 m. de largo recto cada uno.

Espesores de los tanques (radiografiado por puntos)

Cilindro – Acero al carbono ($S = 900 \text{ kg/cm}^2$)

$$= \frac{P \cdot R}{SE - 0,6 P} = \frac{3 \cdot 150}{900 \cdot 0,85 - 0,6 \cdot 3} = 0,589 \text{ cm} \text{ Se adopta } 6,4 \text{ mm}$$

Casquetes semi-elípticos

$$t = \frac{P \cdot D}{2SE - 0,2 P} = \frac{3 \cdot 300}{2 \cdot 900 \cdot 0,85 - 0,2 \cdot 3} = 0,588 \text{ cm} \text{ Se adopta } 6,4 \text{ mm}$$

15. BIBLIOGRAFÍA

- A.W.W.A. "Water Quality and Treatment". 4° Ed. 1990.
- A.W.W.A. "Water Quality and Treatment". 3° Ed. 1971.
- Amirtarajah A. "Fundamentals and Theory of Air Scour" J.A.S.C.E. Vol. 110. 1984.
- Amirtarajah A. "Optimum Backwashing of Sand Filters" J.A.S.C.E. Vol. 104. 1978.
- Amirtarajah A. "Theory and Practice of Rapid Mixing". Seminario A.C.O.D.A.L. Columbia. 1987.
- Amirtarajah A., Cleasby J.L. "Predicting Expansion of Filters During Backwash" J.A.W.W.A. Vol. 64. 1972.
- Arboleda Valencia J. "Hydraulic Behavior of Declining Rate Filtration" J.A.W.W.A. Vol 77. 1985.
- Cleasby J.L. "Direct Filtration of Surface Waters" Seminario A.C.O.D.A.L. Columbia 1989.
- Cleasby J.L., Williamson M.M., Baumann R. "Effect of Filtration Rate Changes on Quality" J.A.W.W.A. Vol. 55. 1963.
- Cleasby J.L., Woods C.W. "Intermixing of dual and Multimedia Granular Filters" J.A.W.W.A. Vol. 67. 1975.
- Comitee Report. "The Status of Direct Filtration" J.A.W.W.A. Vol. 72 1980.
- Conley W.R. "High Rate Filtration" J.A.W.W.A. Vol. 64 1972.
- Culp R.L. "Direct Filtration" J.A.W.W.A. Vol. 68. 1977.
- Degremont. "Water Treatment Handbook". 1973.
- Di Bernardo, Luis. "Filtración Directa Descendente" U.N.R. Seminario. Rosario 1993.
- Fair G.M., Geyer J.C., Okun D.A. "Water and Waste Engineering". 1968
- Ives K.J. "Deep Filters" A.I.C.H.E. Seminario. Houston. 1967.
- Sanks R.L. "Water Treatment Plant Design". 1990.
- Wagner E.G., Hudson H.E. "Low Dosage, Highrate Direct Filtration" J.A.W.W.A. vol. 74. 1982.