



**REPÚBLICA DE BOLIVIA**



**MINISTERIO DEL AGUA**  
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

# **Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable**

*Volumen 2 de 2*

*Segunda revisión  
Diciembre 2004*

# Reglamento Nacional

**NB 689**

---

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS  
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

## **REGLAMENTOS TÉCNICOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE**

**Volumen 2 de 2**

**Segunda revisión**

**Diciembre 2004**

## PREFACIO

La presente actualización de los “Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable”, de la Norma NB 689: “Instalaciones de agua - Diseño para sistemas de agua potable”, que sustituye a los correspondientes Reglamentos editados en noviembre de 1996, fue realizada por el Viceministerio de Servicios Básicos, a través de la Dirección General de Servicios Básicos, a cargo del Ing. MSc. Alvaro Camacho, bajo la coordinación del Ing. Alcides Franco, Director del Área de Normas y Tecnología (DANT) del MSOP, y la supervisión del Ing. MSc. Marco Quiroga, Coordinador General del Proyecto de Asistencia Técnica (PROAT).

La actualización de estos Reglamentos ha sido encomendada al Comité Técnico, integrado por los siguientes profesionales e instituciones:

### COMITE TECNICO

Alcides Franco	DANT / VSB	Ronny Vega	ANESAPA
Marco Quiroga	VSB / PROAT	Evel Álvarez	AISA
Marina Dockwailer	FPS Nacional	José Luis Castagné	ABIS
Fradly Torrico	FPS Nacional	Gonzalo Dalence E.	IBNORCA
Edson Valda	FNDR		
Carlos Gámez	SISAB		

La revisión de los Reglamentos se realizó en talleres regionales con la participación de los siguientes profesionales e instituciones:

Edwin Laruta	VSB	Manuel Elías	EMPRESA MISICUNI
Jorge Calderón	VSB	José Díaz	IIS-UMSA
Enrique Torrico	VSB	Francisco Bellot	IIS-UMSA
Susana Jaramillo	VSB	Edwin Astorga	IIS-UMSA
Reynaldo Villalba	VSB	Gregorio Carvajal	IIS-UMSA
Wilma Montesinos	VIPFE	Oscar Moscoso	CASA-UMSS
Erico Navarro	PROAGUAS	Oddin Chávez	UAGRM
Jorge Flores	SISAB	Roñando Tardío	UAGRM
Marco Reyes	FPS La Paz	Franz Choque	ABIS Cochabamba
Marco Gómez	FPS La Paz	Zoilo Cordero	ABIS Cochabamba
Oswaldo Valverde	FPS La Paz	Juan Carlos Holters	ABIS Santa Cruz
Ramiro Iporre	FPS Cochabamba	Víctor Rico	CARE
Mario Amez	FPS Cochabamba	José Antonio Zuleta	UNICEF
Eduardo Cuestas	FPS Santa Cruz	Marcelo Encalada	Fundación SODIS
Ramiro Plaza	FPS Santa Cruz	Grover Calicho	PRODASUB - JICA
Edson Zelada	UNASBVI Cochabamba	Roger Mattos	Empresa GLOBAL
Percy Soria Galvarro	UNASBVI Oruro	Gery Irusta	SED FMC
Romel Chávez	Prefectura Santa Cruz	Adolfo Mantilla	SED FMC
Juan Carlos Guzmán	HAM Cochabamba	Leocanio Mendoza	CONAM SRL
Jhonny Pérez	HAM Vinto - Cochabamba	Rolando Nogales	CONAM SRL
Daniel Flores	HAM Vinto - Cochabamba	Pedro Lino	CEDEAGRO
Mario Severich	HAM Colcapirhua - Cochabamba	Jorge Saba	APSAR
Juan Carlos Agudo	SAMAPA	Heinar Azurduy	PROHISABA
Ricardo Ayala	SEMAPA	Orlando Ortuño	DASOC
Carlos Guardia	SEMAPA	Miguel Moreno	SAE LABS ECO SERVI
Rolando Montenegro	COSPHUL	Humberto Cordero	Profesional independiente
Rolando De Chazal	SAGUAPAC	Oscar Álvarez	Profesional independiente
Fernando Trigo	SAGUAPAC		

### ELABORACIÓN: AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento
Carlos España Vásquez	Consultor
Grover Rivera B.	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

### FINANCIADOR:

Agencia Sueca para el Desarrollo Internacional (Asdi)

RESOLUCIÓN MINISTERIAL Nº

Nº 104

La Paz 11 DIC 2007

**CONSIDERANDO:**

Que, el literal e) del Artículo 3º de la Ley Nº 3351, de 2 de febrero de 2006, Ley de Organización del Poder Ejecutivo, establece como atribución general de los Ministros: "Dictar normas relativas al ámbito de su competencia y resolver en última instancia, todo asunto administrativo que corresponda al Ministerio".

Que, el literal c) del Artículo 4º de la Ley Nº 3351 Ley de Organización del Poder Ejecutivo, de 21 de febrero de 2006, establece que es atribución específica del Ministro del Agua, plantear y ejecutar, evaluar y fiscalizar las políticas y planes de servicio de agua potable y saneamiento básico, riego y manejo de cuencas, aguas internacionales y transfronterizas.

Que el Artículo 61 del Decreto Supremo Nº 28631 Reglamento a la Ley de Organización del Poder Ejecutivo, de fecha 8 de marzo de 2006, establece que en la estructura del Ministerio del Agua, es la siguiente: Viceministerio de Servicios Básicos, Viceministerio de Riego y Viceministerio de Cuencas y Recursos Hídricos.

Los literales d) y e) del Artículo 63 del Decreto Supremo Nº 28631 Reglamento a la Ley de Organización del Poder Ejecutivo, de fecha 8 de marzo de 2006, dispone que son funciones del Viceministro de Servicios Básicos, entre otras, las siguientes: d) Promover normas técnicas, disposiciones reglamentarias e instructivos para el buen aprovechamiento y regulación de los servicios básicos y proponer por conducto regular proyectos de leyes y otras disposiciones para el sector; e) Difundir y vigilar la aplicación de políticas, planes, proyectos y normas técnicas para el establecimiento y operación de los servicios básicos, ejerciendo tuición sobre la Superintendencia de Saneamiento Básico.

Que, el objetivo fundamental de la Norma y sus Reglamentos Técnicos es estandarizar el diseño y optimizar costos de inversión para permitir el acceso a los servicios de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales a un mayor número de personas, priorizando sectores sociales de menores ingresos económicos.

Que, la Norma y sus Reglamentos Técnicos recogen en la presente versión experiencias de la práctica moderna de la ingeniería sanitaria y de la utilización de tecnologías alternativas en el país, transmitida y consensuada mediante un proceso de amplia participación y consulta con profesionales del país.

Que, es necesaria la edición, reimpresión y difusión de la Norma Boliviana NB 689 "Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable Reglamento Técnico de Diseño de Proyectos de Agua Potable", Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable en los volúmenes 1 y 2, Norma Boliviana NB 512 "Norma Técnica de Agua Potable - Requisitos", Norma Boliviana NB 495 "Norma Técnica de Agua Potable Definiciones y Terminología", Norma Boliviana NB 496 "Norma Técnica de Agua - Potable Toma de Muestras" y Reglamento para el Control de la Calidad de Agua para el Consumo Humano de la Norma Boliviana NB 512, para permitir su aplicación por parte de los profesionales del sector con carácter obligatorio en el ámbito urbano y rural del país.



Que, de acuerdo a los Informes VSB/UNI 016/2007 y VSB/UNI – 21/07, la Unidad de Normas e Institucionalidad, del Viceministerio de Servicios Básicos del Ministerio del Agua, recomienda la edición e impresión de la Norma Boliviana NB 689 “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable Reglamento Técnico de Diseño de Proyectos de Agua Potable”, Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable en los volúmenes 1 y 2, Norma Boliviana NB 512 “Norma Técnica de Agua Potable – Requisitos”, Norma Boliviana NB 495 “Norma Técnica de Agua Potable Definiciones y Terminología”, Norma Boliviana NB 496 “Norma Técnica de Agua - Potable Toma de Muestras” y Reglamento para el Control de la Calidad de Agua para el Consumo Humano de la Norma Boliviana NB 512, solicitando dar curso a la aprobación de la norma precitada así como a sus reglamentos.

**POR TANTO:**

El Ministro del Agua, en aplicación de sus atribuciones conferidas por ley.

**RESUELVE:**

**Artículo 1º.-** Aprobar la Norma Boliviana NB 689 “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable Reglamento Técnico de Diseño de Proyectos de Agua Potable”, Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable en los volúmenes 1 y 2, que forma parte integrante de la presente Resolución como Anexo “A”.

**Artículo 2º.-** Aprobar los Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable, en los volúmenes 1 y 2, que forma parte integrante de la presente Resolución como Anexo “B”

**Artículo 3º.-** Aprobar la Norma Boliviana NB 512 “Norma Técnica de Agua Potable – Requisitos”, que forma parte de la presente Resolución como Anexo “C”.

**Artículo 4º.-** Aprobar la Norma Boliviana NB 495 “Norma Técnica de Agua Potable Definiciones y Terminología”, que forma parte de la presente Resolución como Anexo “D”.

**Artículo 5º.-** Aprobar la Norma Boliviana NB 496 “Norma Técnica de Agua - Potable Toma de Muestras”, que forman parte de la presente Resolución como Anexo “E”.

**Artículo 5º.-** Aprobar el Reglamento para el Control de la Calidad de Agua para el Consumo Humano de la Norma Boliviana NB 512, que forman parte integrante de la presente Resolución como Anexo “F”.

**Artículo 6º.-** La Norma Boliviana NB 689 “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable Reglamento Técnico de diseño de Proyectos de Agua Potable”, Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable en los volúmenes 1 y 2, Norma Boliviana NB 512 “Norma Técnica de Agua Potable – Requisitos”, Norma Boliviana NB 495 “Norma Técnica de Agua Potable Definiciones y Terminología”, Norma Boliviana NB 496 “Norma Técnica de Agua - Potable Toma de Muestras” y Reglamento para el Control de la Calidad de Agua para el Consumo Humano de la Norma Boliviana NB 512, aprobadas mediante la presente Resolución Ministerial, deberán ser obligatoriamente aplicadas en todo el territorio nacional, por instituciones y profesionales del sector, en el diseño de sistemas de agua potable.

**Artículo 7º.-** Se autoriza al Viceministerio de Servicios Básicos para que en coordinación con la Dirección General de Asuntos Administrativos del Ministerio del Agua proceda a la edición, reimpresión, difusión y distribución en forma gratuita de la Norma Boliviana NB 689 “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable Reglamento Técnico

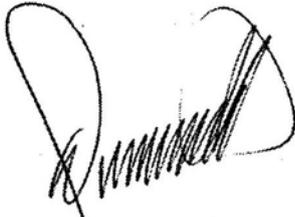


de diseño de Proyectos de Agua Potable”, Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable en los volúmenes 1 y 2, Norma Boliviana NB 512 “Norma Técnica de Agua Potable – Requisitos”, Norma Boliviana NB 495 “Norma Técnica de Agua Potable Definiciones y Terminología”, Norma Boliviana NB 496 “Norma Técnica de Agua - Potable Toma de Muestras” y Reglamento para el Control de la Calidad de Agua para el Consumo Humano de la Norma Boliviana NB 512, a Municipios, Entidades e Instituciones públicas y privadas, bibliotecas universitarias, sociedades de profesionales, programas y proyectos del sector y otros priorizados por el Viceministerio de Servicios Básicos.

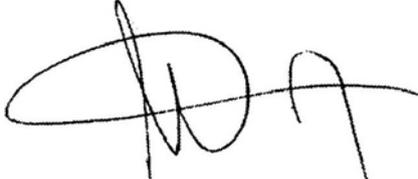
**Artículo 8º.-** El Viceministerio de Servicios Básicos y la Dirección General de Asuntos Administrativos del Ministerio del Agua, quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución Ministerial.

**Artículo 9º.-** Se abroga la Resolución Ministerial N° 230/2004, de 07 de septiembre de 2004, emitida por el Ministerio de Servicios y Obras Públicas. Quedan abrogadas y derogadas todas las resoluciones contrarias a la presente Resolución Ministerial.

Regístrese, comuníquese, cúmplase y archívese.



*Alcides Franco Torrico*  
VICEMINISTRO DE SERVICIOS BÁSICOS S.R.L.  
MINISTERIO DEL AGUA



*Walter Valda Rivera*  
MINISTRO DEL AGUA



## **PRESENTACIÓN**

El Ministerio de Servicios y Obras Públicas, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, pone a disposición de los profesionales del país los presentes “Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable”, actualizados tomando en cuenta los avances tecnológicos y los requerimientos del Sector en Bolivia.

Los presentes Reglamentos tienen como objetivo fundamental reglamentar el diseño y consecuentemente la construcción de los sistemas de agua potable, para asegurar la entrega de obras de calidad que faciliten la provisión de un servicio adecuado que perdure en el tiempo, mejorando las condiciones de vida y salud del ciudadano boliviano.

Estos Reglamentos deben ser conocidos y aplicados de forma obligatoria por los responsables del diseño e implementación de proyectos de abastecimiento de agua potable, a nivel urbano, periurbano y rural. En los presentes Reglamentos se han incluido nuevos conceptos y criterios de diseño acordes con los adelantos tecnológicos y prácticas de la ingeniería sanitaria, de manera que puedan ser aplicados en proyectos de agua potable a nivel urbano, periurbano y rural.

El Ministerio de Servicios y Obras Públicas valora el esfuerzo y dedicación de los profesionales e instituciones que de manera desinteresada contribuyeron para que nuestro país cuente con este valioso instrumento técnico.

## **INTRODUCCION**

El diseño de sistemas de agua potable para poblaciones urbanas, periurbanas y rurales de la República de Bolivia, se ha venido desarrollando en base a la Norma Técnica de Diseño para Sistemas de Agua Potable - NB 689 y a los Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable promulgadas por el entonces Ministerio de Desarrollo Humano, en noviembre del año 1996.

Debido a los avances tecnológicos sobre el diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable que se han dado en los últimos años, el Ministerio de Servicios y Obras Públicas, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, ha encarado la actualización de la Norma NB 689 y sus Reglamentos, con el propósito de incorporar y modificar conceptos, criterios y fórmulas que se ajusten a la realidad actual para el diseño de sistemas de agua potable en nuestro país. Para el efecto, se han tomado en cuenta las inquietudes de instituciones, profesionales y técnicos que trabajan en el sector.

## **OBJETO**

Los presentes Reglamentos establecen los criterios técnicos de diseño de sistemas de agua potable de carácter público y/o privado, en el área urbana, periurbana y rural para obtener obras con calidad, seguridad, durabilidad y economía; y de esa manera, contribuir al mejoramiento del nivel de vida y salud de la población.

## **CAMPO DE APLICACIÓN**

Estos Reglamentos se aplican a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

Es obligatorio el conocimiento y aplicación de los Reglamentos por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de los proyectos de agua potable. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en los presentes toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

## ÍNDICE GENERAL

### VOLUMEN 1

REGLAMENTO TÉCNICO DE ESTUDIOS Y PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE .....	9
REGLAMENTO TÉCNICO DE FUENTES PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE .....	33
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE OBRAS DE CAPTACIÓN PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE.....	49
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE POZOS PROFUNDOS PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE .....	99
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE ADUCCIONES PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE .....	123
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE.....	211
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE.....	249
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE.....	277
REGLAMENTO TÉCNICO DE VÁLVULAS, TUBERÍAS Y ACCESORIOS PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE .....	319
GLOSARIO DE TÉRMINOS, NOMENCLATURA Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	335

### VOLUMEN 2

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA .....	359
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE DESINFECCIÓN PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE .....	533
GLOSARIO DE TÉRMINOS, NOMENCLATURA Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	553

# Reglamento Nacional

**NB 689**

---

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS  
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

## **REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA**

**Segunda revisión**

**Diciembre 2004**

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1</b>	
<b>GENERALIDADES</b> .....	369
1.1 OBJETO .....	369
1.2 CAMPO DE APLICACIÓN .....	369
1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL DISEÑO UNA PLANTA POTABILIZADORA .....	369
<b>CAPÍTULO 2</b>	
<b>PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA</b> .....	371
2.1 DEFINICIÓN .....	371
2.2 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE PLANTAS .....	371
2.2.1 Tratamiento de las aguas.....	371
2.2.1.1 Procesos y operaciones de tratamiento .....	371
2.2.1.2 Caracterización y análisis de los parámetros de calidad.....	373
2.2.1.3 Selección de fuentes alternativas de agua (superficial y subterránea). .....	373
2.2.2 Tecnología aplicada. ....	374
2.2.2.1 Selección del tratamiento y tecnología asociada.....	374
2.2.2.2 Tecnología alternativa .....	375
2.2.2.3 Participación de la Comunidad .....	375
2.2.3 Operación y mantenimiento de las plantas potabilizadoras .....	375
2.2.3.1 Manuales y documentación .....	375
2.2.3.2 Análisis de vulnerabilidad.....	376
2.2.4 Aspectos económicos y financieros .....	376
2.2.4.1 Costos de inversión, operación y mantenimiento .....	376
2.3 DEMANDA DE AGUA. ....	377
2.4 PERIODO DE DISEÑO.....	377
2.5 UBICACIÓN DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO.....	377
2.6 CAPACIDAD NOMINAL DE LAS PLANTAS.....	378
2.7 ETAPAS O FASES DEL PROYECTO .....	378
2.8 LÍNEAS DE TRATAMIENTO .....	378
2.9 MEDICIÓN DE CAUDALES.....	378
2.10 REGULADORES DE RÉGIMEN HIDRÁULICO .....	379
<b>CAPÍTULO 3</b>	
<b>CONCEPTOS GENERALES</b> .....	380
3.1 TRATAMIENTO DE AGUAS SUBTERRÁNEAS .....	380
3.1.1 Sólo Desinfección, o sin Tratamiento .....	380
3.1.2 Remoción de Hierro, Manganeseo, o ambos, más desinfección .....	380
3.1.3 Ablandamiento por precipitación con cal .....	381
3.2 TRATAMIENTO DE AGUAS SUPERFICIALES .....	382
3.2.1 Desinfección solamente sin filtración.....	382
3.2.2 Tratamiento convencional .....	383
3.2.3 Tratamiento convencional con pretratamiento.....	383
3.2.4 Procesos para fuentes de elevada calidad.....	383
3.2.5 Tratamientos con tecnología apropiada con la adición de sustancias químicas .....	384
3.2.6 Tratamiento de agua por múltiple etapa .....	384

3.2.6.1 Filtración en Múltiples Etapas FiME .....	385
3.2.6.2 Aplicación de FiME .....	385
3.2.6.3 Recomendaciones sobre la selección de la tecnología FiME .....	386
<b>CAPÍTULO 4</b>	
<b>PLANTAS POTABILIZADORAS CONVENCIONALES</b>	
<b>UNIDADES DE PRETRATAMIENTO .....</b>	<b>387</b>
4.1 DEFINICIÓN .....	387
4.2 CRIBADO O CERNIDO (DESBASTE).....	387
4.2.1 Parámetros de diseño:.....	387
4.2.2 Dimensionamiento .....	388
4.3 DESARENADORES.....	388
4.3.1 Parámetros de diseño.....	388
4.3.2 Dimensionamiento .....	390
4.4 PRESEDIMENTADORES .....	391
4.4.1 Parámetros de diseño.....	391
4.4.2 Dimensionamiento .....	393
<b>CAPÍTULO 5</b>	
<b>PROCESOS UNITARIOS EN PLANTAS POTABILIZADORAS:</b>	
<b>PRETRATAMIENTO AIREACIÓN Y TRANSFERENCIA DE GASES .....</b>	<b>397</b>
5.1 DEFINICIÓN .....	397
5.2 SOLUBILIDAD DE LOS GASES.....	397
5.3 SISTEMAS DE AIREACIÓN .....	398
5.3.1 Aireadores de bandejas .....	398
5.3.2 Parámetros de diseño.....	399
5.3.3 Dimensionamiento .....	399
5.3.4 Aireadores de cascada .....	399
5.3.5 Parámetros de diseño.....	399
5.3.6 Dimensionamiento .....	400
5.4 OTROS TRATAMIENTOS.....	400
<b>CAPÍTULO 6</b>	
<b>TRATAMIENTO QUÍMICO EN PLANTAS</b>	
<b>POTABILIZADORAS CONVENCIONALES.....</b>	<b>401</b>
6.1 DEFINICIÓN .....	401
6.2 SUSTANCIAS COAGULANTES .....	401
6.3 SUSTANCIAS COADYUVANTES DE LA COAGULACIÓN.....	402
6.4 SUSTANCIAS DESINFECTANTES .....	402
6.5 MANEJO DE SUSTANCIAS QUÍMICAS .....	403
6.5.1 Procedimiento de cálculo de soluciones.....	404
<b>CAPÍTULO 7</b>	
<b>UNIDADES DE MEZCLA RÁPIDA .....</b>	<b>405</b>
7.1 DEFINICIÓN .....	405
7.2 DISPERSIÓN DE COAGULANTES.....	405
7.2.1 Relación entre tipo de coagulación y dispersión de los coagulantes.....	405
7.2.2 Gradientes y tiempos óptimos para mezcla rápida por coagulación.....	405

7.2.3 Mezcladores de flujo de pistón .....	405
7.2.3.1 Canaleta Parshall.....	406
7.2.3.1.1 Parámetros de diseño.....	406
7.2.3.1.2 Dimensionamiento .....	408
7.2.3.2 Mezclador de resalto hidráulico .....	410
7.2.3.2.1 Parámetros de diseño.....	410
7.2.3.2.2 Dimensionamiento.....	411
7.2.4 Mezcladores rápidos mecánicos.....	412
7.2.4.1 Parámetros de diseño.....	413
7.2.4.2 Dimensionamiento .....	414
<b>CAPÍTULO 8</b>	
<b>UNIDADES DE FLOCULACIÓN .....</b>	<b>415</b>
8.1 DEFINICIÓN .....	415
8.2 FLOCULADORES HIDRÁULICOS .....	415
8.2.1 Floculador de flujo horizontal .....	415
8.2.1 Floculador de flujo horizontal .....	415
8.2.1.1 Parámetros de diseño.....	415
8.2.1.2 Dimensionamiento .....	415
8.2.2 Floculador de flujo vertical .....	418
8.2.2.1 Parámetros de diseño.....	418
8.2.2.2 Dimensionamiento .....	419
8.3 FLOCULADORES MECÁNICOS .....	421
8.3.1 Parámetros de diseño.....	421
8.3.2 Dimensionamiento .....	422
<b>CAPÍTULO 9</b>	
<b>UNIDADES DE SEDIMENTACIÓN DE ALTA TASA Y FLOTACIÓN.....</b>	<b>424</b>
9.1 DEFINICIÓN .....	424
9.2 SEDIMENTADORES DE FLUJO ASCENDENTE.....	424
9.3 SEDIMENTADORES DE FLUJO DESCENDENTE.....	424
9.3.1 Parámetros de diseño.....	424
9.3.2 Dimensionamiento .....	425
9.4 PRODUCCIÓN DE LODOS.....	427
9.5 FLOTACIÓN.....	427
9.5.1 Parámetros de diseño.....	427
9.5.2 Dimensionamiento .....	427
<b>CAPÍTULO 10</b>	
<b>UNIDADES DE FILTRACIÓN EN LECHO GRANULAR .....</b>	<b>428</b>
10.1. DEFINICIÓN .....	428
10.2 FILTROS RÁPIDOS DE VELOCIDAD CONSTANTE .....	428
10.2.1 Parámetros de diseño.....	428
10.2.2 Dimensionamiento .....	428
<b>CAPÍTULO 11</b>	
<b>FILTROS RÁPIDOS DE CONTROL HIDRÁULICO Y TASA DECLINANTE .....</b>	<b>436</b>
11.1 DEFINICIÓN.....	436

11.2 FILTROS RÁPIDOS DE CONTROL HIDRÁULICO Y TASA DECLINANTE .....	436
11.2.1 Funcionamiento de las unidades .....	436
11.2.2 Parámetros de diseño .....	437
11.2.3 Estructura de entrada y salida en filtros rápidos.....	437
11.2.4 Drenaje de fondo.....	438
11.2.5 Capa soporte.....	438
11.2.6 Capa filtrante .....	438
11.2.7 Altura de agua .....	438
11.2.8 Lavado de los filtros .....	438
11.2.9 Altura del filtro de tasa declinante .....	439

**CAPÍTULO 12**

<b>FILTROS DE FLUJO ASCENDENTE DESCENDENTE .....</b>	<b>440</b>
--	------------

12.1 DEFINICIÓN .....	440
12.2. FILTROS DE FLUJO ASCENDENTE - DESCENDENTE.....	440
12.2.1 Parámetros de diseño.....	440
12.2.2 Estructura de entrada y salida .....	441
12.2.3 Drenaje de fondo .....	441
12.2.4 Capa soporte.....	441
12.2.5 Capa filtrante.....	441
12.2.6 Altura de agua.....	441
12.2.7 Lavado de los filtros .....	441
12.2.8 Altura de filtros .....	442

**CAPÍTULO 13**

**PLANTAS DE TRATAMIENTO SIN USO DE SUSTANCIAS QUÍMICAS**

<b>FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS FIME.....</b>	<b>443</b>
---	------------

13.1 DEFINICIÓN .....	443
13.2 DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES.....	443
13.2.1 Filtros Gruesos Dinámicos (FGDi).....	443
13.2.2 Filtros Gruesos (FG) .....	443
13.2.3 Filtro Lento en arena (FLA).....	444
13.3 SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO .....	444
13.4 FILTRACIÓN GRUESA DINÁMICA (FGDi).....	445
13.4.1 Descripción General.....	445
13.4.2 Componentes principales del FGDi .....	445
13.4.3 Parámetros de diseño.....	446
13.4.4 Eficiencia de Remoción .....	446
13.4.5 Dimensionamiento .....	447
13.5 FILTRACIÓN GRUESA ASCENDENTE (FGA).....	447
13.5.1 Descripción General.....	447
13.5.2 Componentes principales del FGAS.....	448
13.5.3 Parámetros de diseño.....	449
13.5.4 Eficiencia de Remoción .....	450
13.6 FILTRACIÓN GRUESA DESCENDENTE (FGD).....	450
13.6.1 Eficiencia de remoción.....	450
13.7 FILTRACIÓN GRUESA HORIZONTAL (FGH) .....	451
13.7.1 Eficiencia de remoción.....	451
13.8 FILTRACIÓN LENTA EN ARENA (FLA) .....	451
13.8.1 Descripción General.....	451

13.8.2 Componentes principales del FLA.....	452
13.8.3 Calidad de Agua.....	453
13.8.4 Consideraciones de diseño.....	453
13.8.5 Determinación del número de módulos de filtración .....	454
13.8.6 Dimensionamiento de módulos de filtración .....	454

**CAPÍTULO 14**

**GESTIÓN DE RESIDUOS SÓLIDOS/LÍQUIDOS Y GASEOSOS DE LAS PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA.....**

456

14.1 DEFINICIÓN .....	456
14.2 RESIDUOS SÓLIDOS/LÍQUIDOS (LODOS) EN PLANTAS POTABILIZADORAS .....	456
14.2.1 Almacenamiento.....	456
14.2.2 Extracción de lodos.....	457
14.2.3 Cantidad de residuos sólidos y líquidos generados .....	458
14.2.4 Características de los lodos.....	459
14.2.5 Tratamiento .....	461
14.2.6 Disposición final de lodos .....	463
14.2.7 Residuos líquidos.....	463
14.2.8 Residuos gaseosos.....	464

**ANEXOS**

**ANEXO “A”**

**EFFECTIVIDAD GENERAL DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUA PARA REMOCIÓN DE CONTAMINANTES SOLUBLES .....**

467

**ANEXO “B”**

- CRITERIOS DE CALIDAD PARA LA SELECCIÓN DE LA FUENTE .....	468
- CRITERIOS DE SELECCIÓN DE TRATAMIENTO SEGÚN LA CALIDAD DEL AGUA CRUDA, PLANTAS CONVENCIONALES.....	472

**ANEXO “C”**

**- ANÁLISIS BÁSICOS RECOMENDABLES PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LAS FUENTES DE AGUA DESTINADAS A CONSUMO HUMANO EN POBLACIONES MENORES A 10 000 HABITANTES .....**

473

**- VALORES MÁXIMOS ACEPTABLES POR LA NORMA BOLIVIANA NB 512 (AGUA POTABLE - REQUISITOS).....**

474

**ANEXO “D”**

**- GUÍA GENERAL DE PROCESOS DE TRATAMIENTO PARA AGUAS SUBTERRÁNEAS.....**

475

**- GUÍA DE SELECCIÓN DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO EN SISTEMAS DE FILTRACIÓN DE MÚLTIPLES ETÁPAS .....**

476

**ANEXO “E”**

Figuras - Sedimentación .....	477
-------------------------------	-----

**ANEXO “F”**

Gráficos, figuras - Aireación.....	483
------------------------------------	-----

<b>ANEXO “G”</b>	
Figuras - Mezcla rápida .....	489
<b>ANEXO “H”</b>	
Figuras - Flocculación.....	493
<b>ANEXO “I”</b>	
Figuras - Sedimentación de alta tasa, flotación.....	497
<b>ANEXO “J”</b>	
Figuras - Filtración rápida .....	505
<b>ANEXO “K”</b>	
Figuras - Filtración de tasa declinante.....	507
<b>ANEXO “L”</b>	
Figuras - Filtración de flujo ascendente - descendente .....	511
<b>ANEXO “M”</b>	
Figuras - Filtración Gruesa Dinámica, Filtración Gruesa Ascendente .....	515
<b>ANEXO “N”</b>	
Figuras - Filtración Lenta en Arena.....	521
<b>ANEXO “O”</b>	
Figuras - Manejo, tratamiento y disposición de lodos .....	525

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>CAPÍTULO 4</b>	
Tabla 1. Cargas superficiales en desarenadores.....	389
Tabla 2. Cargas superficiales según Hazen .....	389
Tabla 3. Parámetros de diseño .....	393
<b>CAPÍTULO 5</b>	
Tabla 1. Solubilidad de los gases a diferentes temperaturas y altitudes sobre el nivel del mar (m. s. n. m).....	398
Tabla 2. Parámetros de diseño - aireadores de bandejas .....	399
Tabla 3. Parámetros de diseño - aireadores de cascada .....	400
<b>CAPÍTULO 6</b>	
Tabla 1. Compuestos coagulantes de uso en tratamientos de aguas de consumo humano .....	401
Tabla 2. Coadyuvantes de coagulación utilizados para el tratamiento de aguas.....	402
Tabla 3. Compuestos desinfectantes utilizados para el tratamiento de aguas.....	403
<b>CAPÍTULO 7</b>	
Tabla 1. Grado de sumergencia en función a la garganta.....	406
Tabla 2. Valores de K y m según el tamaño de la garganta W .....	407
Tabla 3. Dimensiones estandarizadas de los medidores Parshall .....	408

Tabla 4. Valores de la relación peso específico y viscosidad absoluta a diferentes temperaturas .....	410
Tabla 5. Variación entre la densidad del agua, la viscosidad y la temperatura.....	413
Tabla 6. Número de Potencia para diferentes tipos de impulsores .....	414
Tabla 7. Tiempo de contacto y gradiente hidraulico para mezcla rápida.....	414

**CAPÍTULO 8**

Tabla 1. Rango de gradientes hidraulicos para cada compartimiento o cámara .....	415
Tabla 2. Guías de diseño y construcción - floculador de flujo horizontal .....	418
Tabla 3. Guías de diseño y construcción - floculador de flujo vertical.....	421

**CAPÍTULO 10**

Tabla 1. Longitudes y diámetros de tuberías laterales .....	431
Tabla 2. Espesores y diámetros de la grava soporte.....	432
Tabla 3. Arena para filtros de tasa constante .....	433
Tabla 4. Alturas máximas y mínimas .....	434

**CAPÍTULO 11**

Tabla 1. Tasas de filtración.....	437
Tabla 2. Granulometría de la capa soporte.....	438
Tabla 3. Valores admisibles en lechos filtrantes múltiples .....	438
Tabla 4. Alturas de filtro de tasa declinante .....	439

**CAPÍTULO 12**

Tabla 1. Tasa de filtración y lavado.....	440
Tabla 2. Características del medio filtrante.....	441
Tabla 3. Altura total de filtros.....	442

**CAPÍTULO 13**

Tabla 1. Criterios para la selección del sistema de tratamiento de agua por Filtración en Múltiples Etapas (FiME).....	444
Tabla 2. Guías de diseño para Filtros Gruesos Dinámicos .....	446
Tabla 3. Especificaciones del lecho filtrante recomendado para Filtros Gruesos Dinámicos.....	446
Tabla 4. Eficiencia remocional .....	447
Tabla 5. Guías de diseño para Filtros Gruesos Ascendentes.....	449
Tabla 6. Lecho filtrante recomendado para Filtros Gruesos Ascendentes .....	449
Tabla 7. Eficiencias típicas de tratamiento por Filtros Gruesos Ascendentes .....	450
Tabla 8. Guías de diseño para Filtros Gruesos Descendentes .....	450
Tabla 9. Guías de diseño para Filtros Gruesos Horizontales en Serie.....	451
Tabla 10. Criterios de diseño recomendados por autores y países.....	454

**CAPÍTULO 14**

Tabla 1. Características de los lodos de sales de aluminio y hierro.....	460
Tabla 2. Características de los lodos de ablandamiento por precipitación.....	460
Tabla 3. Características de las aguas de lavado de filtros .....	460
Tabla 4. Criterios de diseño de filtros de vacío para el secado de lodos de alúmina y cal .....	462
Tabla 5. Características de lodos provenientes de la purificación de agua para el tratamiento sobre el suelo .....	463

## **PARTICIPANTES**

Las Instituciones y profesionales que participaron en la revisión y actualización del presente Reglamento fueron los siguientes:

Alvaro Camacho	Director General de Servicios Básicos VSB
Alcides Franco	Director de Area de Normas y Tecnología VSB
Marco Quiroga	Coordinador General PROAT
Enrique Torrico	VSB
Edwin Laruta	VSB
Gonzalo Dalence	IBNORCA
Ronny Vega	ANESAPA
Evel Álvarez	AISA
Ricardo Ayala	SEMAPA
Zoilo Cordero	ABIS - COCHABAMBA
Francisco Bellot	IIS - UMSA
Edwin Astorga	IIS - UMSA
Oscar Moscoso	CENTRO DE AGUAS - UMSS
Miguel Moreno	SAE - LABS - ECO SERVI
Oddin Chávez	UAGRM - UTALAB
Rolando Tardio	UAGRM - LMA
Humberto Cordero	profesional independiente

### **ELABORACIÓN**

**AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.**

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento Básico
Carlos España	Consultor
Grover Rivera	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

### **FINANCIADOR**

Agencia Sueca para el Desarrollo Internacional (Asdi)

## **CAPÍTULO 1 GENERALIDADES**

### **1.1 OBJETO**

(1) El presente Reglamento tiene por objeto, establecer los criterios técnicos, parámetros y condiciones mínimas, que deben cumplir los proyectos de diseño de plantas potabilizadoras de agua.

### **1.2 CAMPO DE APLICACIÓN**

(1) Este Reglamento se aplica a proyectos nuevos de diseño, ampliación, renovación y mejoramiento de Plantas Potabilizadoras de Agua, en ámbitos urbano, peri urbano, y rural, tomando en consideración sistemas convencionales y de tecnología apropiada acorde a criterios de sostenibilidad.

(2) Este Reglamento considera en forma integrada al tratamiento de las aguas, el manejo de los residuos producidos en las Plantas de Potabilización.

(3) Este Reglamento no se aplica al tratamiento de aguas que contengan sustancias que confieren al agua una calidad no apta para el consumo y cuya remoción depende de métodos de tratamiento no considerados en el presente reglamento.

(4) Este Reglamento no se aplica en instalaciones de tratamiento destinadas a atender situaciones de emergencia debida a desastres.

(5) Es obligatorio el conocimiento y aplicación del Reglamento de Diseño de Plantas Potabilizadoras de Agua, por el proyectista, ejecutor y fiscalizador de la obra. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en el presente Reglamento, toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

### **1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL DISEÑO UNA PLANTA POTABILIZADORA**

(1) La elaboración de un proyecto de diseño de una planta potabilizadora de agua comprende las siguientes actividades:

- a) Analizar la tratabilidad de las aguas según la fuente, basada en la caracterización físico - química, bacteriológica y radiológica.
- b) Establecer la tecnología que se aplicará para el tratamiento.
- c) Conceptuar el diseño según criterios de operación y mantenimiento factibles de aplicar.
- d) Establecer aspectos económicos financieros (costos de inversión, operación y mantenimiento).
- e) Determinar la demanda de agua para los diferentes usuarios.
- f) Definir el periodo de diseño según las características poblacionales y el contexto socio - económico.
- g) Ubicar la planta de tratamiento.

- h) Determinar la capacidad nominal de la planta potabilizadora.
- i) Definir las etapas o fases de construcción, ampliación a ser consideradas.
- j) Definir las líneas de tratamiento.
- k) Establecer el sistema de regulación de régimen hidráulico.
- l) Definir los procesos y operaciones unitarias requeridas para el tratamiento.

## CAPÍTULO 2 PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA

### 2.1 DEFINICIÓN

(1) Conjunto de unidades convenientemente dispuestas y en sucesión adecuada que tienen la finalidad de transformar el agua cruda en agua de calidad garantizada y apta para el consumo humano, a través de procesos y operaciones unitarias. Comprende también el conjunto de obras de infraestructura civil, instalaciones y equipos.

(2) La Calidad garantizada y apta para el consumo humano significa que desde el punto de vista organoléptico sea agradable a los sentidos, químicamente no incluya sustancias tóxicas y bacteriológicamente no contenga microorganismos que afectan a la salud, cumpliendo los requisitos establecidos en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable-Requisitos).

### 2.2 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE PLANTAS

(1) El presente Reglamento conlleva la optimización de los parámetros de diseño de acuerdo a las prácticas avanzadas de la Ingeniería Sanitaria y Ambiental, de tal manera que refleja minimización de costos de construcción, operación y mantenimiento como base fundamental de la sostenibilidad.

(2) La calidad de las aguas está relacionada con los riesgos sanitarios y las medidas de protección que se pueda dar a las fuentes. Véase Reglamento Técnico de Fuentes de Agua para Sistemas de Agua Potable Capítulo 5.

#### 2.2.1 Tratamiento de las aguas

(1) El tratamiento de las aguas destinadas a consumo humano debe tomar en cuenta los procesos y operaciones que se requieran para la remoción de los contaminantes presentes en las aguas de acuerdo a la caracterización y análisis de los parámetros de calidad de una determinada fuente de abastecimiento de agua.

##### 2.2.1.1 Procesos y operaciones de tratamiento

(1) Los factores que están incluidos en las decisiones de los procesos de tratamiento del agua son los siguientes:

- a) Remoción de contaminantes.
- b) Calidad del agua en la fuente de origen.
- c) Factores de fiabilidad de los procesos.

##### a) Remoción de contaminantes

(1) Se deben remover los contaminantes de las aguas en consideración a los posibles efectos que causan sobre la salud.

(2) Para el tratamiento de los contaminantes solubles se deben aplicar los procesos descritos en la **Tabla 1** del **Anexo A**.

(3) Para la remoción de contaminantes en forma de partículas se aplicarán procesos de sedimentación y filtración.

(4) Se debe recabar información específica sobre las capacidades de los procesos previa selección de un tren de tratamiento para una planta para la fuente de agua en cuestión. Los estudios en plantas piloto o pruebas de laboratorio (Prueba de Jarras) son el medio adecuado para desarrollar y generar información sobre procesos de tratamiento.

#### **b) Calidad de las aguas en la fuente de origen**

(1) La calidad de las aguas debe ser tal, que sean aptas para el consumo humano. Los criterios de selección de las fuentes de agua están dados de acuerdo a la clasificación de los Grupos I, II, III, IV, y V, del **Anexo B** que toman en consideración aspectos físico-químicos y bacteriológicos, considerando adicionalmente parámetros complementarios de calidad: Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO<sub>5</sub>, el Oxígeno Disuelto OD, la concentración de Cloruros, como indicador indirecto de contaminación fecal.

(2) Se debe comparar la calidad del agua en la fuente de origen y la calidad deseable del agua tratada, la cual estará circunscrita a lo exigido en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos). Con el conocimiento de los cambios que deben alcanzarse en la calidad del agua, el proyectista debe identificar uno o más procesos de tratamiento capaces de conseguir la mejora o incremento de calidad.

(3) Cuando se tratan aguas de superficie se debe tomar en cuenta el concepto de barrera múltiple para la protección de la salud pública. Las fuentes sujetas a contaminación fecal de población humana o animal requieren múltiples barreras físicas de remoción (sedimentación, filtración y desinfección). La **Tabla 1** de **Anexo B** muestra los criterios de selección del tratamiento en función a la calidad del agua cruda para plantas convencionales.

#### **c) Factores de fiabilidad de los procesos**

(1) Son los factores que permiten decidir y seleccionar el proceso de tratamiento. Debe evaluarse sobre la base de casos de estudio y caso por caso. Factores de fiabilidad en una situación pueden no aplicarse a otra. Los factores que afectan la fiabilidad comprenden:

- a) El rango de calidad del agua en la fuente de origen versus la calidad que el proceso puede tratar con éxito.
- b) Tasa de cambio de calidad del agua original (lenta gradual o muy rápida y severa).
- c) Nivel de formación y experiencia de los operadores.
- d) Modo de operación (turnos por día).
- e) Cantidad de instrumentación asociada al proceso.
- f) Capacidad para el mantenimiento de instrumentos y equipos (calibración).
- g) Fiabilidad del suministro eléctrico.
- h) Capacidad para evitar o minimizar el deterioro de la calidad del agua en origen a largo plazo.

### 2.2.1.2 Caracterización y análisis de los parámetros de calidad

(1) La contaminación de las fuentes de agua se produce a través del ciclo hidrológico, los contaminantes pueden ser concentrados, diluidos o transportados a través del ciclo y afectar al agua potable. Por tanto, se debe caracterizar en la época de estiaje así como en la de lluvias mediante análisis físico-químicos y bacteriológicos realizados en laboratorios especializados y por personal capacitado.

(2) Para proyectos nuevos o de ampliación en medio urbano, (poblaciones mayores a 10 000 habitantes), los parámetros a ser analizados en la fase de caracterización serán todos los parámetros especificados en la Norma NB 512 (Agua Potable – Requisitos), a excepción de los compuestos inorgánicos tales como el cloro o los compuestos orgánicos que provienen o resultan del tratamiento de las aguas (Acrilamida y Epiclorhidrina).

(3) Podrán no analizarse los parámetros correspondientes a los compuestos orgánicos tales como el benceno, Benzo(a)pireno, cloroformo, THM, cloruro de vinilo y cualquier hidrocarburo, plaguicidas totales, o plaguicidas específicos, metales pesados, así como la radiactividad en las aguas, exigidos en la Norma NB 512 si se verifica que en la zona de proyecto no existe actividad industrial, agrícola, minera intensa que de indicios de la contaminación de las aguas por efecto de las descargas de aguas residuales. En todo caso el proyectista justificará ante Autoridad Competente la no necesidad de realizarlos.

(4) Los análisis físico – químicos, bacteriológicos de las aguas y el radiológico de ser necesario, se deben realizar en laboratorios especializados y por personal técnico capacitado.

(5) Para proyectos nuevos o de ampliación en ciudades intermedias y rurales (poblaciones menores a 10 000 habitantes), se deben realizar los análisis en laboratorios especializados, por personal técnico capacitado, que determinen la composición de las mismas en consideración los parámetros físico – químicos y bacteriológicos que se muestran en la **Tabla 1 del Anexo C**, donde se especifican los parámetros, sus unidades y el tiempo máximo de preservación recomendado para efectuar el análisis.

(6) No queda excluida la posibilidad de ampliar los parámetros físico - químicos, bacteriológicos y radiológicos a analizar, si el proyectista considera necesario hacerlo, de acuerdo a las características de la zona y los antecedentes existentes relacionados con la actividad que desarrolla (minera, agrícola, industrial) y tengan efectos sobre la calidad de las aguas.

(7) En la **Tabla 2 del Anexo C**, se especifica el valor máximo aceptable de los parámetros físico – químicos y bacteriológicos correspondientes a los de **Tabla 1 del Anexo C**; valores establecidos en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable Requisitos)

### 2.2.1.3 Selección de fuentes alternativas de agua (superficial y subterránea)

(1) Se deben establecer las ventajas y desventajas del uso de aguas de origen subterráneo frente a las fuentes superficiales en los diferentes escenarios donde el agua sea provista (área urbana, peri urbana y rural).

(2) Se debe considerar el uso de fuentes alternativas cuando se está evaluando una planta existente, o cuando está en estudio una diferente y más costosa.

(3) Cuando los costos de tratamiento son altos, se debe considerar las siguientes opciones:

- a) Una fuente de agua superficial y otra fuente distinta de agua subterránea (pozo).
- b) Pozo de agua subterránea en vez de agua superficial.
- c) Represado de aguas de río o infiltraciones en vez de la captación de aguas superficiales.

(4) La selección de fuentes se debe tomar en cuenta que, para sistemas de agua grandes o medianos, la conexión a diferentes fuentes de agua superficial o fuentes subterráneas puede ser dificultosa, a causa de la magnitud de la demanda de agua cruda. El proyectista debe evaluar técnica y económicamente la selección de fuentes, analizando escenarios que muestren su factibilidad.

(5) Los sistemas de agua pequeños con bajas densidades poblacionales pueden obtener más fácilmente acceso a otras fuentes a menores distancias, para los cuales se debe analizar que el transporte de agua sea económicamente factible.

## 2.2.2 Tecnología aplicada

(1) La Selección del tratamiento y tecnología asociada al mismo debe tomar en cuenta tecnologías alternativas apropiadas al medio donde se aplican y la participación comunitaria en la búsqueda y toma de decisiones.

### 2.2.2.1 Selección del tratamiento y tecnología asociada

(1) Para cada tipo de agua existen parámetros de diseño específicos, que optimizan los procesos, produciendo la máxima eficiencia remocional.

(2) Para la calidad de agua que requiere del proceso de coagulación se debe establecer una dosis óptima que varía en función del pH y de la concentración de coloides presentes en el agua cruda. Dosis menores a la óptima no desestabilizan los coloides y con dosis mayores se pueden reestabilizar deteriorando la calidad del efluente.

(3) Para obtener una eficiencia determinada, se debe tomar en cuenta un tiempo de retención mínimo. Por debajo de este tiempo se reportan menores eficiencias. Para cada tiempo de retención dado existe un gradiente de velocidad óptimo, que al ser superado cuando el flóculo ya alcanzó su tamaño máximo, se generan esfuerzos cortantes que destruyen el flóculo y el consiguiente deterioro de la calidad del efluente. Estos conceptos se deben aplicar a las plantas piloto si se determina construirlas o al realizar pruebas de laboratorio. En laboratorio se debe emplear el equipo de la "Prueba de Jarras", como elemento de control del proceso de coagulación como modelo predictivo. De la prueba de jarras se deben definir las siguientes variables:

- I. Determinación de la dosis óptima de coagulante.
- II. Concentración óptima de coagulante.
- III. pH óptimo de coagulación.
- IV. Selección de ayudantes de coagulación.
- V. Parámetros de floculación (gradiente hidráulico y tiempo).
- VI. Parámetros de sedimentación.
- VII. Parámetros de filtración directa (dosis y pH óptimo, gradientes y tiempos de floculación).
- VIII. Parámetros de desinfección.

(4) Calidades de agua que no requieren procesos de coagulación, deben contar con estudios de sedimentabilidad, filtrabilidad y desinfección en modelos piloto o a escala de laboratorio, o ensayos *in situ* debidamente justificados.

### **2.2.2.2 Tecnología alternativa**

(1) La tecnología de filtración rápida de agua químicamente coagulada no es una solución sostenible en pequeñas localidades o asentamientos humanos, por sus limitaciones de infraestructura, capacidad institucional y capacidad de pago.

(2) Las alternativas para el mejoramiento de la calidad de las aguas en pequeños asentamientos humanos que utilizan fuentes de agua superficial deben estar centradas en la tecnología de Filtración en múltiples etapas FiME.

(3) Se debe considerar como otra alternativa para el acondicionamiento de la calidad del agua cruda la tecnología de la filtración lenta en arena FLA, precedida de una desinfección.

### **2.2.2.3 Participación de la Comunidad**

(1) Se debe lograr la participación de la comunidad en la búsqueda de soluciones sostenibles, ya que a través de sus representantes tendrá la oportunidad de manifestar sus necesidades y puntos de vista en las diferentes etapas del proyecto (gestación y ejecución y funcionamiento).

(2) Se debe lograr la participación comunitaria a tiempo de la toma de decisiones relacionadas con la implementación de un sistema de agua potable. De esta manera se asegura un sentido de pertenencia del sistema, se determina la capacidad, la voluntad de pago por el nivel de servicio requerido y la capacidad de operación y mantenimiento del sistema.

(3) Se debe incluir en los proyectos documentación que avale la participación comunitaria en las instancias de búsqueda y la toma de decisiones.

### **2.2.3 Operación y mantenimiento de las plantas potabilizadoras**

(1) Se debe diseñar la planta potabilizadora de agua con criterios de operación y mantenimiento factibles para el contexto socio - cultural donde se desarrolle el proyecto.

(2) Se debe documentar en el proyecto los criterios y actividades propios de la operación y mantenimiento de la planta potabilizadora a través de manuales.

#### **2.2.3.1 Manuales y documentación**

(1) Se debe disponer de manuales de operación de los diferentes elementos que compone una planta y planos a detalle, ello permitirá tener continuidad y eficiencia durante el proceso de tratamiento en los casos de operación normal de la planta, es decir cuando está produciendo el caudal para el cual fue diseñada y con la calidad requerida. También para operación especial o eventual de la planta, que es cuando se producen daños menores, fallas de energía de corta duración que representen cese de operación total o parcial de la planta sin que se presenten daños graves.

(2) Se debe prever una operación de emergencia, cuando se producen fallas de energía de larga duración, fallas en las estructuras y equipos esenciales, en caso de terremotos, incendios, inundaciones, cambios bruscos en la calidad de las aguas.

(3) Se debe disponer de manuales de mantenimiento para los casos de operación normal, especial o eventual y el mantenimiento de emergencia y un manual para el control de calidad.

### **2.2.3.2 Análisis de vulnerabilidad**

(1) Uno de los componentes más vulnerable es la tubería de aducción. Si ésta sale de operación, la planta de tratamiento debe salir de operación en forma obligada, por tanto se debe prever obras de protección que minimicen la probabilidad de colapso.

(2) Las estructuras de una instalación de tratamiento deben ser diseñadas contra los sismos, de acuerdo a las intensidades que se produzcan en la zona. A este fenómeno está asociado la falla de energía y el daño en tuberías. Debe desarrollarse un plan de contingencias ante esta eventualidad que permita el suministro controlado.

(3) Los incendios son comunes en las instalaciones y se presentan con frecuencia en los motores y arrancadores. En plantas de bajo nivel de mecanización se presenta con baja frecuencia, sin embargo, se debe contar con un plan de contingencia que minimice efectos en las instalaciones y el riesgo laboral.

(4) Como consecuencia de rotura de tuberías, rebose de reservorios o desborde de ríos se presentan las inundaciones. Se deben aislar las tuberías conductoras de agua cruda. En casos más severos se debe evaluar los daños y aplicar programas de contingencia específicos que permitan tomar medidas oportunas.

### **2.2.4 Aspectos económicos y financieros**

(1) La economía y el aspecto financiero de un proyecto de diseño de planta potabilizadoras deben tomar en cuenta los costos de inversión, operación y mantenimiento.

#### **2.2.4.1 Costos de inversión, operación y mantenimiento**

(1) Las variables que inciden en los costos de inversión de un sistema de tratamiento y se deben tomar en cuenta son:

- a) Caudal de agua a tratar.
- b) Tipo de planta (tecnología adoptada).
- c) Criterios de diseño.
- d) Costo de materiales (locales e importados).
- e) Costo de mano de obra (local e importada).
- f) Localización geográfica.
- g) Transporte.
- h) Condiciones climáticas.
- i) Nivel de competencia entre empresas constructoras.
- j) Costo de diseño.

(2) Los factores que inciden en el costo de administración, operación y mantenimiento y se deben tomar en cuenta son:

- a) Número de usuarios.
- b) Costo de la mano de obra.
- c) Costo de materias primas (locales e importadas).
- d) Costo de equipos (locales e importados).
- e) Requerimiento de mantenimiento.
- f) Costo de energía eléctrica.
- g) Normas de calidad a cumplir (NB 512 Agua potable – Requisitos).

(3) La estimación de costos debe tomar en cuenta el costo total del ciclo de vida del tren de procesamiento. Los costos de capital y los de operación y mantenimiento deben ser incluidos en la estimación de costos de operación y mantenimiento finales. La necesidad de reparaciones, de mantener un inventario de recambios o extras de equipo, para el equipo de operación y para las actividades de mantenimiento rutinario, debe incluirse en los costos. Las instalaciones más pequeñas deben considerar no solo la cantidad de trabajo asociado con los procesos de tratamiento, sino también las habilidades o experiencia requerida por esos trabajos.

### **2.3 DEMANDA DE AGUA**

(1) Se debe establecer la demanda de agua para uso doméstico, industrial, comercial, público con fines recreativos, riego de jardines, parques y piletas públicas así como la requerida para combatir incendios, de manera que no afecte la continuidad y calidad del servicio de suministro de agua. La demanda contra incendio está dentro de la demanda promedio de cada zona.

(2) Para determinar la demanda de agua se debe considerar aspectos tales como las características de migración y emigración de la población si es que las hubiera. Asimismo un análisis detallado de las fluctuaciones poblacionales (poblaciones flotantes), durante ciertos periodos del año.

### **2.4 PERIODO DE DISEÑO**

(1) El periodo de diseño está comprendido entre 20 y 30 años para instalaciones con capacidades de tratamiento mayores a 1,0 m<sup>3</sup>/s y podrá ser de 5 a 10 años para aquellas instalaciones en las cuales se requieren bajas inversiones y corresponden al concepto de tecnología apropiada y pueden ser ampliadas una vez el periodo haya transcurrido; rara vez se adoptará 15 a 20 años.

(2) El periodo de diseño para la construcción de las plantas debe ser corto para reducir la carga financiera sobre la población presente. En todo caso el proyectista debe justificar el periodo de diseño según las características poblacionales y el contexto socio - económico asociado al proyecto.

### **2.5 UBICACIÓN DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO**

(1) La ubicación debe tomar en cuenta factores técnicos y socio – económicos y ambientales.

a) Los factores técnicos comprenden la topografía del terreno, su resistencia y capacidad, profundidad del nivel freático y la facilidad de llegada del agua no tratada por gravedad, accesibilidad a la planta y distancia a los puntos y vías de suministro, proximidad a los servicios públicos de energía eléctrica y alcantarillado, fuentes de suministro de insumos requeridos para la construcción, operación y mantenimiento de la planta.

b) Los factores socio económicos deben estar circunscritos a la selección de las alternativas de tratamiento, en las cuales debe efectuarse el correspondiente análisis de costo-beneficio tomando en cuenta los costos de inversión, operación y mantenimiento, cumpliendo la calidad exigida en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos), versus la capacidad de pago por parte de los usuarios.

- c) Los factores ambientales deben tomar en consideración la disponibilidad del recurso hídrico para destinarlo a consumo humano, en cantidad tal que no afecte el equilibrio ecológico. Las plantas potabilizadoras deberán ubicarse de manera tal que no produzcan alteraciones ambientales a tiempo de construir las operarlas y mantenerlas.
- d) Los residuos generados por las plantas (sólidos/líquidos y gaseosos) no deben afectar el medio ambiente, por lo que el proyectista a tiempo de diseñar el sistema de tratamiento y disposición final, seleccionará la tecnología adecuada, señalando en el proyecto los impactos ocasionados.

(2) Cuando la planta de potabilización esté próxima a un curso de agua se la debe ubicar en un tramo recto de ese curso o en la parte convexa de los tramos curvos, no admitiéndose la ubicación en la parte cóncava de los tramos curvos, a menos que el margen adyacente sea comprobadamente estable.

(3) La Planta se debe ubicar en una zona que no sea inundable, sin embargo se estudiará la estabilidad de la infraestructura tomando en cuenta la ocurrencia de inundación extraordinaria, tomando previsión de realizar obras especiales para evitar la erosión de las fundaciones.

(4) En zonas tradicionalmente inundables, se establecerá la cota máxima de llegada de las aguas, debiendo localizarse la planta al menos 1,0 m por encima de esta cota.

## **2.6 CAPACIDAD NOMINAL DE LAS PLANTAS**

(1) La capacidad nominal de una planta de tratamiento debe diseñarse para el consumo máximo diario, considerando un índice de crecimiento poblacional y el período de diseño.

(2) Debe tomarse en cuenta para el diseño de instalaciones de plantas de tratamiento un porcentaje correspondiente a las fugas que se producen o producirán en el sistema. Este porcentaje depende de las características y los materiales de las redes de distribución, así como la edad del sistema y calidad de la mano de obra en la construcción. En otros casos influirán aspectos geotécnicos y calidad de los suelos sobre los que se asientan los sistemas de distribución. El proyectista determinará el valor del porcentaje según los estudios de evaluación realizados.

## **2.7 ETAPAS O FASES DEL PROYECTO**

(1) Las etapas o fases del proyecto responden a la disponibilidad de recursos económicos para la construcción, operación y mantenimiento de una planta de tratamiento y la factibilidad de realizar la inversión en corto plazo dentro del periodo de diseño.

## **2.8 LINEAS DE TRATAMIENTO**

(1) Las líneas de tratamiento darán flexibilidad en la operación de la planta de tratamiento. Podrá asumirse 2 líneas como mínimo o el número adecuado de unidades de tratamiento que garanticen continuidad en el aprovisionamiento de agua cuando se realice el mantenimiento de la planta potabilizadora.

## **2.9 MEDICION DE CAUDALES**

(1) Para la medida de caudales líquidos en instalaciones con caudales menores a 1,0 m<sup>3</sup>/s debe proveerse de dispositivos preferentemente hidráulicos, se utilizarán medidores Parshall, Venturi o vertederos calibrados.

(2) En sistemas más avanzados y de mayor capacidad pueden utilizarse sistemas como los contadores de turbina o de émbolo, caudalímetros de flotador, dispositivos creadores de presión diferencial unidos a transmisores eléctricos o neumáticos. Equipos más precisos son los contadores electromagnéticos, los sistemas de membrana, los sistemas basados en la medida de una capacidad eléctrica, y los dispositivos de medida de nivel por ultrasonidos.

## **2.10 REGULADORES DE REGIMEN HIDRAULICO**

(1) Tienen la función de estabilizar y reducir el régimen hidráulico a la entrada de las plantas, para llevar a cabo el tratamiento de las aguas. Consisten de dispositivos que permiten altas pérdidas de carga; válvulas, cámaras rompe-presión o dispositivos hidráulicos de alta pérdida de carga.

(2) La repartición equitativa de los caudales entre las unidades similares que funcionan en paralelo debe controlarse a partir de dispositivos regulables de forma automática o manual.

(3) Los reguladores de caudales deben prever el ingreso de los caudales punta a las instalaciones y desbordar los excedentes hacia el sistema de drenaje de la planta.

### CAPÍTULO 3 CONCEPTOS GENERALES

#### 3.1 TRATAMIENTO DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

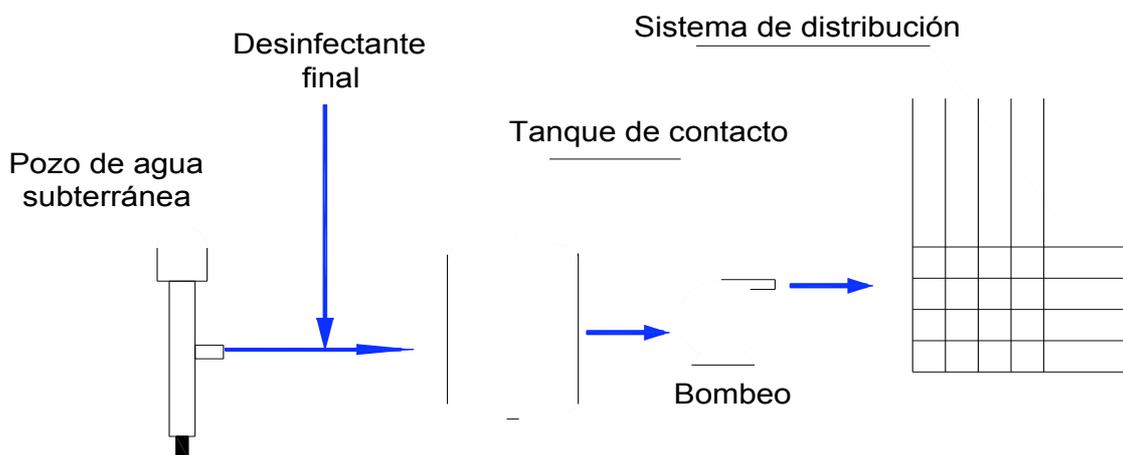
(1) Las aguas subterráneas por lo general son de buena calidad físico-química y bacteriológica. Por su origen, es probable que contengan hierro y manganeso fuera de los límites establecidos en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos), que sean moderadamente duras y presenten características corrosivas con ausencia o concentración baja de oxígeno disuelto, siendo necesario su tratamiento.

(2) Se debe considerar la guía cualitativa sobre los procesos aplicables a las aguas subterráneas de características aeróbicas o anaeróbicas moderadamente duras, o sin dureza, corrosivas o no corrosivas y con o sin contenidos de hierro y manganeso, presentada en la **Tabla 1** del **Anexo D**.

(3) Si las aguas no contienen constituyentes minerales que requieran tratamiento, se debe acondicionarlas para el consumo con una desinfección como único tratamiento.

##### 3.1.1 Sólo Desinfección, o sin Tratamiento

(1) Se debe aplicar sólo el proceso de desinfección en aquellas aguas que cumplen la norma de calidad microbiológica y tienen contenido mineral con concentraciones por debajo de los valores máximos aceptables especificados en la Norma Boliviana NB 512 Agua Potable – Requisitos; la desinfección es el único registro de tratamiento. Esta situación se dará siempre que el acuífero no tenga conexión directa con el agua de la superficie y que el pozo haya sido construido adecuadamente de forma que el acuífero no debe ser contaminado en el pozo. Para aguas de alta calidad el desinfectante que se debe aplicar es el cloro libre (Véase **Figura 1**).



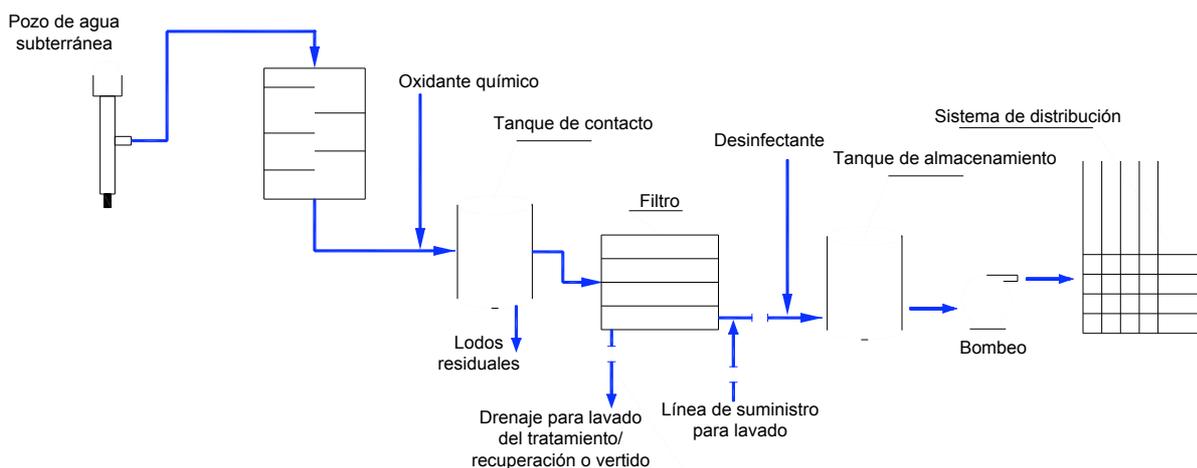
**Figura 1. Tratamiento del agua subterránea - desinfección**

##### 3.1.2 Remoción de Hierro, Manganeso, o ambos, más desinfección

(1) Si la composición mineralógica del acuífero incluye hierro, manganeso o ambos, estos constituyentes inorgánicos se encontrarán en el agua subterránea.

(2) Para la remoción de hierro y manganeso se debe emplear la oxidación, precipitación y filtración.

(3) El proceso mostrado en la **Figura 2**, es el adecuado para la remoción de hierro y manganeso. La presencia de materia orgánica en la fuente de agua puede impedir la remoción de hierro y manganeso por oxidación y filtración. El hierro puede oxidarse en muchos casos por aireación.



**Figura 2. Tratamiento del agua subterránea con hierro y manganeso**

(4) Se debe llevar a cabo el tratamiento a un pH de 8 o superior para promover una oxidación más rápida de hierro por aireación, si la materia orgánica natural no está presente en concentraciones significativas.

(5) Para oxidar el hierro y manganeso se puede usar permanganato de potasio, cloro u ozono. El permanganato de potasio se debe utilizar normalmente para el manganeso que es más difícil oxidar que el hierro.

### 3.1.3 Ablandamiento por precipitación con cal

(1) El agua dura contiene exceso de calcio y magnesio, siendo necesario el ablandamiento por precipitación con cal.

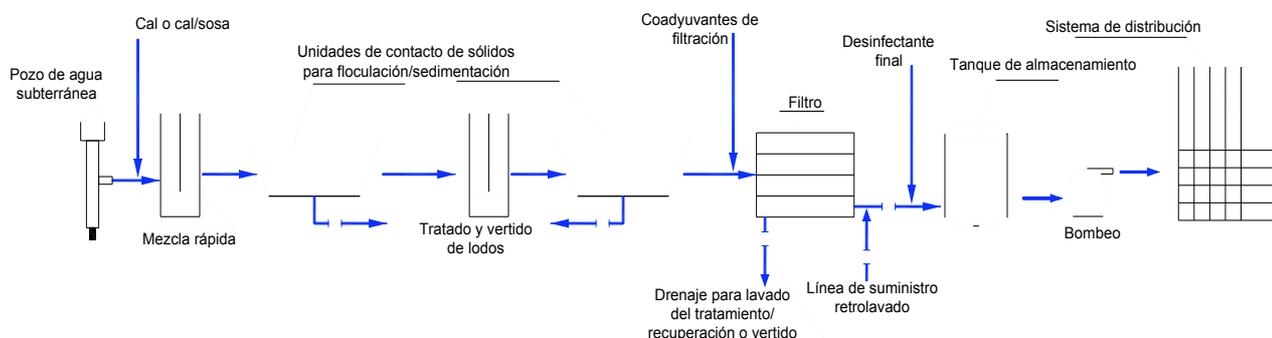
(2) Para el tratamiento se debe añadir cal apagada o hidratada al agua para elevar el pH suficientemente como para precipitar el calcio, y más reactivo para precipitar el magnesio.

(3) Si existe dureza que no es de carbonato, se debe adicionar sosa para precipitar el calcio y magnesio.

(4) En el ablandamiento con cal, los precipitados de carbonato cálcico y el hidróxido magnésico se deben retirar en un tanque de sedimentación antes de filtrar el agua.

(5) En las plantas de ablandamiento que usen separadamente los procesos de mezcla rápida, floculación y sedimentación, recirculando algo de lodos de cal al paso de mezcla rápida, aumenta la precipitación del carbonato de calcio ( $\text{CO}_3\text{Ca}$ ) y aglomera las partículas del precipitado. Se debe prever en tal caso una mayor capacidad en los sistemas de recolección tratamiento y disposición de lodos.

(6) El proceso de ablandamiento de aguas subterráneas puede ser llevado a cabo efectivamente en dos etapas (véase la **Figura 3**).



**Figura 3. Ablandamiento de aguas subterráneas en dos etapas**

(7) Cuando se remociona magnesio el agua tendrá un pH de 10,6 a 11, este debe ser reducido mediante recarbonatación (adición de dióxido de carbono).

(8) Se debe aplicar el proceso de aireación antes del ablandamiento de cal para retirar el dióxido de carbono de las aguas subterráneas ya que la cal reacciona con el  $\text{CO}_2$ . La decisión de utilizar aireación o más cal para el tratamiento del dióxido de carbono estará basada en los costos de aireación versus los costos de cal extra y del tratamiento, y la disposición del lodo producido.

### 3.2 TRATAMIENTO DE AGUAS SUPERFICIALES

(1) El tratamiento se lleva a cabo en unidades convenientemente dispuestas y cuya tecnología presenta diferentes características según la magnitud del proyecto y el contexto en el que se desarrolla (urbano, periurbano y rural).

(2) En las unidades de tratamiento, se deben llevar a cabo los procesos de transferencia de masa destinados a adicionar elementos y compuestos necesarios para la obtención de la calidad deseada y la remoción de elementos y compuestos indeseables para el consumo humano, a valores indicados en la Norma Boliviana NB 512.

(3) El tratamiento de las aguas superficiales se debe realizar mediante una variedad de procesos que dependen de la calidad del agua de origen.

(4) Todas las aguas superficiales deben ser sometidas a un proceso de desinfección independiente del tren de tratamiento seleccionado.

#### 3.2.1 Desinfección solamente sin filtración

(1) El número de sistemas que requieran sólo desinfección es escaso o tiende a disminuir a medida que se produce el crecimiento de la población y la dificultad asociada con la propiedad o control de los cursos de agua. El proyectista debe evaluar y justificar si aplica sólo la desinfección sin el proceso de filtración a partir de las calidad físico – química y bacteriológica del agua.

(2) Los quistes de *Giardia* no son susceptibles al cloro libre en concentraciones residuales, de modo que cuando las aguas no están filtradas la probabilidad de tener quistes en los efluentes es alta, con las consecuencias que ello origina en términos de salud pública. El proyectista debe evaluar y justificar si aplica sólo la desinfección sin el proceso de filtración, en ausencia de quistes de *Giardia*.

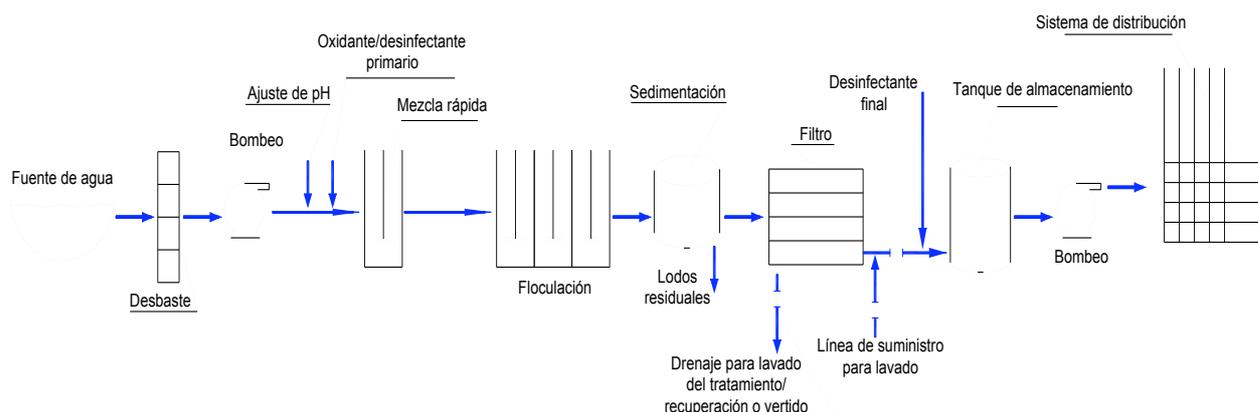
### 3.2.2 Tratamiento convencional.

(1) Un tren de tratamiento que consistente de alimentación química, mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración y desinfección se debe considerar como convencional.

(2) La desinfección se debe incluir en el tratamiento convencional, con el punto o puntos de adición del desinfectante.

(3) El proceso de aireación se constituye en una alternativa de tratamiento siempre y cuando sea necesaria y justificada su inclusión.

(4) Una planta de tratamiento convencional debe ser capaz de tratar aguas que tengan una turbiedad de 10 a más de 1 000 U.N.T, durante las riadas, con dosis que pueden variar de 10 mg/l a más de 100 mg/l. La **Figura 4** muestra el tren de tratamiento convencional para aguas de superficie.



**Figura 4. Tratamiento convencional para aguas superficiales**

### 3.2.3 Tratamiento convencional con pretratamiento

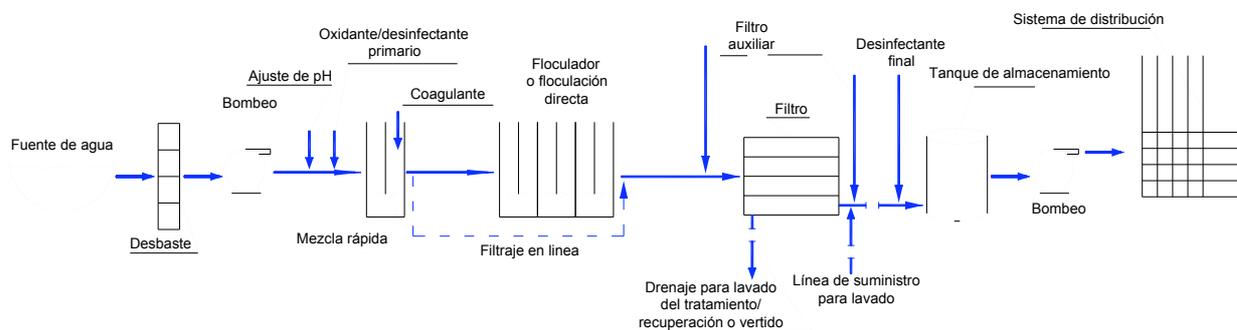
(1) Para aguas que arrastran cargas de sedimentos, se debe emplear un proceso de presedimentación antes del tratamiento convencional.

(2) La predesinfección con cloro puede utilizarse en plantas con el propósito de disminuir las concentraciones de bacterias en el agua origen.

### 3.2.4 Procesos para fuentes de elevada calidad

(1) En fuentes con baja turbiedad, bajas concentraciones de materia orgánica e inorgánica y bajo color, algunos procesos de una planta convencional pueden ser omitidos. El tratamiento aconsejable para éstos casos es el de una Filtración Lenta en Arena FLA o una Filtración Directa FD que evita la etapa de sedimentación.

(2) En algunos casos también puede omitirse el proceso de floculación siempre que el contenido de turbiedad sea bajo. La **Figura 5** muestra el tratamiento a través de filtración directa.



**Figura 5. Filtración Directa en el tratamiento de aguas superficiales**

### 3.2.5 Tratamientos con tecnología apropiada con la adición de sustancias químicas

(1) La filtración rápida ha predominado en el tratamiento de las aguas, con el consiguiente uso de compuestos químicos como coagulantes, para facilitar la coagulación y purificación del agua.

(2) Cuando la calidad del agua cruda y la capacidad de operación y mantenimiento en el ámbito local lo permiten, el proceso de sedimentación puede eliminarse dando origen a la filtración directa, la cual presenta variantes dependiendo del sentido del flujo en los filtros o de las modalidades que se adopten en los procesos previos de desestabilización o acondicionamiento de material coloidal. De cualquier manera estas opciones requieren la dosificación de coagulantes químicos.

### 3.2.6 Tratamiento de agua por múltiple etapa

(1) La múltiple etapa permite el mejoramiento de la calidad del agua, removiendo progresivamente los contaminantes del agua.

(2) Al aplicar el concepto de tratamiento en múltiples etapas, en cada una de ellas difieren los mecanismos de remoción de los diferentes contaminantes. Según el concepto de tratamiento integrado, las ventajas y desventajas que ofrecen deben ser tomadas en cuenta a tiempo de estimarlas y balancearlas, para remover los contaminantes efectiva y económicamente.

(3) En el tratamiento se debe separar el material más pesado o de mayor tamaño y gradualmente avanzar en la remoción del material más pequeño, que incluye a los microorganismos, para finalizar en la desinfección.

(4) La desinfección es normalmente la última etapa o barrera en el tratamiento de agua. Para que sea efectiva se deben remover los contaminantes y microorganismos patógenos de manera tal que no se supere la capacidad del desinfectante.

(5) Cada etapa de tratamiento debe presentar una eficiencia en términos de turbiedad y concentración de coliformes termorresistentes. La **Tabla 2** del **Anexo D** muestra los valores para el proceso de sedimentación, prefiltración, filtración lenta en arena y desinfección, sin la dosificación de coagulante.

(6) La desinfección de aguas superficiales, como única etapa de tratamiento se debe llevar a cabo si se cumple las siguientes condiciones:

- a) El nivel de contaminación fecal debe ser menor a 20 U.F.C./100 ml en el 90 % de las muestras.
- b) La turbiedad debe ser menor a 5 U.N.T. Se aceptan valores superiores con una frecuencia estadística de 2 veces al año.
- c) La desinfección debe inactivar el 99.9 % y 99.99 % de quistes de *Giardia* y virus respectivamente, para ello se aplica el desinfectante en concentraciones y tiempos de contacto tales que dejen un residual mínimo en red de 0.2 mg/l de cloro libre residual en la red en el punto más alejado.
- d) Establecer un programa de control de la cuenca.
- e) Realizar anualmente inspecciones sanitarias.
- f) Haber eliminado los brotes de enfermedades de origen hídrico.
- g) Cumplir con la normativa establecida con los indicadores de contaminación fecal.
- h) Cumplir con la normativa para el nivel máximo de contaminación por trihalometanos.

### 3.2.6.1 Filtración en Múltiples Etapas FiME

(1) La Filtración en múltiples etapas debe satisfacer el concepto de multibarrera o de múltiples etapas y deben llevar a cabo el tratamiento de las aguas sin la adición de productos químicos para la coagulación. Principalmente debe estar conformada por unidades de filtración. Comprende los procesos de desarenación, presedimentación, sedimentación, filtración gruesa dinámica, filtración gruesa de flujo horizontal, filtración gruesa de flujo vertical, filtración lenta y desinfección, como opciones las cuales, el proyectista debe elegir de acuerdo a las características de la calidad del agua, ámbitos del proyecto y al concepto de sostenibilidad en el tiempo.

(2) Se constituyen en sistemas de tratamiento de tecnología apropiada sin la adición de productos químicos, todos aquellos que cumplen una función determinada en la remoción de algún parámetro físico-químico y/o bacteriológico. Entre las alternativas tecnológicas se cuenta con: sistema de filtración en medios granulares, porosos y sintéticos de uso doméstico.

(3) La combinación de las etapas de filtración gruesa y filtración lenta en arena se denomina filtración en múltiples etapas FiME.

### 3.2.6.2 Aplicación de FiME

(1) La tecnología FiME presenta limitaciones cuando se dispone de aguas con niveles altos de contaminación, por material suspendido y como consecuencia que el efluente no presente la calidad deseable para ser desinfectada. El proyectista debe justificar la factibilidad de su implementación a través de los análisis físico – químicos y bacteriológicos realizados para la caracterización de las aguas.

(2) La tecnología con fuentes superficiales de baja o moderada contaminación resulta confiable para el mejoramiento de la calidad del agua a través de la tecnología FiME. El proyectista debe incluir en el proyecto los análisis físico – químicos y bacteriológicos realizados para la caracterización de las aguas.

(3) Se deben realizar estudios de sedimentabilidad, filtrabilidad y desinfección a nivel de planta piloto, escala de laboratorio o ensayos *in situ* debidamente justificados, previa a la toma de decisión sobre el uso de FiME o cambiar la fuente de suministro si la calidad se valora como desfavorable a la tecnología.

### **3.2.6.3 Recomendaciones sobre la selección de la tecnología FiME**

(1) Al no existir suficiente experiencia con la tecnología en las regiones específicas (altiplano, valles y llanos), se deben adoptar criterios de diseño conservativos (iguales o inferiores a los recomendados).

(2) Se deben realizar estudios a nivel de planta piloto en las regiones específicas para poder extrapolar experiencia a zonas similares.

## CAPÍTULO 4 PLANTAS POTABILIZADORAS CONVENCIONALES UNIDADES DE PRETRATAMIENTO

### 4.1 DEFINICIÓN

(1) Las plantas potabilizadoras convencionales corresponden a un tren de tratamiento que incluye la adición de compuestos químicos que favorecen el tratamiento. Consta de unidades de pretratamiento, mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

(2) Las aguas crudas se deben someter en una primera instancia a la etapa de pretratamiento, que tiene por objeto separar del agua el material que por su naturaleza y tamaño no permite su depuración.

### 4.2 CRIBADO O CERNIDO (DESBASTE)

(1) La operación de cribado o cernido tiene por objeto:

- a) Proteger a la planta de la llegada intempestiva de grandes objetos flotantes, capaces de provocar obstrucciones en las distintas unidades de la instalación.
- b) Separar y evacuar fácilmente materiales voluminosos arrastrados por el agua cruda.

(2) Las rejas utilizadas pueden ser de limpieza manual o mecánica. El proyectista debe definir la selección evaluando capacidades de operación y mantenimiento.

#### a) Rejas de limpieza manual

i) Deben ser construidas con barrotes rectos de acero, a veces verticales o inclinados con ángulos de 60 y 80 ° sobre la horizontal, especialmente construidas en plantas alimentadas por aguas superficiales.

#### b) Rejas de limpieza mecánica

i) Deben ser construidas según requerimientos de caudal, profundidades de canal, ancho del canal, debiendo referirse específicamente al fabricante en caso de utilizarlas.

#### 4.2.1 Parámetros de diseño

##### a) Velocidad de paso

(1) Debe ser suficiente para que los materiales en suspensión se adhieran a la reja sin que se provoque una alta pérdida de carga, ni se produzca atascamiento en la parte inferior de los barrotes.

(2) Se establece una velocidad aceptable entre los caudales mínimo y máximo. La velocidad media de paso entre barrotes será de 0,60 m/s a 1,0 m/s para caudal mínimo y de 1,20 m/s a 1,40 m/s para caudal máximo.

##### b) Pérdida de carga

(1) La pérdida de carga debe ser de 0,05 m para caudal mínimo y de 0,15 m para caudal máximo.

#### 4.2.2 Dimensionamiento

(1) Las operaciones serán eficaces, según la separación entre los barrotes de la reja:

- a) Cribado fino, con separación de 3 mm a 10 mm
- b) Cribado medio, con separación de 10 mm a 25 mm
- c) Cribado grueso, con una separación de 30 mm a 100 mm

#### 4.3 DESARENADORES

(1) Tienen por objeto extraer del agua cruda, la gravilla, arena y partículas minerales más o menos finas. Deben evitar que se produzcan sedimentos en los canales y conducciones, para proteger las bombas y otros aparatos contra la abrasión.

(2) El desarenado se refiere a partículas mayores a 200 micrómetros (0,2 mm) y peso específico de 2 650 kg/m<sup>3</sup>.

##### 4.3.1 Parámetros de diseño

(1) Las partículas a remover en un desarenador se consideran discretas (no cambian tamaño ni densidad en el tiempo). El dimensionamiento de las unidades debe estar en función de la velocidad de sedimentación  $V_s$  y la velocidad de escurrimiento horizontal  $V_h$ .

##### a) Carga superficial

(1) La velocidad de sedimentación  $V_s$  se expresa generalmente como carga superficial ( $q$ ).

##### b) Velocidad de sedimentación

(1) Para régimen en transición ( $1 < Re < 50$ ) tiene la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{g^{0,8} \cdot \left( \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)^{0,8} \cdot d^{1,4}}{10 \cdot \nu^{0,6}}$$

$$\nu = \frac{497 \cdot 10^{-6}}{(T + 42,5)^{1,5}}$$

- Donde:
- $V_s$  Velocidad de sedimentación de la partícula en m/s
  - $g$  Gravedad en m/s<sup>2</sup>
  - $\rho_s$  Densidad de partículas en kg/m<sup>3</sup>
  - $\rho_w$  Densidad del agua en kg/m<sup>3</sup>
  - $d$  Tamaño o diámetro de partícula en m
  - $\nu$  Viscosidad cinemática en m<sup>2</sup>/s
  - $T$  Temperatura en °C

(2) En la práctica se pueden tomar como base los valores de carga superficial de la **Tabla 1** y **Tabla 2**, válidos en sedimentación libre, para partículas de peso específico 2 650 kg/m<sup>3</sup>.

**Tabla 1. Cargas superficiales en desarenadores**

CARGAS SUPERFICIALES PARA DESARENADORES											
d (mm)	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1	2	3	5	10
Vc (mm/s)	2	7	23	40	56	72	150	270	350	470	740
Vc' (mm/s)	0	5	17	30	40	50	110	210	260	330	
Vc'' (mm/s)	0	0	16	30	45	60	130	250	330	450	650
VI (mm/s)	150	200	270	320	380	420	600	830	1000	1300	1900

Vc = Velocidad de sedimentación para un fluido de velocidad horizontal nula

Vc' = Velocidad de sedimentación para un fluido de velocidad horizontal igual a VI

Vc'' = Velocidad de sedimentación para un fluido de velocidad horizontal igual a 0.30 m/s.

VI = Velocidad de sedimentación crítica de arrastre de la partícula depositada.

(Fuente: Degremont; 1974)

**Tabla 2. Cargas superficiales según Hazen**

Diámetro partícula (mm)	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,15	0,10
Velocidad de sedimentación (mm/s)	100	83	63	53	42	32	21	15	8

### c) Velocidad de sedimentación crítica

(1) La velocidad de sedimentación crítica  $V_s$  corresponde a una velocidad minorada por factores tales como: gradientes de temperatura (ambiente y agua), cortocircuitos, zonas muertas, deficiencias en los dispositivos de entrada y salida. Se considera un factor minorante "f" que varía de 10 al 30 % (f = 1,1 a 1,3)

$$V_{sc} = \frac{V_s}{f}$$

$$V_{sc} = \frac{Q}{B * L} = \frac{Q}{A_s} = q$$

Donde:

- $V_s$  Velocidad de sedimentación crítica en m/s
- q Carga superficial en  $m^3/m^2s$
- $V_{sc}$  Velocidad de sedimentación crítica en m/s
- Q Caudal de diseño en  $m^3/s$
- B Ancho del desarenador en m  
0,60 m (mínimo)
- L Longitud del desarenador en m
- $A_s$  Área superficial en  $m^2$

### d) Velocidad de escurrimiento horizontal

(1) La velocidad horizontal  $V_h$  debe estar en el rango de 0,30 m/s a 0,40 m/s con periodos de retención de 30 s a 120 s que permiten la sedimentación de las partículas de arena.

$$V_h = \frac{Q}{B \cdot H}$$

Donde:  $V_h$  Velocidad de escurrimiento horizontal en m/s  
 $Q$  Caudal de diseño en  $m^3/s$   
 $B$  Ancho del desarenador en m  
 0,60 m (mínimo)  
 $H$  Profundidad del desarenador en m  
 0,50 m (mínimo)

#### e) Velocidad de resuspensión

(1) Para evitar la resuspensión de las partículas, la velocidad de arrastre  $V_a$  debe ser:

$$V_a = \sqrt{40 \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d / (3 \cdot \rho_w)}$$

Donde:  $V_a$  Velocidad de arrastre de las partículas en m/s  
 $g$  Gravedad en  $m/s^2$   
 $\rho_s$  Densidad de partículas en  $kg/m^3$   
 $\rho_w$  Densidad del agua en  $kg/m^3$   
 $d$  Tamaño o diámetro de partícula en m  
 $g$  Gravedad en  $m/s^2$   
 $\rho_s$  Densidad de partículas en  $kg/m^3$

Condición:  $V_a > V_h$

### 4.3.2 Dimensionamiento

#### a) Superficie del desarenador

$$q = \frac{Q}{A_s} ; A_s = B \cdot L$$

Donde:  $q$  Carga superficial adoptada en  $m^3/m^2 \cdot s$   
 $Q$  Caudal de diseño en  $m^3/s$   
 $A_s$  Área superficial en  $m^2$   
 $B$  Ancho del desarenador en m  
 $L$  Largo del desarenador en m

Relación largo – ancho:  $\frac{L}{B} = 7$  a  $12$

Véase la **Figura 1** del **Anexo E**.

#### b) Profundidad del desarenador

$$H = \frac{Q}{B \cdot V_h}$$

Donde:  $H$  Profundidad del desarenador en m  
 $Q$  Caudal de diseño en  $m^3/s$   
 $B$  Ancho del desarenador en m  
 $V_h$  Velocidad de escurrimiento horizontal en m/s

Se debe cumplir que:

$$L / H = V_h / V_{sc}$$

### c) Producción de arenas

(1) Al valor H se le añadirá una altura equivalente al volumen de arena que llega a la instalación de acuerdo a las características de la fuente superficial en la época lluviosa. Este volumen se determinará en un ensayo de decantación que dure 1 hora en un cono Inhoff de 1 litro o un recipiente graduado de 1 o 2 litros; así se determinará el volumen de arena por litro de agua, que relacionado con el caudal y el tiempo de retención proporcionará el volumen de arena acumulado. La relación del volumen y el área superficial proporcionará la altura de arena para un determinado tiempo de purga que debe ser fijado por el proyectista.

(2) Es recomendable diseñar dos unidades teniendo en cuenta las condiciones de operación y mantenimiento.

### d) Estructuras de entrada

(1) Se debe prever de un sistema de medición de caudal y estructuras que permitan evacuar las excedencias.

(2) Se recomiendan del tipo vertedero sumergido, con orificios circulares que garanticen distribución uniforme del flujo, con velocidad menor a 0.30 m/s. Véase la **Figura 2** del **Anexo E**.

(3) Para el control en la operación y mantenimiento se debe disponer de una válvula de control a la entrada y otra a la salida.

### e) Estructuras de salida

(1) Podrá consistir de un vertedero simple sumergido de ancho B cuya carga no altere el flujo en la zona de sedimentación. Esta condición se cumple si  $L / H < 5$  y la velocidad de salida sea menor a 0,60 m/s. Véase la **Figura 3** del **Anexo E**.

## 4.4 PRESEDIMENTADORES

(1) Son unidades de pretratamiento que tienen por objeto separar las partículas sólidas de un líquido; estas partículas no deben ser de origen coloidal. Los diámetros están comprendidos entre 0,01 mm y 0,20 mm. Son de sección rectangular, presentando una zona de entrada, zona de sedimentación propiamente dicha, zona de lodos y la zona de salida.

### 4.4.1 Parámetros de diseño.

(1) Se toma en consideración en las partículas discretas la velocidad de sedimentación  $V_s$  velocidad de escurrimiento horizontal  $V_h$ . Detalles de la zona de entrada, zona de sedimentación, zona de salida y zona de lodos se muestran en la **Figura 4** del **Anexo E**.

(2) El diseño de los tanques de presedimentación está gobernado por 3 criterios: la cantidad de agua a ser tratada, la adecuada selección del tiempo de retención y la selección de la carga superficial.

**a) Velocidad de sedimentación crítica**

$$V_{sc} = \frac{V_s}{f} ; \quad f = 1,1 \text{ a } 1,3$$

$$V_{sc} = \frac{Q}{B * L} = \frac{Q}{A_s} = q$$

Donde:

- q Carga superficial en  $m^3/m^2s$
- $V_{sc}$  Velocidad de sedimentación crítica en m/s
- Q Caudal de diseño en  $m^3/s$
- B Ancho del presedimentador en m
- L Longitud del presedimentador en m
- $A_s$  Área superficial en  $m^2$
- f Factor de seguridad que contempla aspectos climáticos (gradientes de temperatura), oleaje, este factor según observaciones de campo.

(1) En un presedimentador serán retenidas las partículas cuya velocidad de sedimentación sea superior a la velocidad ascendente del líquido.

(2) Considerando una profundidad H del presedimentador, una partícula sedimentará con una velocidad de caída constante  $V_s$  y alcanzará el fondo al cabo de un tiempo t.

$$V_s = \frac{H}{t}$$

Donde:

- $V_s$  Velocidad de sedimentación en m/s
- H Profundidad del presedimentador en m
- t Tiempo de retención en s

**b) Velocidad de escurrimiento horizontal**

(1) Debe ser menor a la velocidad de arrastre de las partículas.

$$V_h = \frac{Q}{B * H}$$

$$V_a = \sqrt{40 * (\rho_s - \rho_w) * g * d / (3 * \rho_w)}$$

Donde:

- $V_h$  Velocidad de escurrimiento horizontal en m/s
- Q Caudal de diseño en  $m^3/s$
- B Ancho del presedimentador en m
- H Profundidad del presedimentador en m
- $V_a$  Velocidad de arrastre de las partículas en m/s
- g Gravedad en  $m/s^2$
- $\rho_s$  Densidad de partículas en  $kg/m^3$
- $\rho_w$  Densidad del agua en  $kg/m^3$
- d Tamaño o diámetro de partícula en m

Condición:  $V_a > V_h$

### c) Criterios complementarios

(1) La **Tabla 3** a continuación, señala valores que podrán adoptarse según criterios del proyectista y comprobarse con las pruebas que se realicen en campo o laboratorio; pruebas en columna de sedimentación o pruebas de jarras.

(2) En aguas naturales se presentan una gran variedad de partículas y se puede caracterizar una curva de distribución de velocidades, cuando se toma una muestra a una profundidad  $h$  y al tiempo  $t$  (Véase la **Figura 5** del **Anexo E**). Para cada velocidad de sedimentación existirá un % de remoción  $r$ , determinada a partir de la siguiente relación:

$$r_{(S_0)} = (1 - P_0) + \frac{1}{S_0} \int_0^{P_0} s dp$$

Para:  $S = V_s$

Donde:  $r_{(S_0)}$  Relación de remoción para la velocidad  $S_0$   
 $P_0$  Fracción de partículas permanentes para una velocidad de sedimentación  $S_0$

$$\int_0^{P_0} s dp \cong \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n-P_0} (S_{i-1} + S_i) * (P_i - P_{i-1})$$

**Tabla 3. Parámetros de diseño**

Parámetro de diseño	Unidades	Valores
Tiempo de retención	Horas	1,5 - 3,0
Carga superficial	$m^3/m^2d$ ( mm/s)	24,2 – 60,5 (0,28 – 0,70)
Velocidad horizontal	mm/s	<10
Carga lineal de vertederos	Litros/ m s	<10

Fuente: Sedimentación; Huisman 1992

#### 4.4.2 Dimensionamiento

##### a) Superficie del presedimentador

$$q = \frac{Q}{A_s} ; A_s = B * L$$

Donde:  $q$  Carga superficial adoptada en  $m^3/m^2s$   
 $Q$  Caudal de diseño en  $m^3/s$   
 $B$  Ancho del presedimentador en m  
 $L$  Largo del presedimentador en m  
 $A_s$  Área superficial en  $m^2$

Relación largo – ancho:  $\frac{L}{B} = 4 \text{ a } 8$

### b) Profundidad del presedimentador

$$H = \frac{Q}{B \cdot V_h} ; \quad t = \frac{V}{Q} ; \quad H = \frac{Q \cdot t}{A_s}$$

Donde:	H	Profundidad del presedimentador en m
	Q	Caudal de diseño en m <sup>3</sup> /s
	B	Ancho del presedimentador en m
	V <sub>h</sub>	Velocidad de escurrimiento horizontal en m/s
	t	Tiempo de retención en segundos en s
	V	Volumen del presedimentador en m <sup>3</sup>
	A <sub>s</sub>	Área superficial en m <sup>2</sup>

### c) Producción de lodos.

(1) Para evaluar la producción de lodos es necesario contar con valores obtenidos en campo o laboratorio que señalen la concentración volumétrica C de las partículas por litro de agua. Esta concentración C estará dada en (ml/l). El volumen de lodos será V<sub>l</sub> y estará dado por:

$$V_l = E \cdot C \cdot Q$$

Donde:	V <sub>l</sub>	Volumen de lodos producido en l / s
	E	Eficiencia remocional de lodos en %
	C	Concentración volumétrica de partículas en ml / l, medidos en un cono Inhoff después de una hora de sedimentación
	Q	Caudal de diseño en m <sup>3</sup> /s

(2) El valor de la eficiencia E, la asume el proyectista en función a la calidad de la obra a tiempo de supervisarla, especialmente en las estructuras de entrada y salida. Como valor razonable, para buenas condiciones de supervisión y construcción se podrá asumir E igual al 80 %.

(3) La producción de lodos puede calcularse con mayor precisión con las relaciones presentadas en el **Capítulo 14** del presente Reglamento.

### d) Volumen de la cámara de lodos

(1) Se debe calcular en función al tiempo entre purga y purga, definido por el proyectista de acuerdo a la producción de los lodos.

$$V_{cl} = V_l \cdot t$$

Donde:	V <sub>cl</sub>	Volumen de la cámara de lodos en m <sup>3</sup>
	V <sub>l</sub>	Volumen de lodos producido en ml / s
	t	Tiempo de retención en segundos en s

### e) Dimensión de la cámara de lodos

(1) La dimensión de la cámara de lodos está en función a la geometría que se le dé a la misma y al número de cámaras que el proyectista adopte. A mayor número de cámaras se tendrá mayores tiempos entre purga y purga. Se recomienda no exceder este tiempo en una semana. Tiempos mayores convierten los lodos en lodos anaeróbicos, deteriorando la calidad del agua que está en proceso de tratamiento.

(2) Las **Figuras 6-a, 6-b** del **Anexo E**, muestran las dimensiones de la cámara de lodos a partir de su geometría y sistema de drenaje y limpieza de lodos.

#### f) Estructuras de entrada

(1) Permiten distribuir el flujo de manera uniforme en el área transversal de la zona de sedimentación. Se constituyen en elementos que regulan el régimen hidráulico, proporcionando menores velocidades de escurrimiento a partir de la pérdida de energía debido a la pérdida de carga que se produce en sus dispositivos.

(2) Consiste en un canal cuya longitud es igual al ancho del presedimentador y que tiene provisto en su base orificios de sección circular que permiten al flujo ingresar de forma vertical y de manera sumergida, con velocidades de 0,2 m/s a 0,3 m/s. Véase la **Figura 7** del **Anexo E**.

(3) El canal de ingreso debe ser diseñado para una velocidad de 0,30 m/s con una sección mayor a por lo menos 1,5 a 2,0 veces el área total de los orificios.

(4) A objeto de distribuir mejor el ingreso de agua, se podrá colocar una pantalla deflectora provista de orificios de sección circular a una distancia "d" de la pared de la zona de entrada distribuida sobre el 90% de la altura total y a lo largo del ancho del tanque. La separación y diámetro de los orificios se asumirán de tal manera que la variación del caudal entre los orificios superiores e inferiores sea menor al 5 %.

#### g) Estructuras de salida

(1) Tienen por objeto recolectar el agua de manera uniforme. Un mal diseño y construcción de estas estructuras podrán provocar la resuspensión en la zona próxima a la zona de salida. Se puede utilizar canaletas de rebose a las cuales se les practicará vertederos triangulares o rectangulares en número tal que evacuen el caudal de diseño y presenten crestas de no más de 0,02 m para evitar la resuspensión de los sólidos en la zona de salida.

(2) Se debe asumir la longitud (l) y número de canaletas  $N_c$  provistas de vertederos en número también asumido  $N_w$ , considerando que en cada canaleta se recolecta el agua a través de los vertederos por ambos lados ( $a = 2$ ).

#### h) Carga de vertederos

(1) La carga del vertedero  $w_1 < 5 H' \cdot V_s$

$$w_1 = \frac{Q}{N_c \cdot a \cdot l}$$

Donde:

$w_1$  Carga del vertedero en  $m^3/m \cdot s$   
 $Q$  Caudal de diseño en  $m^3/s$   
 $N_c$  Número de canaletas  
 $a$  Números de lados por canaleta  
 $l$  Longitud de una canaleta en m

$$H' = (H - 0,01L)$$

$H$  Corresponde a la altura en m en la zona de salida, calculada considerando la pendiente del presedimentador; si es del 1% será:

$$V_s = \frac{Q}{B * L}$$

$V_s$  Velocidad de sedimentación en m/s  
 $B$  Ancho de presedimentador en m  
 $L$  Longitud del presedimentador en m  
 $H$  Altura del sedimentador sin considerar la altura de la zona de lodos en m

$$5 H \cdot V_s > w_l$$

(2) Caudal por cada vertedero:

$$Q_w = \frac{Q}{N_c * N_w}$$

Donde:  $Q_w$  Caudal por cada vertedero en m<sup>3</sup>/s  
 $Q$  Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s  
 $N_c$  Número de canaletas  
 $N_w$  Número de vertederos

(3) La altura de agua sobre la cresta será:

$$H_w = \left( \frac{Q_w}{1,83 * b} \right)^{2/3} \quad (\text{Vertedero rectangular})$$

$$H_w = \left( \frac{Q_w}{1,4} \right)^{2/5} \quad (\text{Vertedero triangular de ángulo recto})$$

Donde:  $H_w$  Altura de agua sobre la cresta en m  
 $Q_w$  Caudal por cada vertedero en m<sup>3</sup>/s  
 $b$  Ancho del vertedero en m

(4) La **Figura 8** del **Anexo E**, muestra las estructuras de salida que consisten en canaletas de recolección, que actúan como verteros simples, dispuestos en todo el ancho de la unidad o en longitudes calculadas de manera tal que puedan evacuar el caudal de diseño.

(5) La **Figura 9** del **Anexo E**, muestra las estructuras de salida que consisten en canaletas de recolección, a las cuales se les practican vertederos rectangulares o triangulares, dispuestos en toda la longitud de la canaleta y calculados de manera tal que puedan evacuar el caudal de diseño.

## CAPÍTULO 5

### PROCESOS UNITARIOS EN PLANTAS POTABILIZADORAS: PRETRATAMIENTO, AIREACIÓN Y TRANSFERENCIA DE GASES

#### 5.1 DEFINICIÓN

(1) Fenómeno físico mediante el cual las moléculas de un gas son intercambiadas entre un líquido y un gas a una interfase gas – líquido dando como resultado el incremento de la concentración de gas o gases en la fase líquida en tanto ésta fase no esté saturada con el gas a determinadas condiciones dadas, tales como: presión, temperatura (absorción del gas) y un decremento cuando la fase líquida está sobresaturada (desorción o escape de gas).

(2) En ingeniería sanitaria la transferencia de gases está representada en su fase gaseosa por el “aire” y la líquida por el “agua” y sus constituyentes. La transferencia de gases se produce siempre que exista un contacto entre el agua y el aire por el proceso de aireación.

(3) La transferencia de gases inducida servirá para:

- a) Adicionar oxígeno al agua subterránea para oxidar el hierro disuelto y manganeso, para facilitar su remoción.
- b) Adición del dióxido de carbono por medio de generadores para aguas ablandadas por el proceso cal – soda, que generalmente están sobresaturadas con carbonato de calcio e hidróxido de magnesio y requieren su estabilización.
- c) La adición de ozono o cloro para el proceso de desinfección de las aguas o para la eliminación del sabor y olor.
- d) Remoción del dióxido de carbono para ajustar o lograr el equilibrio carbónico respecto al calcio.
- e) Remoción de sustancias orgánicas volátiles, productoras de olores y sabores.

#### 5.2 SOLUBILIDAD DE LOS GASES

(1) La solubilidad de los gases en el agua depende de:

- a) La naturaleza del gas.
- b) La concentración del gas en la fase gaseosa relacionada a la presión parcial del gas en la fase gaseosa.
- c) La temperatura del agua.
- d) Las impurezas contenidas en el agua.

(2) Para diferentes presiones atmosféricas, temperaturas, la concentración de saturación del oxígeno y la del CO<sub>2</sub> es señalada en la **Tabla 1** a continuación:

**Tabla 1. Solubilidades de los gases a diferentes temperaturas y altitudes sobre el nivel del mar (m.s.n.m.)**

Concentración de saturación del Oxígeno mg/l						
Altura m.s.n.m.	0	200	400	2 000	3 500	4 000
Temperatura 0° C	14,66	14,29	13,94	11,40	9,43	8,86
Temperatura 5° C	12,96	12,63	12,32	10,07	8,33	7,82
Temperatura 10° C	11,34	11,06	10,78	8,80	7,28	6,83
Temperatura 15° C	10,24	9,99	9,73	7,94	6,55	6,15
Temperatura 20° C	9,17	8,94	8,72	7,10	5,85	5,48
Temperatura 25° C	8,40	8,19	7,98	6,48	5,33	4,99
Concentración de saturación del Dióxido de Carbono mg/l						
Altura m.s.n.m.	0	200	400	2000	3500	4 000
Temperatura 0° C	1,07	1,04	1,02	0,83	0,69	0,65
Temperatura 5° C	0,90	0,88	0,85	0,70	0,58	0,54
Temperatura 10° C	0,74	0,72	0,70	0,57	0,47	0,44
Temperatura 15° C	0,64	0,62	0,60	0,49	0,41	0,38
Temperatura 20° C	0,54	0,53	0,51	0,42	0,34	0,32
Temperatura 25° C	0,47	0,46	0,44	0,36	0,30	0,28

(3) Las gráficas correspondientes a la variación de concentraciones de saturación del oxígeno y el dióxido de carbono según la altura sobre el nivel del mar y la temperatura se encuentran en el **Gráfico 1, 2, 3 y 4** del **Anexo F**.

### 5.3 SISTEMAS DE AIREACIÓN

(1) Se recomiendan los siguientes tipos de aireadores:

- a) Aireadores de bandejas
- b) Aireadores de cascada

#### 5.3.1 Aireadores de bandejas

(1) Consisten en un sistema de bandejas con perforaciones en su parte inferior, colocadas en forma sucesiva con intervalos de 30 a 50 cm. El ingreso de agua es por la parte superior en forma distribuida (Tubería perforada), de donde cae a la primera bandeja y así sucesivamente (Véase la **Figura 1** del **Anexo F**). Los orificios serán circulares con diámetros de 5 mm a 12 mm con una separación de 2.5 cm.

(2) Una variación serán los aireadores de plataformas circulares colocadas sobre un eje vertical, en forma decreciente en sus diámetros de abajo arriba. Se deja caer el agua en la bandeja superior de manera que por gravedad cae en forma de láminas, exponiéndose al aire (Véase la **Figura 2** del **Anexo F**).

(3) Otra variación consiste en los aireadores de bandejas con material de contacto (coque o grava).

### 5.3.2 Parámetros de diseño

(1) Para el diseño de aireadores de bandeja se podrán adoptar los criterios indicados en la **Tabla 2**.

**Tabla 2. Parámetros de diseño – aireadores de bandejas**

Parámetro	Valor	Unidad
Carga hidráulica $C_H$	550 – 1 800 (0,006 – 0,02)	m/d ( $m^3/m^2 s$ )
Caudal/ área total de bandejas	500 – 1 600	m/d
Numero de bandejas	4 - 6	
Altura total del aireador	1,2 – 3,0	m
Lecho de contacto: Espesor Coke o piedra, diámetro	15 – 30 4 -15	cm cm
Orificios de distribución diámetro separación	5 – 12 2,5	mm cm
Profundidad de agua en la bandeja	15	cm
Separación entre bandejas	30 - 75	cm

Adaptado de Romero J (1999)

### 5.3.3 Dimensionamiento

(1) La superficie de cada bandeja se calculará mediante:

$$S = \frac{Q}{C_H}$$

Donde:

S	Área de la bandeja en $m^2$
Q	Caudal de diseño en $m^3/s$
$C_H$	Carga hidráulica en $m^3/m^2 s$

### 5.3.4 Aireadores de cascada

(1) Una altura disponible es subdividida en varias caídas para incrementar la cantidad de oxígeno al agua que atraviese ésta estructura o por el contrario disminuir el contenido de los gases no deseables.

(2) Los bordes de los peldaños actúan como vertederos, los mismos que producen una lámina de agua que favorece la exposición con el aire. Véase **Figura 3 (a, b, c, d)** del **Anexo F**.

### 5.3.5 Parámetros de diseño

(1) La **Tabla 3** indica los parámetros de diseño aplicables a aireadores de cascada.

**Tabla 3. Parámetros de diseño – aireadores de cascada**

Parámetro	Valor	Unidad
Carga hidráulica $C_L$	1 200 – 6 200 (0,01 – 0,03)	$m^3/m d$ ( $m^3/m s$ )
Altura de escalón	15 - 30	cm
Longitud del escalón	30 - 60	cm
Altura de la cascada	1,2 – 5,0	m

Adaptado de Romero J (1999)

### 5.3.6 Dimensionamiento

(1) La longitud del aireador de cascada se calculará a través de la relación:

$$L = \frac{Q}{C_L}$$

Donde:

- L Longitud total del aireador de cascadas en m
- Q Caudal de diseño en  $m^3/s$
- $C_L$  Carga Lineal del aireador en  $m^3/m s$

(2) El contenido de oxígeno absorbido en cada escalón se aproxima a través de la siguiente ecuación:

$$C_e = C_0 + K(C_s - C_0)$$

Donde:

- $C_e$  Concentración de oxígeno al final de la caída en mg/l
- $C_s$  Concentración de saturación del oxígeno en mg/l
- $C_0$  Concentración inicial de oxígeno en el agua en mg/l
- K Coeficiente de eficiencia de un escalón (10% al 30% del valor de concentración de saturación, para una altura de 0,30 m)

### 5.4 OTROS TRATAMIENTOS

(1) El tratamiento de aguas subterráneas puede requerir el diseño de los procesos complementarios de sedimentación y filtración para la remoción de precipitados de hierro y manganeso, los cuales deben circunscribirse a los requisitos indicados en el tratamiento de aguas superficiales.

(2) Para la oxidación del hierro podrá utilizarse el cloro o el permanganato de potasio: El hierro oxidado se debe remocionar del agua a través de sedimentación o filtración.

(3) La remoción de olor y sabor y color debido a la presencia de materia orgánica, se utilizará carbón activado en polvo o granular a través del proceso de mezcla rápida - floculación o filtración correspondientemente.

(4) La remoción de materia disuelta, sales, metales, considerará el uso de membranas específicas para microfiltración, ultrafiltración, nanofiltración y ósmosis reversa.

## CAPÍTULO 6 TRATAMIENTO QUÍMICO EN PLANTAS POTABILIZADORAS CONVENCIONALES

### 6.1 DEFINICIÓN

(1) Las impurezas presentes en las aguas en forma de partículas en estado coloidal en suspensión fina o disuelta cuyo tamaño está entre 1 y 1000 milimicrones, no son removibles a través de procesos físicos (sedimentación y filtración). Es necesario incorporar sustancias químicas coagulantes capaces de aglutinar las partículas en masas mayores (flóculos). El proceso de coagulación transforma las pequeñas partículas en grandes aglomerados, de manera que se facilite la sedimentación.

(2) La optimización del proceso de coagulación se produce a determinados valores de pH, para lo cual se requiere la adición de sustancias alcalinizantes o coadyuvantes de la coagulación.

(3) La presencia de microorganismos patógenos en las aguas destinadas al aprovisionamiento puede reducirse parcialmente en procesos de coagulación, y sedimentación. Dependiendo de la concentración inicial y las características físicas y químicas de las aguas se podrán encontrar en los efluentes concentraciones, que deben ser inactivadas a través de un proceso de desinfección.

(4) El proceso de desinfección más factible técnico - económicamente para grandes sistemas es la cloración, que implica la adición de cloro al agua en cantidad tal que desactive los microorganismos y quede un valor residual que evite la recontaminación de los componentes del sistema.

### 6.2 SUSTANCIAS COAGULANTES

(1) Se debe utilizar el coagulante más apropiado para el tratamiento. Debe presentar las mayores ventajas en calidad, costo y facilidad de adquisición, almacenamiento y manejo. La Norma **NB 650 "PRODUCTOS QUÍMICOS PARA USO INDUSTRIAL; SULFATO DE ALUMINIO"** especifica las características que debe reunir esta sustancia química para su utilización en el tratamiento de aguas.

(2) La dosificación de coagulante (dosis óptima) debe determinarse en laboratorio a través de la Prueba de Jarras.

(3) Se podrán utilizar otros coagulantes toda vez que el proyectista demuestre su necesidad técnico - económica dentro del tratamiento. La **Tabla 1** muestra las características de los compuestos coagulantes, su presentación y concentración comercial.

**Tabla 1. Compuestos coagulantes de uso en tratamiento de aguas de consumo humano.**

Compuesto	Fórmula	Presentación	Concentración comercial
Cloruro Férrico	FeCl <sub>3</sub> (anhidro solución) FeCl <sub>3</sub> · 6 H <sub>2</sub> O (cristal)	Solución Cristales Granular	35 – 45 % 60 % 96 – 97 %
Sulfato de Aluminio	Al <sub>2</sub> (SO <sub>4</sub> ) <sub>3</sub> · 24 H <sub>2</sub> O	Granular Polvo Líquido	9 % aluminio o 17 % como Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> 4,23 % de Al soluble en agua u 8 % como Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>

**Tabla 1. Continuación**

Compuesto	Fórmula	Presentación	Concentración comercial
Sulfato Férrico	$\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 3 \text{H}_2\text{O}$ (Ferri -clear) $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$ (Ferri –floc)	Granular	68 % $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$ 18.5% Fe 76 % $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$ 21 % Fe
Sulfato Ferroso	$\text{Fe SO}_4$	Granular Cristales Polvo	55% $\text{Fe SO}_4$ 20% Fe

### 6.3 SUSTANCIAS COADYUVANTES DE LA COAGULACIÓN

(1) Se escogerá el coadyuvante de coagulación más apropiado para el tratamiento. Debe presentar las mayores ventajas en calidad, costo y facilidad de adquisición, almacenamiento y manejo. La Norma **NB 647 “PRODUCTOS QUIMICOS PARA USO INDUSTRIAL; CAL VIVA Y CAL HIDRATADA”** especifica las características que debe reunir esta sustancia química para su utilización en el tratamiento de aguas.

(2) La dosificación del coadyuvante de coagulación (dosis óptima) debe determinarse en laboratorio a través de la Prueba de Jarras. Se determinará el pH óptimo de coagulación y la dosis de coadyuvante necesaria.

(3) Se podrán utilizar otros coadyuvantes de coagulación toda vez que el proyectista demuestre su necesidad técnico – económica dentro del tratamiento. La **Tabla 2** muestra las características de los compuestos coadyuvantes de coagulación, su presentación y concentración comercial.

**Tabla 2. Coadyuvantes de coagulación utilizados para el tratamiento de aguas**

Compuesto	Fórmula	Presentación	Concentración comercial
Hidróxido de Calcio	$\text{Ca}(\text{OH})_2$	Polvo	62 % CaO
Cal dolomítica	CaO	Granular Polvo	80 % CaO
Hidróxido de Sodio	Na OH	Polvo	98.9 % Na OH 24,7 % $\text{Na}_2\text{O}$

### 6.4 SUSTANCIAS DESINFECTANTES

(1) Se debe utilizar el desinfectante más apropiado para el tratamiento. Debe presentar las mayores ventajas en calidad, costo y facilidad de adquisición, almacenamiento y manejo. La Norma **NB 648 “PRODUCTOS QUIMICOS PARA USO INDUSTRIAL; CLORO LIQUIDO”** especifica las características que debe reunir esta sustancia química para su utilización en el tratamiento de aguas.

(2) La dosificación de desinfectantes (dosis) debe determinarse en laboratorio a través de la Prueba de Demanda de Cloro. Debe tenerse en cuenta que la demanda de cloro de cualquier agua, varía con la cantidad de cloro que se aplique, con el tiempo de contacto del que se dispone en la planta de tratamiento con el pH y con la temperatura.

(3) Se podrán utilizar otros desinfectantes toda vez que el proyectista demuestre su necesidad técnico – económica dentro del tratamiento. La **Tabla 3** muestra las características de los compuestos desinfectantes, su presentación y concentración comercial.

**Tabla 3. Compuestos desinfectantes utilizados para el tratamiento de aguas**

Compuesto	Fórmula	Presentación	Concentración comercial
Cloro	Cl <sub>2</sub>	Gas líquido bajo presión	99,5%
Hipoclorito de Calcio	Ca(OCl) <sub>2</sub> . 4 H <sub>2</sub> O	Granular Polvo	65 % de cloro disponible en peso (mínimo)
Hipoclorito de Sodio	Na OCl	Solución	10 % de cloro disponible en peso (mínimo)

### 6.5 MANEJO DE SUSTANCIAS QUÍMICAS

(1) Las etapas de manipulación de las sustancias químicas desde su ingreso a la planta hasta su aplicación son:

#### a) Recepción

(1) Dependerá de la presentación de la sustancia (sólida líquida o gaseosa), en bolsas barriles tambores, cilindros u otros. Para la correcta recepción, el almacén debe disponer de plataformas que faciliten la operación de traslado.

#### b) Almacenamiento

(1) El almacenamiento de productos secos debe realizarse en ambientes libres de humedad. Se apilarán cuando estos vengan en fundas o bolsas, sobre tarimas de madera, disponiéndose éstas entre corredores que sean lo suficientemente anchos como para que circule un carro basculante. El apilado no tendrá una altura mayor a los 2 metros para evitar dificultad en el mismo apilado y el desapilado a momento de utilizar la sustancia para la dosificación.

(2) Los reactivos líquidos se almacenan en recipientes específicos para ello. También pueden disponerse de tanques cisterna, construidos en materiales anticorrosivos, equipados con dispositivos de medida de nivel.

#### c) Transferencia

(1) Dependerá del tamaño de la planta, pudiendo ser manual o mecánica.

#### d) Dosificación

(1) La dosificación de las sustancias químicas se efectuará mediante los dosificadores o dispositivos capaces de liberar cantidades prefijadas de productos químicos.

(2) La aplicación de los productos químicos se realiza:

- i) **Vía húmeda.** En cuyo caso se debe prever una unidad de preparación y la unidad de dosificación de suspensión o solución, según sea el caso.
- ii) **Vía seca.** En cuyo caso se debe prever una tolva de almacenamiento y un dosificador gravimétrico o volumétrico.

#### **6.5.1 Procedimiento de cálculo de soluciones.**

(1) El procedimiento de cálculo del sistema de preparación de soluciones y dosificaciones de sustancias comprende:

**a) Capacidad.**

La capacidad está en directa relación al caudal a tratar.

**b) Características de las sustancias**

Definirán la dosis máxima y la mínima y su respectiva concentración.

**c) Características de los tanques de solución (tinas de dilución)**

Tomarán en cuenta los intervalos de llenado (6, 8, 12 horas), el número de tanques (mínimo 2), obteniéndose así una capacidad de almacenamiento y flexibilidad en la operación y mantenimiento.

**d) Características de los dosificadores**

Deberá tomarse en cuenta la capacidad mínima y la máxima. El número de unidades será de dos como mínimo.

## CAPÍTULO 7 UNIDADES DE MEZCLA RÁPIDA

### 7.1 DEFINICIÓN

(1) La mezcla rápida es una operación empleada en el tratamiento del agua, con el fin de dispersar las diferentes sustancias químicas que puedan emplearse y los gases. El agente físico es el gradiente de velocidad  $G$  ( $s^{-1}$ )

### 7.2 DISPERSIÓN DE COAGULANTES

(1) Al aplicar sustancias químicas al agua, principalmente coagulantes se debe tener en cuenta el factor de la dispersión de los mismos. La dispersión de los coagulantes progresará en tres fases:

- a) Hidrólisis de los iones (Al (III), Fe (III), esta fase se realiza entre  $10^{-10}$  y  $10^{-3}$  segundos.
- b) Difusión de los compuestos formados y adsorción de ellos en las partículas coloidales, que puede variar entre  $8,5 \times 10^{-5}$  y  $2,4 \times 10^{-4}$  segundos.
- c) Polimerización y reacción de los iones hidratados, para formar especies diméricas y poliméricas. Se realiza en tiempos de  $10^{-2}$  y 1 segundo.

(2) Una vez desestabilizados los coloides, empiezan a aglutinarse formando microfloculos con diámetros inferiores a una micra, lo que puede tardar menos de 60 segundos; luego estos núcleos se aglutinarán en partículas mayores (16,8 segundos a 546 segundos) y por último se hidratarán aumentando su volumen.

#### 7.2.1 Relación entre tipo de coagulación y dispersión de los coagulantes

(1) Existen dos tipos de coagulación: la de adsorción – neutralización y la de barrido o por incorporación. La primera ocurre en 0,01 a 1,0 segundos, la segunda cuando hay precipitación masiva de hidróxido de aluminio y se completa en 1 a 7 segundos.

(2) A tiempo de realizar pruebas de tratabilidad, se debe determinar el tipo de coagulación que se lleve a cabo en la planta y se debe reportar sus características.

#### 7.2.2 Gradientes y tiempos óptimos para mezcla rápida por coagulación

(1) Para el proceso de mezcla rápida por coagulación de barrido pueden seleccionarse gradientes de  $400 s^{-1}$  a  $800 s^{-1}$  y tiempos de 30 a 180 segundos. Para procesos con coagulación por adsorción – desestabilización, gradientes entre 1 000 y 3 000  $s^{-1}$  con tiempos de 1 a 5 segundos (los mayores tiempos para gradientes más bajos).

#### 7.2.3 Mezcladores de flujo de pistón

(1) Los más difundidos por su simple operación y mantenimiento son: Canaleta Parshall, resalto hidráulico y los vertederos.

(2) La canaleta Parshall se adecua a las plantas medianas a grandes ( $Q \geq 500$  l/s). En plantas medianas a pequeñas ( $100$  l/s  $< Q < 500$  l/s), se recomienda el vertedero rectangular. En las plantas pequeñas ( $Q < 50$  l/s) se utilizará un vertedero triangular como unidad de mezcla, preferiblemente para caudales menores a 30 l/s.

### 7.2.3.1 Canaleta Parshall.

(1) Consiste en un segmento de canal con cambio rápido de pendientes y constricción en el punto llamado garganta.

(2) Aguas arriba de la canaleta el agua pasa por la profundidad crítica y debido al cambio de pendiente se acelera hasta crear un régimen supercrítico que se convierte en un salto hidráulico al encontrar la pendiente negativa en la sección G de salida en la que el régimen es subcrítico.

(3) Debe cumplir los siguientes requisitos mostrados en la **Tabla 1**.

**Tabla 1. Grado de sumergencia en función a la garganta**

Ancho de Garganta W	(cm)	Máxima sumergencia ( $h_b/h_a$ )
3 a 9 pulgadas	7.5 – 22.9	0,6
1 – 8 pies	30.5 – 244	0,7
10 – 50 pies	305 - 1525	0,8

a) Que no trabaje ahogada, es decir que la relación  $h_b / h_a$  no exceda los siguientes valores.

b) Que la relación  $h_a/W$  este entre 0,4 y 0,8, para que la turbulencia del resalto no penetre en la profundidad dentro de la masa de agua, dejando una capa bajo el resalto en que el flujo se transporta con un mínimo de agitación.

c) El número de Froude debe estar entre 1,7 a 2,5 o 4,5 y 9,0. Debe evitarse números entre 2,5 y 4,5, producen resaltos inestables los cuales no permanecen en su posición dificultando la aplicación de coagulantes.

(4) La **Figura 1** del **Anexo G**, muestra el detalle de l canaleta Parshall en corte y planta, donde se detallan las dimensiones.

#### 7.2.3.1.1 Parámetros de diseño

a) La carga hidráulica disponible será:

$$E_0 = \frac{V_0^2}{2g} + H_0 + N$$

Donde:

- $E_0$  Carga hidráulica disponible en m
- $V_0$  Velocidad en la sección de medición en m/s
- $g$  Gravedad en  $m/s^2$
- $H_0$  Altura de agua en la sección de medición en m
- $N$  Dimensiones de la canaleta (**Tabla 3**)

b) La altura de agua en la sección de medición se calcula por la ecuación:

$$H_0 = K * Q^m$$

Donde:  $H_0$  Altura de agua en la sección de medición en m  
 $K, m$  Constantes (**Tabla 2**)  
 $Q$  Caudal de diseño en  $m^3/s$

c) Los valores de  $K$  y  $m$  se obtienen de la **Tabla 2** mostrada a continuación:

**Tabla 2. Valores de  $K$  y  $m$  según el tamaño de la garganta  $W$**

ANCHO DE LA GARGANTA DEL PARSHALL (W)		K	m
Pulgadas - pies	Metros		
3"	0.075	3.704	0.646
6"	0.150	1.842	0.636
9"	0.229	1.486	0.633
1'	0.305	1.276	0.657
1 1/2'	0.460	0.966	0.650
2'	0.610	0.795	0.645
3'	0.915	0.608	0.639
4'	1.22	0.505	0.634
5'	1.525	0.436	0.630
6'	1.83	0.389	0.627
8'	2.44	0.324	0.623

d) La velocidad en la sección de medición será:

$$V_0 = \frac{Q}{H_0 D^1}$$

Donde:  $H_0$  Altura de agua en la sección de medición en m  
 $D^1$  Ancho de la sección de medición en m (ver **7.3.2.1.2 d**)  
 $Q$  Caudal de diseño en  $m^3/s$

d) Los medidores Parshall presentan medidas estandarizadas que pueden obtenerse de la **Tabla 3** a continuación:

**Tabla 3. Dimensiones estandarizadas de los medidores Parshall**

W		A	B	C	D	E	F	G <sup>1</sup>	K <sup>1</sup>	N
Pulg/pie	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
1"	2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9
3"	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	45,7	15,2	30,5	2,5	5,7
6"	15,2	61,0	61,0	39,4	40,3	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4
9"	22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	76,3	30,5	45,7	7,6	11,4
1'	30,5	137,2	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
1 ½'	45,7	144,9	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
2'	61,0	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
3'	91,5	167,7	164,5	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
4'	122,0	183,0	179,5	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
5'	152,5	198,3	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
6'	183,0	213,5	209,0	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
7'	213,5	228,8	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
8'	244,0	244,0	239,2	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
10'	305,0	274,5	427,0	366,0	475,9	122,0	91,5	183,5	15,3	34,3

### 7.2.3.1.2 Dimensionamiento

(1) El dimensionamiento está basado en el valor del caudal y el ancho de la garganta que se adopte.

a) Q = Caudal de diseño (dato) en m<sup>3</sup>/s.

b) W = ancho de la garganta (m); se debe adoptar un valor para los cuales se tiene los valores de K y m de la **Tabla 2** y se verificarán las condiciones hidráulicas.

c) Altura de agua en la sección de medición en m:

$$H_0 = K * Q^m$$

d) Ancho de la sección de medición D<sup>1</sup> en metros:

$$D^1 = 2/3(D - W) + W$$

Donde: D<sup>1</sup> = Dimensión de la canaleta en metros (**Tabla 3**):

e) Velocidad en la sección de medición: en m/s:

$$V_0 = \frac{Q}{H_0 D^1}$$

f) Caudal específico en m<sup>3</sup>/s m:

$$q = \frac{Q}{W}$$

g) Carga Hidráulica disponible en m:

$$E_0 = \frac{V_0^2}{2g} + H_0 + N ;$$

Donde: N Dimensión de la canaleta en m (**Tabla 3**)

h) Velocidad antes del resalto  $V_1$  en m/s:

$$V_1 = 2\sqrt{\frac{2g * E_0}{3}} * \cos \frac{\theta}{3} ; \quad \cos \theta = -\frac{q * g}{\left(\frac{2}{3}g * E_0\right)^{1.5}}$$

i) Altura de agua antes del resalto  $h_1$  en m:

$$h_1 = \frac{q}{V_1}$$

j) Número de Froude  $F_1$  (adimensional):

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

k) Altura del resalto  $h_2$  en m:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[ \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right]$$

l) Velocidad en el resalto  $V_2$  en m/s:

$$V_2 = \frac{Q}{W * h_2}$$

m) Altura en la sección de salida de la canaleta  $h_3$  en m:

$$h_3 = h_2 - (N - K^1)$$

Donde:  $K^1$  Dimensión en m (**Tabla 3**)

m) Velocidad en la sección de salida  $V_3$  en m/s:

$$V_3 = \frac{Q}{W * h_3}$$

o) Pérdida de carga en el resalto  $h_p$  en m:

$$h_p = H_0 + K^1 - h_3$$

p) Tiempo de mezcla en el resalto T en s:

$$T = \frac{2 * G^1}{V_2 + V_3}$$

Donde:  $G^1$  Dimensión en m (**Tabla 3**)

q) Gradiente de velocidad G en s<sup>-1</sup>:

$$G = \sqrt{\frac{\lambda}{\mu}} * \sqrt{\frac{h_p}{T}}$$

Donde: G Gradiente de velocidad en s<sup>-1</sup>  
 λ Peso específico del agua = 1 000 kg/m<sup>3</sup>  
 μ Viscosidad absoluta en kg s/m<sup>2</sup>

(2) La **Tabla 4** proporciona los valores  $\sqrt{\frac{\lambda}{\mu}}$ , para diferentes temperaturas.

**Tabla 4. Valores de la relación peso específico y viscosidad absoluta a diferentes temperaturas**

Temperatura °C	$\sqrt{\frac{\lambda}{\mu}}$
0	2336.94
4	2501.56
10	2736.53
15	2920.01
20	3114.64
25	3266.96

### 7.2.3.2 Mezclador de resalto hidráulico

(1) Consiste en un canal rectangular, con un vertedero también rectangular sin contracciones en su sección. La lámina vertiente, después de pasar el vertedero toca el fondo del canal en la sección 1, a una distancia L<sub>m</sub> del vertedero. Cuando la lámina de agua alcanza el fondo, se subdivide en una corriente principal que se mueve hacia el frente y en una secundaria que retorna. Para evitar zonas muertas entre la pared del vertedero y la base del canal, el diseño podrá ajustarse a lo mostrado en la **Figura 2** del **Anexo G**.

(2) Estas unidades se adecúan a las calidades de agua, en las que la mayor parte del tiempo se esté coagulando mediante mecanismo de adsorción. Sirven como medidores y unidades de mezcla rápida.

- a) Gradientes de velocidad: 1 000 – 2 000 s<sup>-1</sup>
- b) Tiempo de retención: < 1 segundo
- c) Número de Froude: 4,5 – 9,0

#### 7.2.3.2.1 Parámetros de diseño

a) Las alturas de agua antes (h<sub>1</sub>) y después del resalto (h<sub>2</sub>) deben satisfacer la relación:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right) \quad ; \quad F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

Donde: F<sub>1</sub> N° de Froude (adimensional)  
 V<sub>1</sub> Velocidad en la sección de mezcla en m/s  
 g Gravedad en m/s<sup>2</sup>

b) La energía disipada o pérdida de carga en m, se calcula en la longitud del resalto (L).

$$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 * h_2}$$

c) La longitud del resalto será L en m:

$$L = 6(h_2 - h_1)$$

d) El tiempo de mezcla T en s:

$$T = \frac{2L}{V_1 + V_2}$$

e) Gradiente de velocidad G en s<sup>-1</sup>:

$$G = \sqrt{\frac{\lambda}{\mu}} * \sqrt{\frac{h_p}{T}}$$

### 7.2.3.2 Dimensionamiento

(1) El dimensionamiento está basado en el valor del caudal y el ancho del vertedero y la altura de la cresta.

a) Q = Caudal de diseño dato en m<sup>3</sup>/s

b) B = Ancho de vertedero en m; se adoptará un valor para el cual se verificarán las condiciones hidráulicas.

c) P = altura de la cresta en m; se adoptará un valor para el cual se verificarán las condiciones hidráulicas.

d) Caudal específico q en m<sup>3</sup>/sm:

$$q = \frac{Q}{B}$$

e) Carga Hidráulica disponible H en m:

$$H = 0,67 * q^{2/3}$$

f) Altura crítica h<sub>c</sub> en m:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

g) Altura de agua en la sección (1) h<sub>1</sub> en m:

$$h_1 = \frac{\sqrt{2} * h_c}{\sqrt{\frac{P}{h_c} + 2,56}}$$

h) Velocidad en la sección (1)  $V_1$ ; en m/s:

$$V_1 = \frac{q}{h_1}$$

i) Número de Froude  $F_1$  (adimensional):

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

j) Altura de agua en la sección (2)  $h_2$  en m:

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

k) Velocidad en la sección (2)  $V_2$ ; en m/s:

$$V_2 = \frac{q}{h_2}$$

l) Longitud del resalto  $L_j$  en m:

$$L_j = 6(h_2 - h_1)$$

m) Distancia del vertedero a la sección (1)  $L_m$ ; en m:

$$L_m = 4,3 * P \left( \frac{h_c}{P} \right)^{0,9}$$

n) Pérdida de carga en le resalto  $h_p$  en m:

$$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 * h_2}$$

o) Velocidad media  $V_m$  en m/s:

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

p) Tiempo de mezcla  $T$  en s:

$$T = \frac{L_j}{V_m}$$

q) Gradiente de velocidad  $G$  en  $s^{-1}$ :

$$G = \sqrt{\frac{\lambda}{\mu}} * \sqrt{\frac{h_p}{T}}$$

#### 7.2.4 Mezcladores rápidos mecánicos

(1) Un mezclador rápido mecánico está compuesto de un tanque diseñado para un periodo de retención y un sistema de agitación mecánico. La sección del tanque podrá ser circular o cuadrada provista de baffles laterales que eviten la formación del vórtice.

(2) Los mezcladores mecánicos son fabricados específicamente para el tratamiento de las aguas y consisten en hélices, paletas, turbinas u otros dispositivos similares acoplados a un eje de rotación impulsado por una fuerza motriz. Los ejes giran a altas velocidades agitando al agua en forma propicia para la mezcla rápida y uniforme del coagulante. Véase la **Figura 3** del **Anexo G**

### 7.2.4.1 Parámetros de diseño

(1) El gradiente de velocidad aplicado a mezcladores mecánicos se debe calcular con la siguiente relación:

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

Donde:

- G Gradiente de velocidad en s<sup>-1</sup>
- P Potencia inducida al agua en Watts
- μ Viscosidad dinámica en kg s/m
- V Volumen del tanque en m<sup>3</sup>

(2) La **Tabla 5** da la variación de la densidad del agua y la viscosidad dinámica del agua con la temperatura.

**Tabla 5. Variación entre densidad del agua, la viscosidad y la temperatura**

Temperatura °C	0	5	10	15	20	25	30
Densidad ρ en kg/m <sup>3</sup>	999,9	1 000	999,7	999,1	998,2	997,1	995,7
Viscosidad dinámica en kg/m s	0,00179	0,00152	0,00131	0,00114	0,00101	0,00089	0,00080

(3) La potencia para establecer condiciones de turbulencia completa, será para un Número de Reynolds Re > 100 000 y tendrá la expresión:

$$P = K * \rho * N^3 * d^5$$

Donde:

- P Potencia requerida en watts
- K Número de potencia
- ρ Densidad del agua en kg/m<sup>3</sup>
- N Velocidad del impulsor en rps
- d Diámetro del impulsor en m

(4) El número de Reynolds esta dado por:

$$Re = \frac{\rho * N * d^2}{\mu}$$

Donde:

- Re Número de Reynolds (adimensional)
- ρ Densidad del agua en kg/m<sup>3</sup>
- N Velocidad del impulsor en rps
- d Diámetro del impulsor en m
- μ Viscosidad dinámica en kg s/m

(5) El valor de K depende del tipo, forma y tamaño del impulsor, del número de baffles y demás variables no incluidas en la ecuación de potencia. La **Tabla 6** muestra los valores de K para los diferentes impulsores en tanques con baffles.

**Tabla 6. Número de Potencia para diferentes tipos de impulsores**

Impulsor	Nº de Potencia K
Hélice pitch cuadrada, 3 aletas	0,32
Hélice pitch 2, 3 aletas	1,0
Turbina, 6 aletas planas	6,3
Turbina, 6 aletas curvas	4,8
Turbina ventilador; 6 aletas	1,65
Turbina, 6 aletas punta de flecha	4,0
Turbina paletas planas, 2 paletas	1,7
Turbina de impulsor encerrado, 6 aletas curvas	1,08
Turbina de impulsor encerrado con estator(sin baffles)	1,12

(6) Para la coagulación con sulfato de aluminio se utilizará la siguiente ecuación:

$$GTC^{1,46} = 5,9 * 10^6$$

Donde:

- G Gradiente de velocidad en  $s^{-1}$
- T Tiempo óptimo de mezcla rápida en s
- C Dosis de coagulante (Sulfato de Aluminio) en mg/l

#### 7.2.4.2 Dimensionamiento

(1) El dimensionamiento tomará en cuenta los siguientes valores para el tiempo de contacto y el gradiente hidráulico. La **Tabla 7** muestra valores característicos de estos parámetros.

**Tabla 7. Tiempo de contacto y gradiente hidráulico para mezcla rápida**

Tiempo de Contacto (s)	Gradiente ( $s^{-1}$ )
20	1 000
30	900
40	790
>40	700

Fuente. AWWA 2002

(2) Los valores recomendados para el dimensionamiento son los siguientes:

Tiempo de retención: 10 – 90 s  
 Nº de Reynolds: 100 000  
 Velocidad tangencial: 0,6 m/s  
 Longitud de las paletas: 1/3 del ancho o diámetro del tanque

- a) Para que la mezcla sea completa el agua debe ingresar por la parte inferior del tanque y saldrá por la superior.
- b) Los tanques de mezcla deben estar lo más cerca posible de los tanques de floculación.
- c) El número de unidades de mezcla rápida será de dos como mínimo.
- d) Debe disponerse de drenajes para la limpieza, calculados para tiempos razonables.

## CAPÍTULO 8 UNIDADES DE FLOCULACIÓN

### 8.1 DEFINICIÓN

(1) La floculación se refiere a la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculentas; es el proceso mediante el cual se aplica una mezcla de bajo gradiente para incrementar las colisiones interparticulares sin romper los agregados formados.

(2) De forma análoga a la coagulación, la floculación está influenciada por las fuerzas químicas y físicas (carga eléctrica de las partículas, capacidad de intercambio, tamaño y concentración del floculo, el pH, la temperatura del agua y la concentración de electrolitos).

(3) El desconocimiento de la influencia y magnitud del efecto de cada uno de los factores exige que el agua a ser tratada sea sometida a pruebas de tratabilidad (Prueba de Jarras), que en éste caso están referidas a las pruebas de floculación (tiempo óptimo y gradientes de floculación), realizadas en laboratorio.

### 8.2 FLOCULADORES HIDRÁULICOS

#### 8.2.1 Floculador de flujo horizontal

(1) Consiste en un tanque de concreto dividido por tabiques, baffles o pantallas de concreto, madera u otro material adecuado, dispuesto de forma tal que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de los extremos libres de los tabiques. Véase **Figura 1** del **Anexo H**. El floculador de flujo horizontal es recomendable para caudales menores a 100 l/s.

##### 8.2.1.1 Parámetros de diseño

(1) Los principales parámetros de diseño son el gradiente de velocidad  $G$  ( $s^{-1}$ ) y el tiempo de floculación, en función de las dosis de coagulante, para cada cámara, que deben ser obtenidos de una planta piloto o en laboratorio a través de una prueba de jarras que señale los valores de los parámetros.

(2) Cada uno de los compartimientos (mínimo 3) se diseñarán para diferentes gradientes y tiempos de retención. La **Tabla 1** muestra el rango de valores de los gradientes en cada cámara, considerando que las velocidades del flujo no deben ser menores a 0,1 m/s ni mayores a 0,60 m/s para evitar la sedimentación y la ruptura del floc correspondientemente.

**Tabla 1. Rango de gradientes hidráulicos para cada compartimiento o cámara**

Compartimiento o cámara	Gradiente ( $s^{-1}$ )
1	50 – 100
2	20 – 50
3	10 – 40

(3) El tiempo total de floculación varía de 15 a 30 minutos (IRC 1981). El tiempo para cada compartimiento o cámara se determinará a partir de la ecuación del floculador.

(4) De pruebas de laboratorio se obtendrá la ecuación del floculador cuya expresión es:

$$GT^n = K$$

Donde: G Gradiente de velocidad en s<sup>-1</sup>  
 T Tiempo de floculación en s  
 n,K Coeficientes que dependen de la calidad del agua

(5) El número de baffles necesarios para alcanzar el gradiente de velocidad de diseño se calculará por la relación:

$$n = \left\{ \left[ \frac{2\mu T}{\rho (1.44 + f)} \right]^* \left[ \frac{HLG}{Q} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{3}}$$

Donde: n Número de baffles en la cámara o compartimiento  
 H Profundidad de agua en el tanque en m  
 L Largo del tanque en m  
 G Gradiente de velocidad en s<sup>-1</sup>  
 Q Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s  
 T Tiempo de floculación en s  
 μ Viscosidad dinámica en kg /m s  
 (Véase **Tabla 5** del **Capítulo 7**)  
 ρ Densidad del agua en kg/m<sup>3</sup>  
 f Coeficiente de fricción de los baffles  
 (madera = 0,3)

### 8.2.1.2 Dimensionamiento

a) Volumen del floculador V en m<sup>3</sup>.

$$V = Q * T$$

Donde: V Volumen total del floculador en m<sup>3</sup>  
 Q Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s  
 T Tiempo de floculación en s

b) Ancho del floculador en m.

$$W = \frac{V}{L * H}$$

Donde: W Ancho del floculador en m  
 V Volumen total del floculador en m<sup>3</sup>  
 L Longitud del floculador en m;  
 (asumido por el proyectista)  
 H Altura de agua; recomendable ≥ 1 metro  
 (asumido por el proyectista)

c) Ancho de cada sección (compartimiento).

$$W_c = \frac{W}{N}$$

Donde:  $W_c$  Ancho de cada compartimiento en m  
 $W$  Ancho del floculador en m  
 $N$  Número de compartimientos (mínimo 3)

d) Número de baffles en cada sección o compartimiento:

$$n_1 = \left\{ \left[ \frac{(2\mu T_1)}{\rho(1.44 + f)} \right] * [HLG_1/Q]^2 \right\}^{\frac{1}{3}}$$

$$n_2 = \left\{ \left[ \frac{(2\mu T_2)}{\rho(1.44 + f)} \right] * [HLG_2/Q]^2 \right\}^{\frac{1}{3}}$$

$$n_3 = \left\{ \left[ \frac{(2\mu T_3)}{\rho(1.44 + f)} \right] * [HLG_3/Q]^2 \right\}^{\frac{1}{3}}$$

Donde:  $n_i$  Número de baffles en cada compartimiento  
 $T_i$  Tiempo de floculación en cada compartimiento en s  
 $G_i$  Gradiente en cada compartimiento en  $s^{-1}$

e) Espacio entre baffles en cada sección o compartimiento:

$$S_i = \frac{L}{n_i}$$

Donde:  $S_i$  Espacio entre baffles en cada compartimiento en m  
 $L$  Longitud del floculador en m;  
 (asumido por el proyectista)  
 $n_i$  Número de baffles en la sección o compartimiento

f) Pérdida de carga en cada sección o compartimiento:

$$h_{pi} = \frac{\mu * T_i * G_i^2}{\rho * g}$$

Donde:  $h_{pi}$  Pérdida de carga en cada sección o compartimiento en m  
 $\mu$  Viscosidad dinámica en kg /m s  
 (Véase **Tabla 5** del **Capítulo 7**)  
 $\rho$  Densidad del agua en  $kg/m^3$   
 $g$  Constante gravitacional en  $m/s^2$   
 $T_i$  Tiempo de floculación en cada compartimiento en s  
 $G_i$  Gradiente en cada compartimiento en  $s^{-1}$

g) Verificación de la velocidad del flujo:

$$V_i = \frac{Q}{A_i} \quad ; \quad A_i = S_i * H$$

Donde:

- $V_i$  Velocidad del flujo en cada uno de los compartimientos en m/s
- $V_i$  menor a 0,60 en m/s (evita ruptura de floc)
- $V_i$  mayor a 0,10 en m/s (evita sedimentación del floc)
- $Q$  Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s
- $A_i$  Área transversal de cada compartimiento en m<sup>2</sup>
- $S_i$  Espaciamiento entre baffles en cada compartimiento en m
- $H$  Altura de agua en m

(1) La **Tabla 2** proporciona las guías para el diseño y construcción de floculadores de flujo horizontal.

**Tabla 2. Guías de diseño y construcción – floculadores de flujo horizontal**

1. La distancia entre baffles no debe ser menor a 45 cm, para facilitar la limpieza\*.
2. La distancia de separación entre el extremo de cada baffle y la pared será de 1.5 veces la distancia entre baffles. No debe ser menor a 60 cm.
3. La altura de agua no debe ser menor a 1.0 m.
4. Los baffles no deben corroerse, por lo que la madera es preferible antes que el metal.
5. Evitar usar baffles de asbesto cemento debido a la corrosión que sufren (pH de coagulación).

\* Valores menores son aceptables desde el punto de vista hidráulico.

### 8.2.2 Floculador de flujo vertical.

(1) Consiste en un tanque de concreto dividido por tabiques, baffles o pantallas de concreto madera u otro material adecuado, dispuesto de forma tal que el agua fluya hacia arriba y hacia abajo, por encima y por debajo de los tabiques, baffles o pantallas. Véase **Figura 2** del **Anexo H**.

(2) El floculador de flujo vertical es recomendable para caudales mayores a 100 l/s.

#### 8.2.2.1 Parámetros de diseño

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

(2) Los gradientes de velocidad en cada uno de los compartimientos son los señalados para floculadores de flujo horizontal (Véase **Tabla 1** del inciso **8.2.1.1**), tomando en cuenta que las velocidades en las cámaras no deben ser menores a 0,1 m/s ni mayores a 0,60 m/s, evitándose la sedimentación y ruptura de los flóculos.

(3) El tiempo total de floculación varía de 15 a 30 minutos (IRC 1981). El tiempo para cada compartimiento se determinará a partir de la ecuación del floculador.

(4) De pruebas de laboratorio se obtendrá la ecuación del floculador cuya expresión es:

$$GT^n = K$$

Donde: G Gradiente de velocidad en s<sup>-1</sup>  
 T Tiempo de floculación en s  
 n, K Coeficientes de calidad del agua

(5) El número de baffles necesarios para alcanzar el gradiente de velocidad de diseño se calculará por la relación:

$$n = \left\{ \left[ \frac{(2\mu T)}{\rho(1.44 + f)} \right]^* \left[ \frac{WLG}{Q} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{3}}$$

Donde: n Número de baffles en la cámara  
 W Ancho del tanque en m  
 L Largo del tanque en m  
 G Gradiente de velocidad en s<sup>-1</sup>  
 Q Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s  
 T Tiempo de floculación en s  
 μ Viscosidad dinámica en kg m/s  
 (Véase **Tabla 5** del **Capítulo 7**)  
 ρ Densidad del agua en kg/m<sup>3</sup>  
 f Coeficiente de fricción de los baffles (0,3)

### 8.2.2.2 Dimensionamiento

a) Volumen del floculador V en m<sup>3</sup>

$$V = Q * T$$

Donde: V Volumen total del floculador en m<sup>3</sup>  
 Q Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s  
 T Tiempo de floculación en s

b) Ancho del floculador en m

$$W = \frac{V}{L * H}$$

Donde: W Ancho del floculador en m  
 V Volumen total del floculador en m<sup>3</sup>  
 L Longitud del floculador en m;  
 (Asumido por el proyectista)  
 H Altura de agua; recomendable 3m – 4 m;  
 (Asumido por el proyectista)

c) Ancho de cada sección (compartimiento)

$$W_c = \frac{W}{N}$$

Donde:  $W_c$  Ancho de cada compartimiento en m  
 $W$  Ancho del floculador en m  
 $N$  Número de compartimientos (mínimo 3)

$$n_1 = \left\{ \left[ \frac{(2\mu T_1)}{\rho(1.44 + f)} \right] * \left[ \frac{W_c L G_1}{Q} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{3}}$$

$$n_2 = \left\{ \left[ \frac{(2\mu T_2)}{\rho(1.44 + f)} \right] * \left[ \frac{W_c L G_2}{Q} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{3}}$$

$$n_3 = \left\{ \left[ \frac{(2\mu T_3)}{\rho(1.44 + f)} \right] * \left[ \frac{W_c L G_3}{Q} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{3}}$$

$n_i$  Número de baffles en cada compartimiento  
 $T_i$  Tiempo de floculación en cada compartimiento en s  
 $G_i$  Gradiente en cada compartimiento en  $s^{-1}$

d) Espacio entre baffles en cada sección o compartimiento:

$$S_i = \frac{L}{n_i}$$

Donde:  $S_i$  Espacio entre baffles en cada compartimiento en m  
 $L$  Longitud del floculador en m;  
 (asumido por el proyectista)  
 $n_i$  Número de baffles en la sección o compartimiento

e) Pérdida de carga en cada sección o compartimiento:

$$h_{pi} = \frac{\mu * T_i * G_i^2}{\rho * g}$$

Donde:  $h_{pi}$  Pérdida de carga en cada sección o compartimiento en m  
 $\mu$  Viscosidad dinámica en kg /m s  
 (Véase **Tabla 5** del **Capítulo 7**)  
 $\rho$  Densidad del agua en  $kg/m^3$   
 $g$  Constante gravitacional en  $m/s^2$   
 $T_i$  Tiempo de floculación en cada compartimiento en s  
 $G_i$  Gradiente en cada compartimiento en  $s^{-1}$

f) Verificación de la velocidad del flujo:

$$V_i = \frac{Q}{A_i} \quad ; \quad A_i = S_i * H$$

Donde:

$V_i$	Velocidad del flujo en cada uno de los compartimientos en m/s $V_i$ menor a 0,60 en m/s $V_i$ mayor a 0,10 en m/s
$Q$	Caudal de diseño en m <sup>3</sup> /s
$A_i$	Área transversal de cada compartimiento en m <sup>2</sup>
$S_i$	Espaciamiento entre baffles en cada compartimiento en m
$H$	Altura de agua en m

(1) La **Tabla 3** proporciona las guías para el diseño y construcción de floculadores de flujo vertical.

**Tabla 3. Guías de diseño y construcción – floculadores de flujo vertical**

1. La distancia entre baffles no debe ser menor a 45 cm, para facilitar la limpieza\*.
2. La distancia de separación entre el extremo superior de cada baffle y la superficie del agua o la distancia entre el extremo inferior de cada baffle y el fondo del tanque debe ser 1.5 veces la distancia entre baffles.
3. La altura de agua puede alcanzar los 4 metros o más en función al caudal.
4. Los baffles no deben corroerse, por lo que la madera es preferible antes que el metal.
5. Evitar usar baffles de asbesto cemento debido a la corrosión que sufren (pH de coagulación).
6. Orificios de fondo deben preverse para evitar la acumulación de lodo cuya área sea igual al 5% del área horizontal de cada canal entre baffles.

\* Valores menores son aceptables desde el punto de vista hidráulico.

### 8.3 FLOCULADORES MECÁNICOS

(1) Unidades a las cuales se introduce potencia al agua para asegurar la mezcla lenta. El más usado es el de paletas, sean estos de eje horizontal o vertical. También existen impulsores de turbina y de flujo axial. Como el grado de mezcla es variable, según la calidad del agua, es necesario que el equipo sea de velocidad variable. La **Figura 3** del **Anexo H**, muestra los tipos de floculadores mecánicos.

#### 8.3.1 Parámetros de diseño

- a) Gradiente de velocidad: 5 - 100 s<sup>-1</sup>
- b) Número de Camp (GT): 30 000 – 150 000
- c) Tiempo de Floculación: 20 – 60 minutos
- d) Velocidad de las paletas: 0,03 – 0,9 m/s
- e) Área de las paletas: 10 – 25 % del área de la sección transversal

### 8.3.2 Dimensionamiento

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

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

Donde:            G    Gradiente de velocidad en s<sup>-1</sup>  
                       P    Potencia disipada en la mezcla en Watts  
                       μ    Viscosidad dinámica del fluido en kg /m s  
                       V    Volumen en m<sup>3</sup>

b) Para tanques con agitadores mecánicos:

$$P = F_D * v$$

Donde:            P    Potencia en Watts  
                       F<sub>D</sub> Fuerza de arrastre sobre las paletas en Newton  
                       v    Velocidad relativa de las paletas con respecto al fluido en m/s

$$F_D = \frac{C_D * \rho * A * v^2}{2}$$

Donde:            C<sub>D</sub> Coeficiente de arrastre de las paletas  
                       ρ    Densidad del fluido en kg/m<sup>3</sup>  
                       A    Área transversal de las paletas en m<sup>2</sup>  
                       v    Velocidad relativa de las paletas con respecto al fluido en m/s

$$v = 0.75 * v_p$$

Donde:            V<sub>p</sub> Velocidad de las paletas < 1,0 m/s

c) La Potencia aplicada a las paletas:

$$P = \frac{C_D * \rho * A * v^3}{2}$$

Donde:            C<sub>D</sub> Coeficiente de arrastre de las paletas (1,5); para 20 °C

d) Gradiente de velocidad:

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

Donde:

G	Gradiente de velocidad en s <sup>-1</sup>
P	Potencia disipada en la mezcla en Watts
μ	Viscosidad dinámica del fluido en kg /m s
V	Volumen en m <sup>3</sup>

## CAPÍTULO 9 UNIDADES DE SEDIMENTACIÓN DE ALTA TASA Y FLOTACIÓN

### 9.1 DEFINICIÓN

(1) Las Unidades de sedimentación de alta tasa son de alta eficiencia y de poca profundidad con relación a los sedimentadores clásicos. Se realiza en elementos poco profundos; placas planas paralelas, placas onduladas paralelas, módulos tubulares, de sección cuadrada, hexagonal, octogonal y otras, colocados en los tanques, presentando en cada caso eficiencias particulares. Los tiempos de retención son cortos (15 minutos).

### 9.2 SEDIMENTADORES DE FLUJO ASCENDENTE

(1) Unidades de tratamiento en las cuales el flujo de agua atraviesa a los elementos insertos en forma ascendente. Véase **Figura 1 del Anexo I**.

### 9.3 SEDIMENTADORES DE FLUJO DESCENDENTE

(1) Unidades de tratamiento en las cuales el flujo atraviesa a los elementos insertos en forma descendente. Véase **Figura 2 del Anexo I**.

#### 9.3.1 Parámetros de diseño

(1) Tanto para sedimentadores de flujo ascendente como descendente, se aplican las mismas relaciones.

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

$$V_{sc} = \frac{S_c v_0}{\text{Sen}\theta + L\text{Cos}\theta}$$

Donde:	<p><math>V_{sc}</math> Velocidad crítica de asentamiento o carga superficial de sedimentación de alta tasa</p> <p><math>v_0</math> Velocidad promedio del fluido en el elemento de sedimentación de alta tasa o carga superficial en el área de sedimentación de alta tasa.</p> <p><math>\theta</math> Angulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa.</p> <p><math>L</math> Longitud relativa del sedimentador de alta tasa, en flujo laminar.</p> <p><math>S_c</math> Parámetro característico; igual a 1,0 para sedimentadores de placas paralelas.</p> <p><math>S_c</math> Parámetro característico; igual a 4/3 para tubos de sección circular.</p> <p><math>S_c</math> Parámetro característico; igual a 11/8 para conductos de sección cuadrada.</p>
--------	---

(3) El valor de  $S_c$  para sedimentadores de placas paralelas es 1,0. Cualquier partícula suspendida con un valor de  $S$  mayor o igual a 1,0 en un sedimentador de placas paralelas será removida.

### 9.3.2 Dimensionamiento

#### a) Número de Reynolds

El número de Reynolds debe ser menor a 500 para garantizar el flujo en transición.

$$Re = \frac{v_0 * d}{\nu} \quad ; \quad \nu = \frac{497 * 10^{-6}}{(T + 42,5)^{1,5}}$$

Donde:

Re	Número de Reynolds (adimensional)
$v_0$	Velocidad promedio del fluido en el sedimentador en m/d
d	Ancho del conducto o espaciamiento entre placas en m
$\nu$	Viscosidad cinemática en $m^2/s$
T	Temperatura del agua en $^{\circ}C$

#### b) Tiempo de retención

El tiempo de retención es de 3 a 6 minutos en los sedimentadores de tubos y de 15 a 25 minutos en sedimentadores de placas.

$$t = \frac{l}{v_0}$$

Donde:

t	Tiempo de retención en min
l	Longitud recorrida a través del elemento (tubo, placa) en m
$v_0$	Velocidad promedio del fluido en el sedimentador en m/min

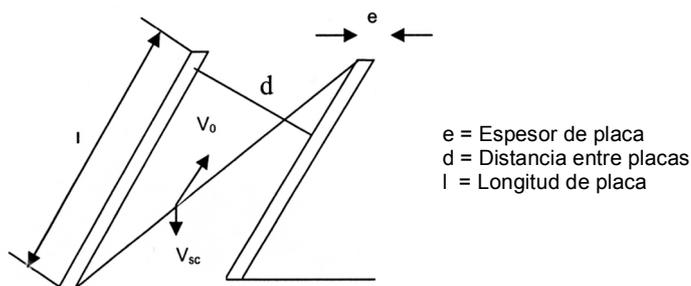
#### c) Velocidad crítica de sedimentación

$$V_{sc} = \frac{S_c v_0}{\text{Sen}\theta + L_c \text{Cos}\theta}$$

$$L_c = L - L' \quad ; \quad L = \frac{l}{d} \quad ; \quad L' = 0,013 * Re$$

Donde:

$S_c$	Parámetro característico; igual a 1,0 para sedimentadores de placas paralelas.
$S_c$	Parámetro característico; igual a 4/3 para tubos de sección circular.
$S_c$	Parámetro característico; igual a 11/8 para conductos de sección cuadrada.
$v_0$	Velocidad promedio del fluido en el elemento de sedimentación de alta tasa o carga superficial en el área de sedimentación de alta tasa
L	Longitud relativa del sedimentador (adimensional)
$L_c$	Longitud relativa del sedimentador de alta tasa en flujo laminar, corregida en la longitud de transición $L'$ (adimensional)
l	Longitud recorrida a través del elemento (tubo, placa) en m
d	Ancho del conducto o espaciamiento entre placas en m
Re	Número de Reynolds (adimensional)
$\theta$	Ángulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa.



d) Velocidad promedio de flujo entre placas:

$$V_0 = \frac{Q}{A_s \cdot \text{Sen}\theta}$$

e) Carga superficial:

$$CS = \frac{Q}{A_s} \quad ; \quad A_s = \frac{Q}{CS}$$

Donde:

CS	Carga superficial de sedimentación en $\text{m}^3/\text{m}^2\text{d}$
Q	Caudal de diseño en $\text{m}^3/\text{d}$
$A_s$	Área superficial en $\text{m}^2$

(1) El valor de la carga superficial CS debe obtenerse en laboratorio o pruebas de campo y cuyo valor tendrá relación con un valor de eficiencia remocional deseable o la máxima turbiedad admisible por las unidades de filtración (razonable hasta 10 UNT).

(2) El valor  $V_{sc}$  es comparable con la carga convencional superficial de diseño que para flóculos de sulfato de aluminio es de 14 – 22 m/d.

a) Longitud de sedimentación:

$$L_s = \frac{A}{b}$$

Donde:

$L_s$	Longitud de sedimentación en m
A	Área superficial en $\text{m}^2$
b	Ancho del sedimentador en m; asumido por el proyectista en función al ancho de placas.

b) Número de placas por módulo:

$$N = \frac{L_s \text{Sen}\theta + d}{d + e}$$

Donde:

N	Número de placas por módulo
$L_s$	Longitud de sedimentación en m
$\theta$	Ángulo de inclinación de las placas en ( $^\circ$ )
d	Separación entre placas en m
e	Espesor de las placas en m

## 9.4 PRODUCCIÓN DE LODOS

- (1) La producción de lodos se debe determinar a partir de valores obtenidos en campo o laboratorio que señalen la concentración volumétrica  $C$  de las partículas floculentas por litro de agua en ml / l.
- (2) El cálculo del volumen de lodos y el volumen de la cámara de lodos se realizará de manera similar al **CAPÍTULO 4** inciso **4.4** (Presedimentadores).
- (3) Se diseñarán las estructuras de entrada y salida de acuerdo a los criterios señalados en **CAPÍTULO 4** inciso **4.4** (Presedimentadores).

## 9.5 FLOTACIÓN

- (1) El proceso de flotación por aire disuelto a presión se aplicará para el tratamiento de las aguas ricas en materias nutrientes y que contengan espesas floraciones de algas, aguas de baja turbidez, baja alcalinidad y coloreadas, difíciles de tratar por sedimentación ya que el floculo producido por el tratamiento químico, tiene baja velocidad de sedimentación.
- (2) El proceso de flotación se llevará a cabo en tanques específicamente diseñados para efectuar la flotación por aire disuelto. Véase la **Figura 3** del **Anexo I**.
- (3) Para tratamiento de agua potable, se requiere la etapa de prefloculación antes de la flotación, lo que permitirá una fácil remoción del flóculo y necesidad pequeña de área o espacio en planta.

### 9.5.1 Parámetros de diseño

Los principales parámetros de diseño son: La profundidad del tanque, la tasa de rebose, la inclinación de los baffles, el área de los tanques y el tiempo de retención.

### 9.5.2 Dimensionamiento

- a) Profundidad del tanque: 1.5 m
- b) Tasa de rebose: 8 a 12 m/h (depende del agua tratada)
- c) Inclinación del baffle: 60 ° (con la horizontal)
- d) Área de tanques: mayores a 80 m<sup>2</sup> (operacionales)
- e) Tiempo de retención: 5 a 15 minutos (depende de la carga superficial y la profundidad del tanque).

- (1) El tanque de flotación debe estar cubierto como medida de protección contra lluvias, vientos y congelamiento de la superficie, evitándose de ésta manera la rotura y deterioro del floc en la superficie.
- (2) El agua debe conducirse vía compuerta de anchura total, para mantener condiciones hidráulicas uniformes, para minimizar los cambios de nivel del agua a causa de variaciones de flujo en la planta.

## CAPÍTULO 10 UNIDADES DE FILTRACIÓN EN LECHO GRANULAR

### 10.1. DEFINICIÓN

(1) Proceso de remoción del material en suspensión, llevado a cabo en medios porosos tales como arena, antracita, granate, ilmenita u otros, a diferentes velocidades.

(2) Las partículas pueden estar presentes en el agua de origen (cruda) o pueden generarse durante los procesos de tratamiento (arcillas, microorganismos; bacterias virus, quistes protozoarios, coloides, precipitados húmicos, precipitados de aluminio o hierro provenientes de la coagulación, precipitados de cal, precipitados de hierro y manganeso).

### 10.2 FILTROS RÁPIDOS DE VELOCIDAD CONSTANTE

(1) Son unidades que pueden ser de lecho filtrante simple o doble, de flujo ascendente o descendente, siendo los de flujo ascendente siempre de lecho simple. La filtración descendente es constante debido al dispositivo y sistema de control de salida. Véase la **Figura 1** del **Anexo J**. El lavado se realiza con agua filtrada en contra corriente que proveniente de un tanque alto o de un tanque cisterna a través de un sistema de bombeo.

#### 10.2.1 Parámetros de diseño

##### a) Tasa de filtración

(1) El valor de la tasa de filtración debe ser obtenido de laboratorio mediante ensayos en columna de filtración que permitan verificar las eficiencias remocionales de los parámetros que se desean tratar a partir de la variación de alturas de lecho, combinación de material granular, granulometrías y alturas de sobrenadante. Al disponer de columnas de ensayo o filtros piloto la tasa a adoptarse será:

Tasa de filtración  $V_f$ : 120 - 600 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>d

(2) De no ser posible acceder a ensayos de columna de filtración o filtros piloto, las tasas máximas de filtración serán:

i) Para filtro con medio simple (arena): 180 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>d

ii) Para filtro con medio dual (arena y antracita): 360 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>d

#### 10.2.2 Dimensionamiento

##### a) Número de filtros

(1) El número y tamaño de las unidades está en función del caudal a tratar. Las unidades serán diseñadas para la capacidad requerida al final del periodo de diseño. Esta aproximación permite la provisión de unidades de mayor tamaño y en menor número, incidiendo sobre los costos de construcción operación y mantenimiento.

**b) Área de filtración requerida**

$$A_T = \frac{Q}{V_f}$$

Donde:  $A_T$  Área total de filtración requerida en  $m^2$   
 $Q$  Caudal de diseño en  $m^3/h$   
 $V_f$  Tasa de filtración en  $m^3/m^2 h$

**c) Número de unidades**

$$N = \frac{A_T}{3}$$

Donde:  $N$  Número de filtros necesarios al final del periodo de diseño  
 $A_T$  Área total de filtración requerida en  $m^2$

**d) Unidades para una fase o etapa de proyecto**

$$N_E = \frac{N}{n}$$

Donde:  $N_E$  Número de filtros necesarios en la etapa o fase  
 $N$  Número de filtros necesarios al final del periodo de diseño  
 $n$  Número de fases o etapas del proyecto

**e) Total de unidades para una fase o etapa de proyecto**

$$N_T = N_E + F_L + F_M$$

Donde:  $N_T$  Número total de unidades para una etapa o fase  
 $N_E$  Número de filtros necesarios en la etapa  
 $F_L$  Un filtro adicional (fuera de servicio por lavado)  
 $F_M$  Un filtro adicional (fuera de servicio por mantenimiento)

(1) En la primera etapa de construcción deben existir por lo menos dos unidades filtrantes, siendo deseable un mínimo de tres.

**f) Área de cada filtro**

$$A_F = \frac{A_T}{n * N_T}$$

Donde:  $A_F$  Área de cada filtro en  $m^2$   
 $A_T$  Área total de filtración requerida en  $m^2$   
 $N_T$  Número total de unidades para una etapa o fase  
 $n$  Número de fases o etapas del proyecto

(1) En instalaciones con área filtrante total de 4 m<sup>2</sup> se admite la existencia de una sola unidad.

### g) Dimensiones

$$L = \left[ \frac{2 * N_T * A_F}{N_T + 1} \right]^{1/2}$$

$$B = \left[ \frac{(N_T + 1) * A_F}{2 * N_T} \right]^{1/2} ; \quad \frac{L}{B} = 1,2$$

Donde:            L    Longitud del filtro en m  
                       B    Ancho del filtro en m

### h) Estructuras de entrada y salida en filtros rápidos

(1) Los dispositivos de ingreso y salida de los filtros rápidos se diseñarán de manera que las variaciones de caudal no afecten la tasa de filtración, siendo necesario colocar dispositivos hidráulicos como los mostrados en la **Figura 2** del **Anexo J**.

(2) La **Figura 3** del **Anexo J** muestra otra disposición de los elementos hidráulicos de entrada y salida para lograr tasas constantes.

### i) Fondo Falso

(1) Es la placa o losa que cubre la cámara de agua en la parte inferior del filtro donde se fijan elementos distribuidores (elementos perforados, boquillas). La altura de la cámara no será menor a 0,45 m.

### j) Sistema de drenaje

(1) Es el sistema que recolecta, extrae el agua filtrada, distribuyéndola uniformemente en el proceso de filtración y el proceso de lavado de los filtros. Eventualmente distribuye el aire, cuando éste se combina con el agua de lavado.

### k) Tipos de drenaje

#### k1) Tuberías perforadas para trabajo con grava.

(1) Comprende una tubería matriz con tubos laterales perforados. Superficie total de orificios 0,2% a 0,33% del área filtrante. Diámetros de cada orificio entre 6,5 y 15,8 mm a distancias entre 7,5 y 25 cm unos de otros. La distancia entre laterales es de 20 cm a 30 cm centro a centro y las perforaciones formarán 60 grados entre si en la parte inferior del lateral.

(2) La altura de los tubos sobre el fondo debe ser 3,5 cm. La relación de longitud de los laterales y su diámetro no debe exceder de 60. La **Tabla 1** muestra los diámetros requeridos para determinadas longitudes de laterales.

**Tabla 1. Longitudes y diámetros de tuberías laterales**

Longitud de laterales (m)	Diámetro ( pulgadas)
1	2
1.5	2 ½
2	3
2.5	3

**k2) Tuberías perforadas para trabajo con bloques y grava (Fondo Wagner)**

(1) Los bloques Wagner reemplazan la grava gruesa (2" a ¾"). Este sistema no se usará para lavado con aire.

**k3) Boquillas**

(1) Se usan para lavados con aire y agua. La distancia entre boquillas de distribución puede variar de 0,10 a 0,30 m de distancia de acuerdo a la pérdida de carga. Se colocarán 10 a 50 unidades/m<sup>2</sup>

**k4) Fondo Weeler**

(1) Fondo con depresiones tronco piramidales, provistas de esperas de porcelana de 1 ½" de diámetro. Las losas podrán ser prefabricadas o monolíticas in situ, utilizable para lavado con alta tasa y no para lavado con aire. Las losas se colocarán sobre soportes de concreto a una altura de 10 a 50 cm del fondo del filtro.

**k5) Fondo Leopold**

(1) Constituido por bloques cerámicos o plásticos. Todas las filas de bloques se orientarán a un conducto central de repartición. El bloque cerámico se usará para lavado de alta tasa con agua. El bloque plástico se utilizará para el lavado de alta tasa con agua y aire.

**k6) Fondos prefabricados**

(1) Materializados en concreto reforzado en forma de "V" invertida "Teepee - type", atravesados por segmentos de tubo o niples plásticos de ¼" a ¾", colocados cada 10 a 20 cm centro a centro. Véase la **Figura 4 del Anexo J**.

**l) Capa Soporte**

(1) Denominada también capa de grava y que se encuentra directamente sobre los distribuidores u orificios de distribución. Sirve de soporte al lecho filtrante y distribuye el agua de lavado.

(2) El tipo y tamaño de lecho de grava depende del sistema de drenaje que se use. Para drenajes con orificios menores a 1 mm (boquillas) no se usa grava sino arena "torpedo" de 4 mm de diámetro. Para drenajes con orificios entre 1 – 5 mm (Leopold) se usan 20 - 30 cm de grava distribuidos de acuerdo a los valores mostrados en la **Tabla 2**.

**Tabla 2. Espesores y diámetros de la grava soporte**

Espesor de la capa (cm)	Espesor acumulado (cm)	Diámetro (pulgadas)
5	5	¾ a 1/2
5	10	½ a 1/4
5	15	¼ a 1/8
5	20	1/8 a N° 10
5		25
5		30
		¼ a 1/2

N° 10 corresponde al tamiz 10 U.S.

(3) La capa soporte de grava para lechos filtrantes mixtos (medio dual) será de 20 a 45 cm con gravillas soporte que tengan tamaños de 2,4 mm (3/32 pulgadas) en el contacto y gravas convencionales en la parte inferior.

#### **m) Medio filtrante**

(1) Corresponde al material granular (arena, antracita, granate, ilmenita, carbón magnetita u otros) que retienen los flóculos no sedimentables.

(2) La arena para filtros rápidos estará compuesta de material silicio con dureza de 7 en la escala de Moh (1 al 10) y peso específico no menor a 2, libre de materia orgánica y no mas de 1 % podrá ser material laminar o micáceo.

(3) La solubilidad en ácido clorhídrico al 40% durante 24 horas debe ser menor al 5 % y la pérdida por ignición menor a 0,7% en peso.

(4) La antracita debe tener una dureza de 2,7 ó mayor en la escala de Moh y su peso específico no menor a 1,40. El contenido de carbón libre no debe ser menor del 85 % en peso.

(5) La solubilidad en ácido clorhídrico al 40% durante 24 horas debe ser menor al 5 % y no más del 2 % debe perderse en una solución al 1% de Na OH. El máximo porcentaje de partículas planas debe ser del 30% en peso.

#### **n) Coeficiente de uniformidad (arena)**

$$Cu = 1,5 \text{ a } 1,7$$

#### **o) Altura del lecho y tamaño efectivo**

(1) La altura de lecho convencional de arena podrá ser (0,60 a 0,75 m), cuando el tamaño efectivo sea de 0,45 a 0,55 mm. La altura de lecho profundo podrá ser (0,9 a 1,8 m), cuando el tamaño efectivo sea de 0,90 a 1,20 mm.

(2) Para lechos mixtos (arena – antracita); si la arena tiene tamaño efectivo de 0,45 a 0,55 mm, la altura de lecho será 0,20 a 0,40 m; si la antracita tiene tamaño efectivo de 0,90 a 1,40 mm, la altura de lecho será de 0,30 a 0,55 m.

#### **p) Granulometría**

(1) Se debe utilizar arenas finas cuando el pretratamiento es deficiente y es necesaria la remoción de turbiedad y bacterias.

(2) Se debe utilizar arenas gruesas cuando el pretratamiento es deficiente, pudiendo optarse filtros de lecho profundo.

(3) Se debe utilizar arena media cuando existan características intermedias.

(4) La **Tabla 3** muestra los porcentajes retenidos en los tamices para el preparado de arenas finas medias y gruesas.

**Tabla 3. Arena para filtros de tasa constante.**

Abertura tamiz (mm)	Porcentaje arena retenida (%)		
	Fina	Media	Gruesa
0.30	97 - 100	99 - 100	100 - 100
0.42	75 - 94	94 - 98	99 - 96
0.69	27 - 69	61 - 86	69 - 70
0.84	3 - 29	16 - 51	29 - 32
0.17	0 - 6	1 - 16	7 - 0
T.E (mm)	0.35 - 0.45	0.45 - 0.55	0.55 - 0.65

T.E. = Tamaño Efectivo

(5) Se debe utilizar antracitas con tamaños efectivos entre 0,6 y 1,4 mm. Cuando se emplea como lecho único los tamaños efectivos serán de 0,6 a 0,8 mm. Cuando se emplea en los lechos múltiples los tamaños serán entre 0,8 y 1,4 mm.

**q) Coeficiente de uniformidad (antracita)**

$$Cu = 1,0 - 1,40$$

**r) Pérdida de carga máxima en los filtros**

(1) Convencionalmente los filtros se diseñan para energías disponibles de filtración de 2 a 3 m. En filtros sin controladores las pérdidas de carga no deben exceder los 2 m.

**s) Altura de agua sobre el lecho (sobrenadante)**

(1) El nivel de agua sobre el lecho filtrante o de salida del filtro debe ser establecido de modo que se elimine la posibilidad de tener presiones en el lecho inferiores a la atmosférica.

(2) La altura de agua sobre el lecho debe ser mínima de 0,9 m y máxima de 1,60 m.

**t) Lavado del filtro**

(1) El lavado del filtro se hará cuando la pérdida de carga sea igual a la presión estática sobre el fondo del lecho o la calidad del efluente desmejore en términos de turbiedad.

(2) Para la limpieza de los filtros se requiere de agua para el lavado en contracorriente (flujo ascendente), lo cual se consigue mediante una bomba, o un tanque elevado cuya cota sea suficiente para garantizar el lavado. El tiempo de lavado será de 3 a 15 minutos.

**u) Tasa de lavado**

(1) Los valores de la tasa de lavado serán de 60 cm/ min (36 m/h) -120 cm/min (72 m/h). En caso de filtros de flujo ascendente, la velocidad mínima de lavado debe ser de 80 cm/min y un tiempo de lavado de 15 min.

### v) Expansión del lecho

- (1) El caudal de agua de lavado en contracorriente debe producir un porcentaje de expansión del lecho filtrante de 20 al 30 %.
- (2) El caudal de agua de lavado debe ser previamente ajustado en cada filtro por un elemento diferencial de presión, que puede ser una válvula.
- (3) En plantas con capacidades menores a 10 000 m<sup>3</sup>/d, la agitación del lecho podrá ser manual con un rastrillo o un chorro de agua a tiempo de lavar el filtro.
- (4) En plantas con capacidad mayor a los 10 000 m<sup>3</sup>/d, la agitación del lecho podrá ser hidráulica en la camada superficial del filtro o mediante la introducción de aire comprimido desde el fondo.

### w) Altura de los filtros

- (1) Está definida por la altura de seguridad (revancha), la altura de agua (sobrenadante), altura del lecho de arena, altura del lecho de grava y la altura del sistema de drenaje. La **Tabla 4** muestra los valores mínimo y máximo de las alturas consideradas.

**Tabla 4. Alturas máximas y mínimas**

Altura	Mínima (m)	Máxima (m)
Altura de seguridad	0,30	0,50
Altura de agua	0,90	1,60
Altura de arena	0,60** (0,90)***	0,75** (1,80)***
Altura de grava	0,20	0,45
Altura del sistema de drenaje*	0,70	0,80
Altura total	2,70 (3,0)***	4,10 (5,15)***

\* Drenaje del tipo "V" invertida

\*\* Para filtros de lecho convencional

( ) \*\*\* Para filtros de lecho profundo

### x) Reservorio de agua de lavado

- (1) El agua de lavado debe estar en un reservorio con capacidad mínima para el lavado de 2 filtros.
- (2) El dimensionamiento del reservorio estará en función al tiempo de lavado (mínimo 10 min) y la velocidad de 60 cm/min.
- (3) Se admite la reutilización del agua de lavado previo sometimiento a pre sedimentación y cloración intensa.

### y) Funcionamiento de los filtros

- (1) El funcionamiento de los filtros debe ser controlado por los siguientes elementos:
  - a) Entrada del agua en el filtro a través de compuertas y válvulas.
  - b) Salida del agua filtrada a través de válvulas, cuando su función sea solamente de apertura y cierre.

- c) Entrada de agua de lavado superficial a través de válvulas con dispositivo de apertura lenta.
- d) Entrada de agua para lavado superficial a través de válvula, en el caso que haya control de caudal.
- e) Entrada de aire para agitación a través de válvula de esfera o de diafragma.
- f) Salida de agua de lavado a través de compuertas, válvulas mariposa, de compuerta o cualquier dispositivo de regulación.

**z) Operación de los filtros**

(1) La operación de los filtros debe ser controlada por medio de los siguientes elementos:

- a) Dispositivos para la medición de la pérdida de carga.
- b) Medidor de caudal a la salida de los filtros.
- c) Sistema de muestreo a la salida de cada filtro para determinar la turbidez.

**aa) Interconexión de las unidades de filtración**

- (1) La interconexión podrá realizarse mediante conductos a presión o conductos libres.
- (2) Los conductos con sección menor a  $0,50 \text{ m}^2$  deben ser premoldeados de sección circular, salvo cuando una unidad o proceso exige un conducto de sección diferente a la circular.
- (3) Los conductos libres o canales pueden tener una sección que mejor se adapte a los procesos a los cuales están vinculados.
- (4) Los canales de agua tratada deben estar cubiertos e impermeabilizados.
- (5) En los canales cubiertos deben existir inspecciones (accesos para limpieza y mantenimiento), así como en los elementos internos de los canales que exijan mantenimiento.
- (6) Toda inspección debe cerrarse con tapas sanitariamente seguras.
- (7) Los canales no cubiertos deben ser dispuestos de manera que impidan la entrada de agentes perjudiciales a la calidad del agua transportada.

**bb) Dispositivos de cierre de conductos**

- (1) Para el cierre de canales y sus derivaciones, se pueden usar compuertas montadas en guías, compuertas libres, compuertas segmentadas, válvulas mariposa o de compuerta.

## CAPÍTULO 11 FILTROS RÁPIDOS DE CONTROL HIDRÁULICO Y TASA DECLINANTE

### 11.1 DEFINICIÓN

(1) Son unidades que reciben el efluente de los sedimentadores, en los cuales la filtración vertical descendente va disminuyendo paulatinamente debido a la colmatación del lecho filtrante que es cuando se efectúa el lavado en contracorriente con el agua de los otros filtros de la batería.

(2) Estas unidades se conceptúan como tecnología apropiada apta para países en desarrollo. Son más económicos que los rápidos de tasa constante puesto que no requieren de equipos, galería de tubos, tanque elevado o estación de bombeo para el lavado y su eficiencia está de acuerdo al grado de colmatación del medio filtrante.

### 11.2 FILTROS RÁPIDOS DE CONTROL HIDRÁULICO Y TASA DECLINANTE

(1) Son unidades construidas sobre tanques de sección rectangular en cuyo interior se acomoda el sistema de drenaje de agua filtrada y distribución de agua de lavado, la capa soporte, la capa filtrante y una altura conveniente de agua. Véase la **Figura 1 del Anexo K**.

(2) Los canales de evacuación de agua de lavado, son laterales, aunque también se pueden usar canaletas centrales.

(3) Son filtros en los cuales se reduce al mínimo el equipo mecánico, puesto que el lavado se realiza con el agua de los otros filtros.

#### 11.2.1 Funcionamiento de las unidades

(1) Con el objeto de hacer el lavado posible, el flujo producido por toda la planta debe ser por lo menos igual o mayor que el que se requiere para el lavado de una unidad.

(2) Debe haber un mínimo de 4 unidades que puedan operar con una carga superficial no menor de  $240 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-d}$ , para producir una velocidad ascendente mínima de 0,60 m/min. Esto no puede hacerse sino solamente utilizando lechos de arena y antracita, ya que los lechos de arena sola, por lo general, no pueden trabajar con tan altas velocidades como las que se requieren en éste caso.

(3) El sistema de entrada debe ser capaz de transportar el flujo que requiera una unidad en cualquier momento con un mínimo de pérdida de carga y las compuertas de entrada de dicho flujo deben quedar siempre debajo del nivel de equilibrio que se establece en los filtros de comienzo de las carreras.

(4) Debe ser posible aislar cada unidad, cuando sea necesario, sin restringir la libre circulación del agua de lavado entre las otras unidades filtrantes que están conectadas al mismo múltiple.

(5) Evitar el vaciado de la caja de filtros, colocando el vertedero de rebose entre 0,60 m y 1,40 m por encima de la cresta del vertedero de lavado, evitando que el filtro quede seco al comienzo de la carrera.

(6) Evitar estructuras demasiado profundas, que resultan ser antieconómicas. Se recomienda tener profundidades que varían desde 3,6 m hasta 5,50 m (menores profundidades para unidades de pequeña capacidad).

(7) Evitar estructuras bajas que produzcan cortas carreras de filtración.

(8) Evitar velocidades altas de filtración al comienzo de la carrera. La relación entre el caudal promedio y el caudal máximo ( $Q_{\text{prom}} / Q_{\text{max}}$ ) debe ser igual a 2, ello permite disminuir las pérdidas de carga turbulentas en el efluente de los filtros, lo que permite bajar la altura de los filtros.

### 11.2.2 Parámetros de diseño

(1) Se diseñarán para caudales superiores a los 100 l/s (plantas medianas a grandes).

#### a) Tasa de filtración

(1) La tasa de diseño debe ser obtenida de pruebas de laboratorio o de filtros piloto. La **Tabla 1** proporciona las tasas de filtración según la calidad del agua que ingresa a las unidades y los tipos de lecho (único y doble).

**Tabla 1. Tasas de filtración**

Filtración rápida descendente con tasa declinante	Tasa de filtración ( $\text{m}^3/\text{m}^2\text{-d}$ )
De agua decantada en medio filtrante único de arena con espesor inferior a 0,8 m.	150 - 239 (med) 240 - 300 (máx)
De agua floculada o prefloculada en medio filtrante único con espesor superior a 1,0 m y uso de polímero como auxiliar	240 - 359 (med) 360 - 600 (máx)
De agua decantada en medio filtrante doble, con espesor total inferior a 0,80 m.	240 - 359 (med) 360 - 600 (máx)

#### b) Tasa de lavado

(1) Cuando el lavado es sólo con agua:

Tasa de lavado sólo con agua: 0,7 m/min – 1,0 m/min.

Tiempo de lavado: 6 a 9 min.

(2) La velocidad de lavado se establece gradualmente, produciendo una expansión promedio de 25 a 30 %.

(3) Cuando el lavado se efectúa con agua y aire:

Tasa de lavado con agua: 25 – 35 ( $\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2$ )

Tiempo de lavado: 3 a 5 min

Tasa de lavado con aire: 17 – 29 ( $\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2$ )

Tiempo de lavado: 2 a 5 min

### 11.2.3 Estructuras de entrada y salida en filtros rápidos

(1) La entrada del agua al filtro se puede realizar por medio de tubería; una superior que recoge el agua sedimentada proveniente de los sedimentadores y otro debajo que recolecta los desagües durante la operación del lavado. La **Figura 2** del **Anexo K** muestra el detalle de estas estructuras.

(2) La **Figura 3** del **Anexo K** muestra el detalle de diferentes estructuras de salida

#### 11.2.4 Drenaje de fondo

(1) Se utilizan viguetas en forma de “V” invertida de 0,30 m de base y 0,20 a 0,25 m de altura, apoyadas en sus extremos con orificios de tubos o niples de PVC de 10 a 20 mm de diámetro colocados cada 10 a 20 cm, de centro a centro. Recomendable 56 unidades por metro cuadrado.

(2) Se puede utilizar fondos falsos pre-fabricados y boquillas distribuidoras.

#### 11.2.5 Capa soporte

(1) La capa soporte debe tener la siguiente granulometría. Véase la **Tabla 2** donde se especifica la altura de cada capa y el diámetro efectivo.

**Tabla 2. Granulometría de la capa soporte**

Granulometría de la capa soporte.	
Altura de cada capa (mm)	Diámetro (mm)
75	2,4 - 4,8
75	4,8 - 12,6
75	12,7 - 19,0
75	19,1 - 38,0
100	38,1 - 50,0

#### 11.2.6 Capa filtrante

(1) En éstos filtros se recomienda dos medios filtrantes, 60% de la altura ocupa el material de menor densidad (antracita o granate) y 40% del material de mayor densidad (arena).

(2) Si la altura media de la capa filtrante es de 75 cm, corresponde a la antracita 45 cm y a la arena 30 cm. La **Tabla 3** muestra las características de los medios filtrantes.

**Tabla 3. Valores admisibles en lechos filtrantes múltiples**

Propiedades físicas	Antracita	Granate o Ilmenita	Arena
Densidad (gr/m <sup>3</sup> )	1,40 - 1,6	3,80 - 4,90	3,80 - 4,90
Tamaño efectivo (mm)	0,80 - 1,40	0,15 - 0,20	0,15 - 0,20
Coefficiente de uniformidad	1,00 - 1,40	1,35 - 1,40	1,35 - 1,40

#### 11.2.7 Altura de agua

(1) La altura mínima total del agua es 3,90 m para lograr la presión necesaria de lavado, y la altura mínima del vertedor de agua de lavado 1,30 m.

#### 11.2.8 Lavado de los filtros

(1) Mediante una apertura y cierre adecuado de válvulas, el lavado de un filtro se debe realizar con el agua de los otros filtros.

### 11.2.9 Altura del filtro de tasa declinante

(1) La altura total de los filtros se debe determinar en función a las alturas parciales del fondo falso, capa soporte, altura de lecho de arena (arena y antracita), altura de agua mínima y máxima y altura de seguridad. La **Tabla 4** muestra los valores de cada altura.

**Tabla 4. Altura del filtro de tasa declinante**

Descripción	Altura (m)
Altura de fondo falso	0,50 - 0,50
Altura capa soporte (incluyendo viguetas)	0,50 - 0,50
Altura de arena	0,30 - 0,35
Altura de antracita	0,45 - 0,50
Altura mínima de agua (sobre el nivel de arena)	1,25 - 1,35
Altura máxima de agua (sobre el nivel mínimo)	1,60 - 1,70
Altura de seguridad	0,40 - 0,40
<b>Altura total</b>	<b>5,0 - 5,30</b>

## CAPÍTULO 12 FILTROS DE FLUJO ASCENDENTE DESCENDENTE

### 12.1 DEFINICIÓN

(1) Son unidades dobles para filtración de aguas, consiste en unidades conectadas en serie unas ascendentes y otras descendentes. El filtro ascendente con lechos profundos y gruesos sirve como método de pretratamiento para el filtro descendente.

(2) Esta unidad es requerida cuando existe una concentración de coliformes totales mayor a 10 000 NMP/100 ml, u otros tipos de microorganismos.

(3) Para una buena eficiencia de éstos filtros, la turbiedad del agua cruda debe ser de 50 a 160 UNT y el color no debe exceder de 80 U.C.

(4) Cuando el agua cruda presente temporalmente, turbidez, o color elevado (superior a 200 UT, ó 100 UC respectivamente) o aún si la concentración de algas fuese superior a 1 000 mg/m<sup>3</sup>, se pueden utilizar estos filtros.

### 12.2. FILTROS DE FLUJO ASCENDENTE - DESCENDENTE

(1) Son unidades dispuestas en tanques rectangulares gemelos en cuyo interior se colocan los distribuidores, el medio filtrante y una altura de agua variable de un filtro a otro. Véase **Figura 1 del Anexo L**.

(2) El filtro de flujo ascendente retiene los sólidos sedimentables y flóculos grandes, en tanto que el filtro de flujo descendente realiza un afinado o complementación de la filtración.

(3) El lecho filtrante puede ser sólo de grava y arena aunque también se puede utilizar dos medios filtrantes, si se desean periodos más largos de filtración.

(4) El filtro de flujo ascendente, debe producir un efluente con turbidez y color inferiores a 5 UNT y 10 UC respectivamente para que no ocurra una colmatación rápida del filtro de flujo descendente.

#### 12.2.1 Parámetros de diseño

##### a) Tasa de filtración

(1) Los valores de las tasas aplicables a éstas unidades deben ser obtenidas de pruebas de laboratorio o de plantas piloto.

(2) La **Tabla 1** proporciona valores referenciales de las tasas de filtración y lavado, para las unidades ascendente y descendente.

**Tabla 1. Tasa de filtración y lavado.**

Tasas	Filtro Ascendente	Filtro Descendente
Filtración (m <sup>3</sup> /h-m <sup>2</sup> )	12 - 16	5 - 10
Lavado (m <sup>3</sup> /h-m <sup>2</sup> )	4 - 18	36 - 48

### 12.2.2 Estructuras de entrada y salida

(1) Deben tener las características de los dispositivos de entrada de los filtros rápidos. Véase 11.2.3.

### 12.2.3 Drenaje de fondo

(1) Se puede utilizar los dispositivos especificados para filtros rápidos. Véase 11.2.4.

(2) El fondo falso puede ser losa fabricada o prefabricada con orificios de 1,5 mm convenientemente distribuidos. También puede utilizarse cualquiera de los tipos de fondo falso descritos en el capítulo 10.

### 12.2.4 Capa soporte

(1) En el filtro ascendente se coloca como capa soporte grava con un tamaño efectivo de 0,35 mm y cuyo diámetro varía de 10 a 60 mm y una altura de 50 cm.

(2) El filtro de flujo descendente puede tener la misma granulometría de la capa soporte de los filtros rápidos descendente de tasa constante.

### 12.2.5 Capa filtrante

(1) Considerando las características del medio filtrante, para cada filtro se tendrán los valores mostrados en la **Tabla 2**.

**Tabla 2. Características del medio filtrante**

Características	Filtro ascendente	Filtro descendente.
Espesor de la capa (m)	1,20 - 1,50	0,60 - 0,80
Tamaño efectivo (mm)	0,90 - 1,20	0,45 - 0,55
Tamaño mayor (mm)	2,0 - 2,40	1,41
Tamaño menor (mm)	0,70	0,42
Coefficiente de uniformidad	≤ 1,8	≤ 1,6
Coefficiente de esfericidad	≥ 0,7	≥ 0,7

(2) La capa filtrante en el filtro ascendente debe ser de arena gruesa, distribuida en tres capas, cada una de 40 a 50 cm.

### 12.2.6 Altura de agua

(1) La altura de agua en el filtro ascendente sobre el nivel del lecho filtrante debe ser 0,90 m con una sobre elevación o revancha de 0,30 m.

(2) La altura de agua en el filtro descendente puede ser de 1,65 m con una sobre elevación o revancha de 0,30 m.

### 12.2.7 Lavado de los filtros

(1) Ambas unidades se encuentran comunicadas entre si por medio de una o más tuberías de interconexión. El agua de lavado en ambos filtros se debe evacuar mediante tuberías debidamente dimensionadas a un canal de descarga de lavado.

(2) El retrolavado de ambas unidades debe efectuarse simultáneamente, con agua de un tanque elevado situado a una cota tal que permita el lavado eficiente.

### 12.2.8 Altura de filtros

(1) La altura total de los filtros, se debe calcular en base a las alturas parciales del fondo falso, capa soporte, lecho filtrante, altura de agua y la sobre elevación. La **Tabla 3** muestra los valores característicos.

**Tabla 3. Altura total de filtros**

<b>Filtros de flujo</b>		
<b>Altura de los filtros</b>	<b>Ascendente (m)</b>	<b>Descendente (m)</b>
Altura de fondo falso	0,30	0,30
Altura de la capa soporte	0,50	0,40
Altura del lecho filtrante.	0,90	0,60
Altura de agua	0,90	1,30
Sobre elevación o revancha	0,30	0,30
<b>Altura total</b>	<b>2,90</b>	<b>2,90</b>

## CAPÍTULO 13

### PLANTAS DE TRATAMIENTO SIN USO DE SUSTANCIAS QUÍMICAS

#### FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS FiME

#### 13.1 DEFINICIÓN

(1) La filtración en múltiples etapas satisface el concepto de multibarrera o de múltiples etapas y lleva a cabo el tratamiento de las aguas sin uso de sustancias químicas para la coagulación, quedando exento el proceso final de desinfección, llevada a cabo a través de la filtración lenta y la desinfección química de seguridad (aplicación de niveles bajos de cloración) para obtener aguas aptas para consumo.

(2) Principalmente está conformada por unidades de filtración. Comprende los procesos de desarenación, presedimentación, sedimentación, filtración gruesa dinámica, filtración gruesa de flujo horizontal, filtración gruesa de flujo vertical, filtración lenta y desinfección, como opciones las cuales, el proyectista elegirá de acuerdo a las características de la calidad del agua, ámbitos del proyecto y al concepto de sostenibilidad en el tiempo.

(3) La combinación de las etapas de filtración gruesa y filtración lenta en arena se denomina filtración en múltiples etapas FiME.

#### 13.2 DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES

(1) La Filtración Múltiple Etapa FiME puede estar conformada por dos o tres componentes o etapas principales de filtración, dependiendo del nivel de contaminación de la fuente. La opción de tres componentes, Filtración Gruesa Dinámica FGDi, Filtración Gruesa FG y Filtración Lenta en Arena FLA. La FG puede obviarse con fuentes de buena calidad. La FGDi se orienta a la reducción de sólidos suspendidos (remoción de partículas más grandes). A medida que el agua avanza en las siguientes etapas se prioriza la remoción de partículas más pequeñas y microorganismos.

##### 13.2.1 Filtros Gruesos Dinámicos (FGDi)

(1) Incluyen una capa de grava fina en la parte superior y otra más gruesa en contacto con el sistema de drenaje en el fondo. El agua pasa sobre la grava y parte de ella es captada a través del lecho, pasando a la próxima fase de tratamiento. Su obstrucción por los sólidos recibidos será gradual y ante cambios bruscos la colmatación será más rápida y en tal caso el flujo no filtrado escurrirá sobre el lecho colmatado y retornará a la fuente protegiendo de ésta manera las etapas de tratamiento más difíciles de operar y mantener.

(2) Los componentes de los filtros gruesos Dinámicos son:

- a) Cámara de filtración.
- b) Lechos filtrantes y de soporte.
- c) Estructuras de entrada y salida.
- d) Sistema de drenaje y cámara de lavado.
- e) Accesorios de regulación y control.

##### 13.2.2 Filtros Gruesos (FG)

(1) De acuerdo con el sentido de flujo en los lechos de grava puede ser de tipo ascendente (**FGA**) y descendente (**FGD**) u horizontal (**FGH**)

### a) Filtro Grueso Ascendente (FGA)

(1) Consiste en un compartimiento donde se ubica un lecho filtrante; el cual disminuye de tamaño con la dirección del flujo, un sistema de drenaje ubicado en el fondo de la estructura que sirve para distribuir el flujo durante la carrera de filtración o para drenar los lechos de grava durante las actividades de limpieza hidráulica, con base a descargas frecuentes de lodo. Según la longitud y distribución de las capas de grava se distinguen dos alternativas: La filtración Gruesa Ascendente en Capas (**FAGC**) cuando los lechos de grava son instalados en una misma unidad o estructura y la Filtración Gruesa Ascendente (**FGAS**) en Serie, cuando los lechos de grava son instalados es dos o tres unidades de filtración, cada una conteniendo un tamaño predominante de grava, que decrece en le sentido del flujo.

### b) Filtros Gruesos de Flujo Descendente en Serie (FGDS)

(1) Constan de tres compartimientos con gravas que van de gruesas a finas en el sentido del flujo.

### c) Filtros Gruesos de Flujo Horizontal (FGH)

(1) Las Unidades consisten de uno o varios módulos que conforman tres compartimientos separados por una pared perforada. Su operación y mantenimiento son exigentes por lo que se dispone de una variante; el Filtro Grueso Horizontal en Serie (**FGHS**.)

### 13.2.3 Filtro Lento en arena (FLA)

(1) La estructura de una unidad de filtración lenta en arena FLA consiste en un tanque con un lecho de arena fina colocada sobre una camada de grava que constituye el medio soporte y de transición. En el fondo del filtro se encuentra el sistema de drenaje constituido por ladrillos o bloques de concreto poroso.

## 13.3 SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

(1) La selección del sistema de tratamiento se basa en la interrelación de los parámetros: turbiedad (UNT), color verdadero (UCV) y la concentración de Coliformes Termorresistentes (UFC/ 100 ml) presentes en las aguas crudas. La **Tabla 1** muestra los criterios de selección.

**Tabla 1. Criterios para la selección del sistema de tratamiento del agua por Filtración en Múltiples Etapas FiME <sup>(1)</sup>**

Coliformes Termorresistentes (UFC/100 ml)	Turbiedad (UNT)	< 10	10 - 20	20 - 50	50 - 70 <sup>(2)</sup>
	Color Real (UC)	< 20	20 - 30	30 - 40	30 - 40 <sup>(2)</sup>
< 500		Sin FGA <b>(B)</b> <sup>(3)</sup>	FGAC <sub>(0,6)</sub> <b>(M)</b>	FGAC <sub>(0,45)</sub> <b>(A)</b>	FGAS3 <sub>(0,30)</sub> <b>(A)</b>
500 – 10 000		FGAC <sub>(0,6)</sub> <b>(M)</b>	FGAC <sub>(0,6)</sub> <b>(M)</b>	FGAC <sub>(0,45)</sub> <b>(A)</b>	FGAS3 <sub>(0,3)</sub> <b>(A)</b>
10 000 – 20 000 <sup>(2)</sup>		FGAC <sub>(0,6)</sub> <b>(A)</b>	FGAC <sub>(0,45)</sub> <b>(A)</b>	FGAC <sub>(0,45)</sub> <b>(A)</b>	FGAS3 <sub>(0,3)</sub> <b>(A)</b>

FGA: Filtración Gruesa Ascendente

FGAC: Filtración Gruesa Ascendente en Capas

FGAS3: Filtración Gruesa en Serie de 3 etapas

(1) Todas las opciones de pretratamiento inclusive aquella sin FGA, incluye dentro de sus componentes de tratamiento, FGD<sub>i</sub> con velocidad de filtración 2,0 m/h y FLA con velocidad 0,15 m/h. (El Subíndice del pretratamiento indica la velocidad de filtración recomendada en m/h).

(2) Para valores superiores a 70 UNT; 20 000 UFC/100 ml o 40 UC, se recomienda realizar estudio en planta piloto.

(3) Clasificación de fuentes según rango de calidad (concentraciones):  
(B)Baja; (M) Media; (A) Alta

Fuente: Cinara (1999)

## **13.4 FILTRACION GRUESA DINÁMICA (FGDi)**

### **13.4.1 Descripción General**

(1) Este sistema consiste básicamente de dos o más módulos operados paralelamente con flujo descendente donde cada unidad es empacada con lechos de grava de tamaño variable en el rango de grueso en el fondo y a fino en la superficie, véase **Figura 1 de Anexo M**.

### **13.4.2 Componentes principales del FGDi**

(1) El Filtro Grueso Dinámico esta compuesto de:

- a) Cámara de filtración.
- b) Lechos filtrantes y de soporte.
- c) Estructuras de entrada y salida.
- d) Sistema de drenaje y cámara de lavado.
- e) Tuberías y accesorios de regulación y control.

#### **a) Cámara de filtración**

(1) Es la zona donde se realiza el proceso de tratamiento, normalmente la altura total del filtro es de 0,70 m, con paredes verticales construidas en mampostería o concreto reforzado.

#### **b) Lechos filtrantes y de soporte**

(1) El medio filtrante está conformado por tres capas de grava con tamaños que varían entre 3,0 mm y 25,0 mm. La grava de fondo como la intermedia funcionan como lechos de soporte, el tamaño de la grava del lecho de soporte, varía según el tamaño de la grava superficial y del diámetro de los orificios del múltiple recolector.

#### **c) Estructuras de entrada y salida**

(1) Esta estructura debe incluir elementos que permitan la disipación de energía, el control, la medición y distribución de flujo y el vertimiento de excesos.

#### **d) Sistemas de recolección y drenaje y cámara de lavado**

(1) Normalmente éstos sistemas de recolección y drenaje consisten de tuberías y accesorios de PVC que forman tanto los colectores laterales como el colector principal.

(2) Para facilitar la limpieza hidráulica del filtro se recomienda instalar una válvula de apertura rápida en la tubería de recolección y drenaje.

#### **e) Tuberías de accesorios de regulación y control**

(1) Estos tipos de accesorios de regulación utilizados en la filtración Gruesa Dinámica, se encuentran las válvulas para regulación de caudal, válvulas para desagüe y válvulas de apertura rápida para drenaje de filtros grueso. Las válvulas de apertura rápida pueden ser tipo mariposa.

### 13.4.3 Parámetros de diseño

(1) Los parámetros recomendados por Cinara – IRC, toman como base su trabajo a nivel de planta piloto. Se señala conservar la estratificación propuesta en la **Tabla 2**, la cual indica las guías de diseño para filtros gruesos dinámicos.

**Tabla 2. Guías de diseño para Filtros Gruesos Dinámicos**

Criterio	Valores recomendados
Período de diseño (años)	8 – 12
Período de operación (h/d) (*)	24
Velocidad de filtración (m/h)	2 – 3
Número mínimo de unidades en paralelo	2
Área de filtración por unidad (m <sup>2</sup> )	< 10
Velocidad superficial del flujo durante el lavado superficial (m/s)	0,15 – 0,3
<b>Lecho filtrante:</b>	
- Longitud (m)	0,6
- Tamaño de gravas (mm)	Según <b>Tabla 3</b>
Altura de vertedero de rebose (m) (**)	0,03 – 0,05

(\*) En estaciones de bombeo de agua con periodos de operación inferiores a 24 h/d, se recomienda proyectar un almacenamiento de agua cruda, a partir del cual se suministre agua de manera continua al FGD<sub>i</sub> y demás componentes del FiME.

(\*\*) Medidos a partir del lecho superficial de grava fina.

(2) Se recomienda áreas superficiales entre 3,0 m<sup>2</sup> y 5,0 m<sup>2</sup> y profundidades entre 0,20 m y 0,40 m., siendo que sus dimensiones deben ser tales que faciliten el desplazamiento y maniobrabilidad del operador.

**Tabla 3. Especificaciones del lecho filtrante recomendado para Filtros Gruesos Dinámicos.**

Posición en la unidad	Espesor de la capa (m)	Tamaño de grava (mm)
Superior	0,20	3,0 - 6,0
Intermedio	0,20	6,0 - 13,0
Inferior, Fondo	0,20	13,0 - 25,0

### 13.4.4 Eficiencia de Remoción

(1) Está orientado a reducir la concentración de material suspendido, como la remoción de parámetros microbiológicos y fisicoquímicos. Véase **la Tabla 4** en la cual se establecen los parámetros y la reducción típica para filtros gruesos dinámicos.

**Tabla 4. Eficiencia remocional**

Parámetro	Reducción típica
Sólidos Suspendedos	Entre el 70 y el 80 %, con fuentes en el rango de 10 a 200 mg/l.
Turbiedad	Entre 30 y el 50 % en fuentes de zona plana. En fuentes de ladera, la remoción fue aproximada al 50%. La eficiencia de remoción es afectada por la naturaleza, tamaño y distribución de las partículas.
Color Real	Entre 10 y 25 %, con fuentes en el rango entre 15 y 20 UPC.
Hierro, Manganeseo	Entre 40 y 70 % como hierro total y entre el 40 y 60 % para manganeseo.
Coliformes Termorresistentes	Entre 50 y 80 %, para niveles de Coliformes Termorresistentes en el agua cruda en el rango 2 000 a 100 000 UFC/100 ml y sólidos suspendidos entre 10 y 50 mg/l.

### 13.4.5 Dimensionamiento

a) El área superficial de la unidad  $A_s$  en  $m^2$ :

$$A_s = \frac{Q_d}{V_f} = b * l \quad A_s < 10m^2 \text{ por cada módulo}$$

Donde:

- $A_s$  Área superficial en  $m^2$
- $Q_d$  Caudal de diseño en  $m^3/h$
- $V_f$  Velocidad de filtración seleccionada en  $m/h$
- $b$  Ancho en  $m$
- $l$  Largo en  $m$

b) El ancho de la unidad es un parámetro que depende de la velocidad superficial  $V_s$  que varía entre 0,15  $m/s$  (cuando predominan limos y material orgánico) y superiores a 0,2  $m/s$  (cuando predominan arenas y arcillas).

c) Se calculará el largo en  $m$ , por la siguiente relación.

$$l = \frac{A_s}{b}$$

Donde:

- $l$  Largo en  $m$
- $A_s$  Área superficial en  $m^2$
- $b$  Ancho en  $m$

## 13.5 FILTRACIÓN GRUESA ASCENDENTE (FGA)

### 13.5.1 Descripción General

(1) Es un sistema conformado por una sola unidad, Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC), ésta es empacada con lechos de grava de diferente tamaño en el rango de gruesa en el fondo, a fina en la superficie. Véase **Figura 2** de **Anexo M**.

(2) Este sistema tiene como ventaja favorecer en la acumulación de sólidos en el fondo del filtro, donde se encuentra localizado el sistema de drenaje.

### **13.5.2 Componentes principales del Filtro Grueso Ascendente en Serie (FGAS)**

(1) Un Filtro Grueso Ascendente está compuesto de:

- a) Cámaras de filtración con 1, 2 ó 3 compartimientos.
- b) Lecho filtrante.
- c) Estructuras de entrada y salida.
- d) Sistema de drenaje y cámara de lavado.
- e) Accesorios de regulación y control.
- f) Dispositivos para la limpieza superficial.

#### **a) Cámaras de filtración**

(1) La altura total del filtro está determinada por la altura del lecho de grava, normalmente ésta altura está entre el rango de 1,1 a 1,5 m. Se debe construir con concreto reforzado.

#### **b) Lechos filtrantes y de soporte**

(1) Consiste de 5 capas de grava con tamaños diferentes, variando entre 25 y 1,6 mm en la dirección del flujo y distribuidas en 1,2 ó 3 compartimientos.

(2) La capa de grava de 0,20 a 0,40 m en contacto con el sistema de drenaje, constituyen el lecho de soporte.

#### **c) Estructuras de entrada y salida**

(1) Esta estructura tiene por objeto disipar energía, controlar, medir y eliminar excesos de caudal. Está conformada por un canal pequeño que conduce el agua previamente acondicionada hasta la cámara de entrada a los filtros gruesos; es recomendable fijar sobre la pared vertical del canal de acceso y antes del vertedor una rejilla de aforo.

#### **d) Sistemas de drenaje y cámara de lavado**

(1) Este sistema se diseña para que cumpla dos propósitos: distribuir uniformemente el flujo en el área filtrante y recolectar el agua de lavado. Este sistema debe proyectarse en tubería de PVC con orificios. Se recomienda la instalación de una válvula de apertura rápida en la tubería de drenaje.

(2) Las válvulas de apertura rápida se ubican en las cámaras de lavado las cuales se construyen de manera individual o colectiva, donde varias válvulas desaguan a un punto común.

(3) La carga de lavado cuyo valor mínimo de diseño no debe ser inferior a  $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ , la descarga de la tubería de drenaje, debe ubicarse a una altura mínima de 1,80 m por debajo de la losa de fondo del filtro grueso.

#### **e) Accesorios de regulación y control**

(1) Estos tipos de accesorios de regulación utilizados en la filtración Gruesa Ascendente, incluyen válvulas para la regulación de caudal, vertederos de aforo y rejillas de aforo.

### f) Dispositivos para la limpieza superficial

(1) En las paredes verticales perimetrales a una distancia de 0,02 m a 0,05 m por encima del nivel más superficial de la grava se instalarán canaletas de recolección de las aguas de lavado durante la limpieza manual superficial del lecho de grava. Se contará con un mínimo de 2 canaletas por cada muro perimetral. Los diámetros de las tuberías de drenaje serán de 50 mm para áreas de filtración menores a 15 m<sup>2</sup> y de 100 mm para áreas hasta de 20 m<sup>2</sup>.

(2) Las aguas serán transportadas y descargadas al sistema de drenaje general de la planta o a la cámara de lavado.

#### 13.5.3 Parámetros de diseño

(1) Los criterios recomendados por Cinara – IRC, están basados en la experiencia con unidades experimentales y plantas a escala real. La **Tabla 5** contiene los criterios, los cuales son guías de diseño para filtros gruesos ascendentes.

**Tabla 5. Guías de diseño para Filtros Gruesos Ascendentes**

Criterio	Valores recomendados
Período de diseño (años)	8 – 12
Período de operación (h/d) (*)	24
Velocidad de filtración (m/h)	0,3 – 0,6
Número mínimo de unidades en serie	
- FGAC	1
- FGAS	2 – 3
Área de filtración por unidad (m <sup>2</sup> )	< 20
Lecho filtrante:	
Longitud total (m)	
- FGAC	0,6 – 0,90
- FGAS	1,15 – 2,35
Tamaño (mm)	Según <b>Tabla 6</b>
Lecho de soporte total	
- Longitud (m)	0,30 – 1,25
- Tamaño (mm)	Según <b>Tabla 6</b>
Altura del sobrenadante de agua (m)	0,10 – 0,20
Carga estática mínima de agua para lavado en contra flujo (m)	3,0

**Tabla 6. Lecho filtrante recomendado para Filtros Gruesos Ascendentes**

Tamaño de grava (mm)	Altura (m)					
	FGAC	FGAS 2		FGAS 3		
		1	2	1	2	3
19 - 25	0,30*	0,30*	-	0,30*	0,20*	-
13 - 19	0,20 - 0,30	0,30 - 0,45	0,20*	0,15	0,15*	0,15*
6 - 13	0,15 - 0,20	0,30 - 0,45	0,15*	0,45 , 0,75	0,15*	0,15*
3 - 6	0,15 - 0,20	-	0,30 - 0,45	-	0,40 -0,70	0,15*
1,6 - 3	0,10 - 0,20	-	0,25 - 0,40	-	-	0,45 - 0,75
Total (m)						
Soporte	0,30	0,30	0,35	0,30	0,50	0,45
Lecho Filtrante	0,60 - 0,90	0,60 - 0,90	0,55 - 0,85	0,60 - 0,90	0,40 - 0,70	0,45 - 0,75

\* Lecho soporte

### 13.5.4 Eficiencia de Remoción

(1) Los filtros gruesos de flujo ascendente constituyen la segunda etapa de tratamiento, orientada a minimizar el número de partículas gruesas y a disminuir la concentración de las más pequeñas. Véase la **tabla 7** en la cual se establecen los parámetros y la reducción típica para estos filtros.

**Tabla 7. Eficiencias típicas de tratamiento por Filtros Gruesos Ascendentes**

Parámetro	Reducción típica
Sólidos Suspendidos	Alcanza hasta el 95%; 90 % es el valor comúnmente reportado en fuentes con altos contenidos de materia suspendido (50 a 200 mg/l), en fuentes con material suspendido en el rango entre 5 50 mg/l, se reporta remociones del 50 al 90 %
Turbiedad	Entre 50 y 80 % en fuentes superficiales de valle, siendo mayores para los FGAS en fuentes superficiales de ladera la remoción esta en el rango de 50 y 90 %
Color Real	Entre 20 y 50 %
Hierro, Manganeso	Alrededor del 50 %
Coliformes Termorresistentes	Reducciones entre 0.65 y 2.5 unidades Log siendo mayor para FGAS, tratando con contaminación bacteriológica de 20 000 a 100 000 UFC/100 ml y contenidos de sólidos suspendidos entre 20 y 200 mg/l. La menor eficiencia se presentó con fuentes de calidad bacteriológica entre 500 y 20 000 UFC/100 ml

### 13.6 FILTRACIÓN GRUESA DESCENDENTE (FGD)

(1) Corresponde a una serie de 3 compartimientos, cuyos parámetros y valores recomendados se encuentran en la **Tabla 8**.

**Tabla 8. Guías de diseño para Filtros Gruesos Descendentes**

Parámetro	Valores recomendados
Período de operación	24 h/d
Velocidad de filtración	0,3 - 1,0 m/h
Velocidad de drenaje	20 m/h
Altura del medio filtrante	0,9 - 1,2 m (máximo 1,5 m)
Pérdida de carga inicial	0,1 m (con filtro limpio)
Pérdida de carga final	0,3 m, (máxima)
Medio filtrante grueso	25 - 19 mm; primer compartimiento 19 - 13 mm: segundo compartimiento 13 - 4 mm ; tercer compartimiento 2 mm; aguas con material coloidal y niveles de contaminación bacteriológica

Fuente: Sandec (1998)

#### 13.6.1 Eficiencia de remoción

(1) Experiencias de campo muestran eficiencias similares a la de los filtros ascendentes.

### 13.7 FILTRACIÓN GRUESA HORIZONTAL (FGH)

(1) Las unidades pueden construirse con 2 o 3 compartimientos de lecho granular de mayor a menor gradación en dirección longitudinal. Los parámetros y valores recomendados para su diseño se encuentran en la **Tabla 9**.

**Tabla 9. Guías de diseño para Filtros Gruesos Horizontales en Serie**

Parámetro	Valores recomendados
Período de operación	24 h/d
Velocidad de filtración	0,3 - 1,5 m/h
Velocidad de drenaje	20 m/h (mínimo)
Altura del medio filtrante	0,8 - 1,2 m
Pérdida de carga inicial	5 - 7 m (con filtro limpio)
Pérdida de carga final	0,3 m, (máxima)
Medio filtrante grueso	25 - 19 mm; primer compartimiento 19 - 13 mm: segundo compartimiento 13 - 4 mm ; tercer compartimiento

Fuente: Sandec (1998)

#### 13.7.1 Eficiencia de remoción

(1) La eficiencia remocional de un Filtro Grueso Horizontal depende del nivel de operación y mantenimiento dado a la unidad. La reducción de turbiedad puede variar desde un 70 % hasta un 95%. La eficiencia remocional en términos de Escherichia Coli puede alcanzar hasta un 95 %.

### 13.8 FILTRACION LENTA EN ARENA (FLA)

#### 13.8.1 Descripción General

(1) Son unidades de baja velocidad de filtración que no requieren sustancias químicas y permiten reducir virus, bacterias, protozoarios o huevos de nemátodos dañinos para la salud pública. Se reduce materia fina orgánica e inorgánica, la cual es retenida en el lecho de arena. Compuestos orgánicos disueltos son más o menos degradados, dependiendo de su naturaleza.

(2) Los componentes básicos de un filtro lento en arena con control de entrada, son:

- A Dispositivo para controlar la entrada de agua pretratada y regular la velocidad de filtración.
- B Dispositivo para drenar la capa de agua sobrenadante.
- C Conexión para drenar el lecho filtrante con agua limpia producida por otras unidades de filtración (FLA).
- D Válvula para drenar lecho filtrante.
- E Válvula para desechar agua tratada.
- F Válvula para suministrar agua tratada al tanque de contacto y posteriormente al depósito de agua limpia.
- G Vertedero de entrada.
- H Indicador calibrado de flujo.
- I Vertedero de salida.
- J Válvula para control de flujo a la salida (solo para FLA con control de salida).
- K Cámara de entrada al FLA.
- L Ventana de acceso a FLA.

(3) La **Figura 1** del **Anexo N** detalla los componentes básicos del filtro lento.

### 13.8.2 Componentes principales del FLA

(1) Un Filtro Lento en Arena FLA, consta de los siguientes elementos:

- a) Caja de filtración y su estructura de entrada.
- b) Lecho filtrante.
- c) Capa de agua sobrenadante.
- d) Sistema de drenaje, que incluye lecho de soporte y cámara de salida.
- e) Conjunto de dispositivos para regulación, control y rebose de flujo.

#### a) Caja de filtración y estructuras de entrada

(1) La altura total del FLA puede oscilar entre 1,80 m y 2,10 m, dependiendo del espesor de la capa de arena, la altura sobrenadante y del sistema de drenaje empleado. La altura del sistema de drenaje esta alrededor de 0,25 m y puede alcanzar hasta 0,50 m.

(2) La estructura de entrada (cámara de entrada), debe permitir el control del caudal afluente, disipar energía, distribuir flujo y verter excesos.

(3) En la cámara de 0,8 x 0,8 m y 1,0 m de profundidad; la velocidad de paso del agua a través de la ventana debe ser inferior a 0,10 m/s.

#### b) Lecho filtrante

(1) La granulometría es un factor importante en el rendimiento del filtro. La adecuada selección de arena incluye entre otros los siguientes factores:

- i) Tamaño de los granos se determina con base en el diámetro efectivo,  $d_{10}$ , y su distribución granulométrica, por el coeficiente de uniformidad  $C_u$ . El  $d_{10}$  es la abertura del tamiz a través del cual pasa el 10% (en peso) de los granos.
- ii) El  $C_u$  es igual a la relación  $d_{60}/d_{10}$ . Se recomienda arena relativamente fina con diámetro efectivo entre 0,15 y 0,30 mm y coeficiente de uniformidad menor de 5 y preferiblemente entre 2,0 y 4,0.

#### c) Capa de agua sobrenadante

(1) En un filtro con control a la entrada, la carga inicial es cercana a 0,05 m, valor que gradualmente se incrementa hasta alcanzar el nivel máximo, oscilando entre 0,60 y 0,80 m.

#### d) Sistema de drenaje y cámara de salida

(1) El sistema de drenaje cumplirá tres funciones:

- i) Soportar el material filtrante e impedir su arrastre a través del lecho de grava y dispositivos de colección y transporte.
- ii) Asegurar la recolección uniforme del agua filtrada en toda el área de filtración.
- iii) Permitir el llenado ascendente de los FLA y la distribución uniforme del agua de llenado, bien sea durante el arranque inicial ó después del raspado de cualquier módulo de filtración.

- iv) El sistema de drenaje consta de un dren principal y sus conductos laterales que podrán ser: tuberías perforadas, tuberías corrugadas, ladrillo sobre ladrillo, losas prefabricadas.
- v) Un lecho de grava debe constituirse en la interfase de la arena fina y los orificios de recolección de las tuberías, así como una capa de arena gruesa.

**d<sub>1</sub>) Capas de grava**

Espesor: 0,10 – 0,15 m  
 Tamaño efectivo: 9 – 19 mm

Espesor: 0,05 m  
 Tamaño efectivo: 2 – 9 mm

**d<sub>2</sub>) Capa de arena gruesa**

Espesor: 0,05 m  
 Tamaño efectivo: 0,15 – 0,30 mm

(2) La **Figura 2** del **Anexo N**, muestra el detalle del medio soporte y la tubería de drenaje.

**e) Conjunto de dispositivos para regulación, control y rebose de flujo**

(1) En la cámara de salida se debe proyectar uno o varios vertederos que permitan aforar el efluente y mantener el nivel de agua por encima del nivel máximo de arena. Véase la **Figura 3** del **Anexo N**.

**13.8.3 Calidad de Agua**

(1) El agua a ser tratada por FLA debe tener la mejor calidad, con bajos niveles de turbiedad, color, metales pesados, sustancias tóxicas. El agua tratada debe cumplir con lo especificado en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable - Requisitos).

**13.8.4 Consideraciones de diseño**

(1) El FLA debe garantizar el paso lento del agua a través del lecho de arena a razón de 0,1 a 0,3 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>-h. La velocidad no debe variar significativamente, por lo que el caudal a filtrar puede ser controlado a la salida o a la entrada. La **Figura 4** del **Anexo N**, muestra las opciones de las unidades con control a la salida y a la entrada respectivamente.

(2) El sobrenadante, tendrá una profundidad máxima del orden de 0,75 m.

(3) El FLA opera usualmente con velocidades cercanas a 0,15 m/h, pudiendo sobrecargarse hasta 0,2 ó 0,3 m/h, solo durante períodos cortos.

**a) Parámetros de diseño**

Existen diferentes criterios de diseño en base a la experiencia de autores y países. Véase **Tabla 10**.

**Tabla 10. Criterios de diseño recomendados por autores y países**

Criterio de diseño	Recomendación			
	Huisman and Wood (1974)	Ten States Standards (1987)	Visscher et al. USA (1987)	Cinara, IRC (1997) Colombia
Período de diseño (años)	n.e.	n.e.	10 - 15	8 – 12
Período de operación (h/d)	24	n.e.	24	24
Velocidad de filtración (m/h)	0,1-0,4	0,08-0,24	0,1-0,2	0,1-0,3
Altura de arena (m)				
Inicial	1,2	0,8	0,9	0,8
Mínima	0,7	n.e.	0,5	0,5
Diámetro efectivo (mm)	0,15-0,30	0,15-0,35	0,30-0,45	0,15-0,30
Coeficiente de uniformidad				
Aceptable	<3	≤2.5	<5	<4
Deseable	<2	n.e.	<3	<2
Altura del lecho de soporte incluye drenaje (m)	n.e.	0,4-0,6	0,3-0,5	0,25
Altura de agua sobrenadante (m)	1-1,5	0,9	1	0,75 (*)
Borde libre (m)	0,2-0,3	n.e.	0,1	0,1
Área superficial máxima por módulo (m <sup>2</sup> )	n.e.	n.e.	<200	<100

(\*) Con desarrollo exponencial en la pérdida de carga en estudios a nivel piloto  
n.e.: no especificado.

### 13.8.5 Determinación del número de módulos de filtración

$$n = 0,5 * \sqrt[3]{A}$$

Donde: n Número total de unidades rectangulares operando en paralelo.  
A Área superficial total en m<sup>2</sup>

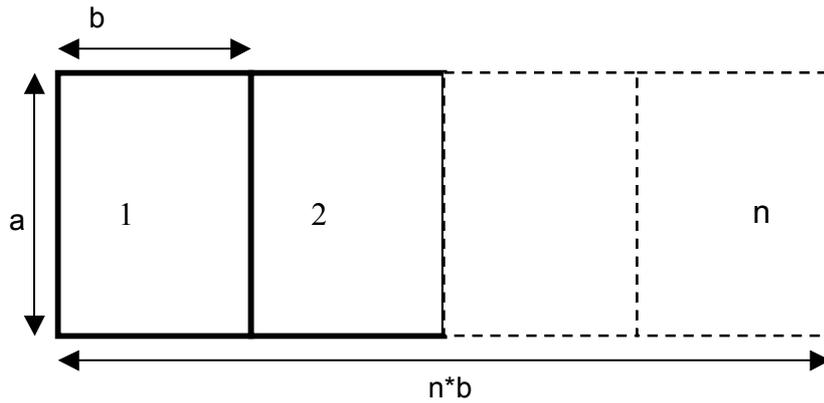
### 13.8.6 Dimensionamiento de módulos de filtración

$$L_{tp} = 2 * n [\partial A]^{0.5}$$

Donde: L<sub>tp</sub> Longitud total de pared en m  
n Número total de unidades de filtración  
A Área superficial de cada unidad en m<sup>2</sup>  
□ Número Pi = 3,1416

$$L_{tp} = 2 * b * n + a * (n + 1)$$

Donde: L<sub>tp</sub> Longitud total de pared en m  
n Número total de unidades de filtración  
b Ancho de la unidad en m  
a Longitud de pared común por unidad en m



$$a = \left( \frac{2 * n * A}{n + 1} \right)^{0.5} \quad b = \left[ \frac{(n + 1) * A}{2 * n} \right]^{0.5}$$

Donde: a Longitud de pared común por unidad en m  
 A Área superficial total en m<sup>2</sup>  
 n Número total de unidades de filtración  
 b Ancho de la unidad en m

$$L_m = 2 * a * (n + 1) = 2 * \left[ \frac{2 * n * A}{n + 1} \right]^{0.5} * (n + 1)$$

Donde: L<sub>m</sub> Longitud total mínima de pared en m  
 a Longitud de pared por unidad en m  
 n Número de unidades  
 A Área superficial total en m<sup>2</sup>

Podrán optarse diferentes formas geométricas, basado en consideraciones topográficas, geomecánicas y disponibilidades de terreno.

## **CAPÍTULO 14**

### **GESTIÓN DE RESIDUOS SÓLIDOS/LÍQUIDOS Y GASEOSOS DE LAS PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA**

#### **14.1 DEFINICIÓN**

(1) La gestión de los residuos sólidos/líquidos (lodos) provenientes de las plantas potabilizadoras está referida a la producción, almacenamiento, tratamiento, transporte y disposición final.

(2) La gestión de los residuos de las plantas corresponde al almacenamiento, tratamiento, transporte y disposición final en forma apropiada y segura. En los proyectos de diseño, ampliación y mejoramiento de las plantas se deben manejar éstos componentes de forma integral.

(3) Los residuos de las plantas de tratamiento de agua corresponden a los residuos sólidos, líquidos y gaseosos y no deben manejarse independientemente al tratamiento de las aguas.

(4) La calidad, cantidad y características de los residuos sólidos/líquidos de las plantas están relacionados con la calidad y cantidad de las aguas y los insumos químicos que se apliquen en el proceso de tratamiento principal. En todo caso se caracterizarán los lodos y se determinarán las cantidades lo que permitirá determinar el tratamiento y disposición final adecuados.

#### **14.2 RESIDUOS SÓLIDOS/LÍQUIDOS (LODOS) EN PLANTAS POTABILIZADORAS**

(1) Corresponden a las arenas, sedimentos, lodos de aluminio o alúmina, hierro, polímetros, de cal y residuos de hierro y manganeso, producidos a partir del tratamiento de las aguas con coagulantes, polímetros y cal, así como los polvos provenientes de la manipulación y derrame de las sustancias químicas sólidas.

(2) Se deben caracterizar los lodos a partir de pruebas de laboratorio, una vez producidos los mismos, a partir de mediciones directas realizadas en la planta existente, la prueba de jarras, conos Inhoff o probetas graduadas que determinaran la cantidad de lodos y la determinación de parámetros físicos, químicos y bacteriológicos que proporcionará la calidad de los mismos.

(3) Para proyectos nuevos, se deben obtener los parámetros de los lodos (calidad y cantidad) a partir de pruebas de laboratorio (prueba de jarras), realizadas con las aguas a tratar, lo cual permitirá diseñar el sistema de acondicionamiento y tratamiento de los lodos.

##### **14.2.1 Almacenamiento**

(1) Los lodos sedimentados deben ser acumulados en compartimientos denominados "cámara de lodos", disponibles en las unidades de tratamiento correspondientes (desarenadores, presedimentadores, sedimentadores, y tanques de almacenamiento de aguas de lavado de filtros), con tiempos de retención tales que no permitan la descomposición de los lodos, tornándolos anaerobios.

(2) En las unidades de floculación se deben disponer sistemas de drenaje de lodos y arenas.

(3) El proyectista de la planta potabilizadora de agua debe determinar los tiempos de retención de los lodos, según la cantidad generada y las características de operación que asigne a la planta.

(4) Los lodos, una vez acondicionados, deben ser dispuestos en sistemas de tratamiento que permitan su posterior transporte y disposición final.

#### **14.2.2 Extracción de lodos**

(1) Los lodos pueden evacuarse de dos formas:

##### **a) En forma periódica**

(1) Por llenado y vaciado de las unidades de sedimentación en periodos de 15 a 30 días, según la turbiedad del agua cruda. El volumen de la cámara de lodos será de un 10 % a un 20 % del volumen del tanque sedimentador y no menor al 50 % si el sedimentador fuese de placas.

(2) Se debe justificar un mayor periodo de tiempo entre llenado y vaciado según el tamaño de los sedimentadores, contenido orgánico de los lodos, los niveles de operación y disponibilidad de recursos humanos asignados para la limpieza, si ésta fuese manual, llegando a un máximo de 2 meses.

(3) Debe incluirse en el diseño del tanque sedimentador un sistema de tuberías que permita la conexión de mangueras de alta presión que provoquen el arrastre del lodo. La presión disponible en pitón de ellas debe estar entre 20 y 80 m.c.a.

(4) Se deben colocar las bocas de desagüe en la mitad del primer tercio de la zona de lodos, abriendo y cerrando periódicamente la válvula de drenaje a fin de disminuir la altura de los lodos acumulados en la cámara o en la zona de lodos.

##### **b) En forma continua**

(1) Se debe realizar por medios mecánicos a través de equipos (sistemas mecánicos con cadenas o puentes barrelados), que empujarán el lodo a velocidades no mayores a 10 mm/s hacia la boca de salida, desde donde será extraído. También puede realizarse la evacuación del lodo con equipos que transportan por el fondo las bocas de salida para ir succionando el lodo. En éste caso el lodo permanecerá inmóvil y las bocas de salida serán las que se mueven.

(2) Se debe realizar por medios hidráulicos cuando se deje escurrir gravitacionalmente el lodo hasta las bocas de salida y de allí extraerlo. En éste caso el lodo se moverá por su propio peso y las bocas de salida estarán inmóviles. Se pueden aplicar en los sedimentadores de alta tasa (sedimentadores de placas).

(3) Se deben proyectar “cámaras de lodos” continuas a lo largo y ancho de la zona de sedimentación que dispongan de orificios para aspiración de lodos, tales que produzcan una velocidad mínima de arrastre en los puntos más alejados de 10 mm/s a 30 mm/s.

(4) Se deben proyectar “cámaras de lodos” separadas de sección troncocónica invertida a lo largo y ancho de la zona de sedimentación que dispongan de orificios para aspiración de lodos interconectados por una tubería múltiple y regulada por una válvula de desagüe. Se verificará que el flujo en cada orificio sea menor al 10 % del flujo total. La velocidad mínima de arrastre será de 10 mm/s.

### 14.2.3 Cantidad de residuos sólidos y líquidos generados

(1) La cantidad de residuos sólidos y líquidos generados del tratamiento de aguas en plantas convencionales está en función al caudal de la planta, la dosis de productos químicos, el rendimiento del proceso de tratamiento, los métodos de remoción de lodos, la eficiencia de la sedimentación y la frecuencia de retrolavado de las unidades de filtración. Su determinación permitirá planificar el tratamiento, manejo y disposición final.

(2) La cantidad de los residuos sólidos y líquidos generados en una planta potabilizadora existente se debe obtener a partir de la prueba de jarras para dosis óptima de coagulante y alcalinizante (pH óptimo). La lectura del volumen de los (ml/l) del cono Inhoff después de una hora, multiplicada por el caudal a tratar proporcionará el volumen de lodo por unidad de tiempo.

(3) La cantidad de los residuos sólidos y líquidos que se generarán en una planta en diseño puede estimarse a partir de ecuaciones determinadas por Cornwell et.al., (1987), Cornwell y Koppers (1990) y AWWA (1996).

(4) La cantidad de lodo de alúmina producido en una planta de coagulación para la remoción de sólidos en suspensión se puede calcular de manera aproximada a través de la relación:

$$S = Q * (0,44 * Al + SS + A) * 10^{-3}$$

Donde:	S	Lodo producido en kg/d
	Q	Caudal de la Planta en m <sup>3</sup> /d
	Al	Dosis de alúmina seca con 17,1 % de Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , en mg/l
	SS	Sólidos en suspensión en el agua cruda en mg/l
	A	Otros aditivos en mg/l, añadidos como polímeros, arcilla o carbón activo en polvo en mg/l

**Ejemplo de aplicación:** Sea la dosis de 50 mg/l de alúmina, los sólidos suspendidos iguales a 100 mg/l y el caudal de la planta es de 100 l/s (8 640 m<sup>3</sup>/d); no se adicionan otras sustancias.

La cantidad de lodo seco S será:  $8\ 640 (0,44*50 + 100)*10^{-3} = 1\ 054\ \text{kg} / \text{d}$

Suponiendo un lodo con contenido de sólidos del 2%, con densidad relativa del lodo húmedo igual a 1,01; la masa diaria de lodo será:  $1\ 054 / 0,02 = 52\ 700\ \text{kg} / \text{d}$ .

El volumen diario de lodo será:  $52\ 700 / 1\ 010 = 52,18\ \text{m}^3/\text{d}$

El % diario de lodo será:  $(52,18 / 8\ 640)*100 = 0,6\ \%$  (en volumen).

(5) La cantidad de lodo de hierro si se utilizan sales de hierro, a partir del Cloruro Férrico como coagulante producido en una planta de coagulación para la remoción de sólidos en suspensión se puede calcular de manera aproximada a través de la relación:

$$S = Q * (2,9 * Fe + b * TU) * 10^{-3} \quad ; \quad SS = b * TU$$

Donde:

S	Lodo producido en kg/d
Q	Caudal de la Planta en m <sup>3</sup> /d
Fe	Dosis de cloruro férrico como Fe en mg/l
SS	Sólidos en suspensión en el agua cruda en mg/l
b	Constante de correlación (*) entre SS (ordenadas) y Turbiedad (TU) (abscisas) = 0,7 a 2,2

(\*) Se establece necesario obtener datos de correlación en planta semanales para obtener los valores característicos de "b". Conocidas las variaciones estacionales, una correlación mensual será representativa. Para prediseño de plantas se puede optar b=1,40 como valor promedio en caso de no disponer de datos.

**Ejemplo de aplicación:** Sea la dosis de 11.5 mg/l de Cloruro Férrico; equivalente a 4 mg/l como Fe; (Peso molecular Fe/ peso molecular Cl<sub>3</sub>Fe) \* 11,5 = (56/161)\*11,5; la Turbiedad del agua es de 10 NTU y el coeficiente de correlación "b" entre SS y TU es igual a 1,40.

El caudal de la planta es 100 l/s (8 640 m<sup>3</sup>/d) y no se adicionan otras sustancias.

La cantidad de lodo seco S será:  $8\ 640 (2,90*4 + 1.4*10)*10^{-3} = 221,2 \text{ kg / d.}$

Suponiendo un lodo con contenido de sólidos del 1,5%, con densidad relativa del lodo húmedo igual a 1, 01, la masa diaria de lodo será:  $221,2 / 0,015 = 14\ 746,7 \text{ kg / d.}$

El volumen diario de lodo será:  $14\ 746,7 / 1\ 010 = 14,6 \text{ m}^3/\text{d}$

El % diario de lodo será:  $(14,6 / 8\ 640)*100 = 0,17 \%$  (en volumen).

La cantidad de lodo de plantas que utilizan proceso de ablandamiento con o sin el uso de alúmina, hierro o polímeros se puede calcular de manera aproximada a través de la relación:

$$S = Q * (2,0 * Ca + 2,6 * Mg + 0,44 * Al + 2,9 * Fe + SS + A) * 10^{-3}$$

Donde:

S	Lodo producido en kg/d
Q	Caudal de la Planta en m <sup>3</sup> /d
Ca	Dureza de Calcio remocionada como CaCO <sub>3</sub> en mg/l
Mg	Dureza de Magnesio remocionada como Mg (OH) <sub>2</sub> en mg/l
Al	Dosis de alúmina seca, con 17,1 % de Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , en mg/l
Fe	Dosis de cloruro férrico como Fe en mg/l
SS	Sólidos en suspensión en el agua cruda en mg/l
A	Otros aditivos en mg/l, añadidos como polímeros, arcilla o carbón activo en polvo mg/l

#### 14.2.4 Características de los lodos

(1) Los lodos de sales de aluminio y hierro presentan las características mostradas en la **Tabla 1** a continuación.

**Tabla 1. Características de los lodos de sales de aluminio y hierro**

Parámetro	Valor referencial
pH	6 – 8
DBO	30 mg/l – 300 mg/l
DQO	30 mg/l – 5 000 mg/l
Sólidos	1 % - 2 %
Color	Gris
Olor	Inodoro
Volumen	20 l / m <sup>3</sup> – 50 l / m <sup>3</sup>
Contenido bacterial	Bajo (variable)
Sedimentabilidad	50 % en 8 horas
Secado	2 días sobre lechos de arena para 10 % de sólidos

Fuente: Romero J. (2000); Purificación del Agua

(2) Los lodos provenientes del ablandamiento con cal pueden contener compuestos de hierro, aluminio, magnesio y calcio. **La Tabla 2** muestra sus características.

**Tabla 2. Características de los lodos de ablandamiento por precipitación**

Parámetro	Valor referencial
pH	8,4 - 11.
DBO	Bajo
DQO	Bajo
Sólidos	2 % - 15 %
Color	Blanco
Olor	Inodoro
Contenido bacterial	Bajo (variable)
Sedimentabilidad	50% en una semana
Secado	Lento en lagunas para 50% de sólidos

Fuente: Romero J. (2000); Purificación del Agua

(3) Las aguas provenientes del lavado de filtros tienen las características mostradas en la **Tabla 3**.

**Tabla 3. Características de las aguas de lavado de filtros**

Parámetro	Valor referencial
pH	6,9 – 7,8.
DBO	2 mg/l – 10 mg/l
DQO	28 mg/l – 160 mg/l
Sólidos suspendidos	0,01 % - 0,1 %
Color	Gris negruzco
Olor	Inodoro
Contenido bacterial	Alto (variable)
Sedimentabilidad	80 % en 2 a 24 horas
Secado	Requieren previa coagulación y sedimentación.

Fuente: Romero J. (2000); Purificación del Agua

### 14.2.5 Tratamiento

(1) El tratamiento de los lodos de las plantas potabilizadoras consistirá de los siguientes procesos:

#### a) Espesamiento de lodos

(1) El espesamiento por gravedad debe remover el exceso de agua mediante decantación y concentrar los sólidos por medio de la sedimentación. El agua decantada se debe recuperar y reciclar o disponer al alcantarillado o cuerpo receptor si su calidad lo permite.

(2) El espesador de lodos se debe diseñar con cargas hidráulicas superficiales de 18 m/d - 20 m/d para lodos de alúmina y permitirá obtener lodo con un 5% de sólidos. El volumen quedará reducido a 1/10 de su volumen original, al aumentar la concentración de sólidos de 0,5 % a 5%.

#### b) Secado de lodos

(1) El secado se produce por la deshidratación de los lodos, los cuales deben tener un contenido de sólidos mayor del 15 %. Para la deshidratación de los lodos se debe utilizar la fuerza de gravedad, la evaporación, el vacío, fuerza centrífuga, presión, la acción capilar o una combinación de estas. Esto se logra mediante lechos de secado de arena, lagunas, filtros de vacío y filtros prensa. El proyectista debe seleccionar el sistema de secado de lodos de acuerdo a los requerimientos del proyecto y a las facilidades en la operación y mantenimiento.

#### c) Lechos de secado de arena

(1) Se deben equipar con bases de arena, grava y con tuberías de drenaje. El drenaje debe descargar a un pozo de bombeo para recircular el agua drenada a la planta.

(2) Dependiendo de las condiciones climáticas, el periodo de secado puede oscilar entre unos días y varias semanas.

(3) Cuando se utilicen lechos de secado de arena se debe aplicar el lodo en capas de 15 cm a 30 cm.

(4) El número mínimo de lechos debe ser de 2 con drenaje cuya tubería perforada sea de 4", la capa de arena debe ser de 15 a 25 cm de espesor, con tamaño efectivo de 0,3 a 1,2 mm y lecho de grava de 20 a 30 cm de espesor. Las **Figuras 1,2 y 3 del Anexo "O"** muestran lechos de secado característicos.

(5) El área de lecho requerida se debe determinar en base a la producción mensual de sólidos. Para lodos de coagulantes se debe considerar 50 a 150 kg/m<sup>2</sup> año, con cargas de lecho individuales de 5 a 20 kg/m<sup>2</sup>. Para lodos de cal se deben aplicar cargas individuales de 20 a 100 kg/m<sup>2</sup>.

#### d) Lagunas de secado de lodos

(1) Corresponden a grandes estanques de sedimentación, sin efluente. En éste sistema el lodo húmedo se debe bombear a la laguna y se debe dejar sedimentar. Cuando la laguna se llene se sacará de servicio dejándola en reposo. Periódicamente se debe extraer el sobrenadante hasta obtener el lodo adecuado para su disposición final.

(2) Las características principales de este sistema de secado de lodos son:

Carga de sólidos: 40 - 80 kg/m<sup>2</sup> d  
 Carga de sólidos: 35 – 40 kg/ m<sup>3</sup> año  
 Profundidad: 1 – 2 m  
 Número de lagunas: mayor a 2

(3) Se debe extraer el lodo cuando tenga un contenido de sólidos del 25 % al 30%.

**e) Filtros de vacío para secado de lodos**

(1) El lodo se debe aplicar sobre una membrana permeable. El aire por debajo de la membrana y la presión atmosférica producen una diferencia de presión a través del lodo, obligando al agua a filtrarse.

(2) Los criterios de diseño de filtros de vacío son los mostrados en la **Tabla 4**.

**Tabla 4. Criterios de diseño de filtros de vacío para el secado de lodos de alúmina y cal**

Parámetro	Lodo de alúmina	Lodo de cal
Sólidos de lodo afluente (%)	1% - 6 %	5% - 30%
Carga hidráulica (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d)	2 - 5	2 - 5
Producción de sólidos (kg/m <sup>2</sup> d)	85 - 150	470 - 2 350
Concentración de la pasta (%)	15 - 25	45 - 65
Velocidad del tambor (rpm)	0,2 - 0,5	0,2 - 0,5
Presión de operación de vacío mm Hg	250 - 650	250 - 650

**f) Filtros prensa**

(1) La prensa esta conformada por placas verticales, las cuales soportan un medio filtrante de tela y retienen la pasta (sólidos más agua).

(2) El proceso se debe llevar a cabo en forma discontinua (ciclos de tratamiento) con presiones a través del medio de filtración del orden de 17,57 kg/cm<sup>2</sup> (250 psi). Este sistema se debe emplear para obtener lodos con 40 % de sólidos.

(3) El lodo se dosificará dentro la prensa a presiones incrementales por espacio de media hora, formándose la pasta que se removerá al despresurizar el sistema.

(4) Las tasas de carga para lodos coagulantes deben ser del orden de 150 kg/mh (masa / ancho de cinta – tiempo). La **Figura 4 y 5 del Anexo “O”** muestran un sistema de filtro prensa y un filtro prensa de correas.

**g) Tratamiento sobre el suelo**

(1) El lodo se debe regar o incorporar dentro de la capa superficial del suelo para la descomposición, estabilización e inmovilización de sus constituyentes. Una vez deshidratados, deben ser trasladados a sitios de disposición final (relleno sanitario).

(2) El lodo puede aplicarse a los suelos, áreas de minería abandonadas y como material de cobertura en rellenos sanitarios. Debe ser dispuesto en zonas alejadas a las captaciones de agua.

(3) Los lodos deben presentar las características físico – químicas y bacteriológicas iguales o menores a los valores de la **Tabla 5** para poder aplicarse a los suelos como alternativa de tratamiento.

**Tabla 5. Características de lodos provenientes de la purificación de agua para el tratamiento sobre el suelo**

Parámetro	Lodo de alúmina Prom. (rango)	Lodo de sales de Hierro (prom.- rango)	Lodo de ablandamiento con cal (prom.- rango)
Al % masa seca	21,2 (2,8 - 30)	1,6 - 7,7	0,45 (0,05 - 1,6)
Ca % masa seca	2,7 (0,3 - 5)	15	45 (31 - 52)
Fe % masa seca	3,2 (1,2 - 6,6)	1,9	0,29 (0,13 - 0,71)
K % masa seca	1,7 (0,04 - 5)	0,3	0,02 (0,01 - 0,08)
Mg % masa seca	0,45 (0,24 - 0,8)	1,6	2,1 (1,1 - 3,6)
Si % masa seca	20	N.D.	0,8 (0,4 - 11)
P % masa seca	0,35	0,36	0,02
pH	7,0 (5,1 - 8)	7,3 - 9,3	10,2 (8,4 - 11)
COT % masa seca	3,1 (0,85 - 6,5)	3,1 (0,85 - 6, 5)	N.D.
DBO <sub>5</sub> mg/l	45 (2 - 104)	N.D.	N.D.
DQO mg/l	500(100 -10 000)	N.D.	N.D.
N total (Kj) % masa seca	0,68 (0,44 - 1,0)	0,37 (0,05 - 0,55)	N.D.
E.C.C. %	15 (10 - 20)	20 (10 - 53)	93 (74 - 99)
COLIFORMES Número / g	<20	<20	N.D.

E.C.C.: Equivalencia con Carbonato de Calcio

N.D.: No disponible

Fuente: Romero J. (2000); Purificación del Agua

#### 14.2.6 Disposición final de lodos

(1) La disposición final de los lodos se debe realizar en un relleno sanitario una vez se haya completado el ciclo del tratamiento.

(2) Los lodos se deben aplicar en los rellenos sanitarios cuando tengan concentraciones de sólidos mayores al 16% y presenten las características físico – químicas anotadas en **Tabla 1 y Tabla 2**.

(3) Las **Figuras 6 y 7 del Anexo “O”** muestran los diagramas de flujo de métodos típicos de tratamiento y disposición de lodos.

#### 14.2.7 Residuos líquidos

(1) Corresponden a los lixiviados provenientes de los lodos, una vez concluido el proceso de deshidratación los cuales deben ser almacenados, reciclados, acondicionados y tratados previo a su disposición final.

(2) Los lixiviados pueden ser reciclados, descargados al sistema de alcantarillado o a un cuerpo de agua receptor, observando los requisitos establecidos en el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica de la Ley del Medio Ambiente.

(3) Los residuos líquidos también corresponden a las aguas provenientes del lavado de las unidades, una vez removidos los lodos. De manera similar éstas aguas pueden ser recicladas o conducidas a un sistema de separación de sólidos y posteriormente reutilizadas en riego, dispuestas en el alcantarillado sanitario o ser vertidas en un cuerpo receptor si reúnen los requisitos para su descarga según lo establecido en el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica de la Ley del Medio Ambiente.

#### **14.2.8 Residuos gaseosos**

(1) Corresponden a los gases emanados a la atmósfera o a los ambientes de la planta, por efecto de los procesos de aireación (dióxido de carbono, amoníaco, gases disueltos en el agua, cloro u ozono) y otros que contenga el agua en forma natural o por la adición que se le proporcione durante el tratamiento. Tomando en cuenta las concentraciones y los daños que puedan ocasionar en términos de salud ocupacional y daños a la infraestructura, se deben prever ambientes ventilados y dotados de sistemas de seguridad industrial (máscaras e implementos de respuesta a posibles intoxicaciones), por efecto de malas operaciones o accidentes.

**ANEXO "A"**  
**EFFECTIVIDAD GENERAL DE LOS PROCESOS DE  
TRATAMIENTO DE AGUA PARA REMOCIÓN DE  
CONTAMINANTES SOLUBLES**

**ANEXO "B"**  
**CRITERIOS DE CALIDAD PARA LA SELECCIÓN DE LA  
FUENTE**

**CRITERIOS DE SELECCIÓN DE TRATAMIENTO SEGÚN LA  
CALIDAD DEL AGUA CRUDA  
PLANTAS CONVENCIONALES**

**ANEXO "C"**  
**ANÁLISIS BÁSICOS RECOMENDABLES PARA LA  
CARACTERIZACIÓN DE LAS FUENTES DE AGUA  
DESTINADAS A CONSUMO HUMANO EN POBLACIONES  
MENORES A 10 000 HABITANTES**

**VALORES MÁXIMOS ACEPTABLES POR LA NORMA  
BOLIVIANA NB 512 (AGUA POTABLE - REQUISITOS)**

**ANEXO "D"**  
**GUÍA GENERAL DE PROCESOS DE TRATAMIENTO PARA  
AGUAS SUBTERRÁNEAS**

**GUÍA DE SELECCIÓN DE LOS PROCESOS DE  
TRATAMIENTO EN SISTEMAS DE FILTRACIÓN DE  
MÚLTIPLES ETAPAS**



**ANEXO "A"**  
**TABLA 1**  
**EFFECTIVIDAD GENERAL DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUA PARA**  
**REMOCIÓN DE CONTAMINANTES SOLUBLES**

Características	Aireación	Coagulación, sedimentación o filtración	Ablandamiento con cal	Oxidación química y desinfección	Carbón granular activado	Carbón pulverizado activo	Alúmina activada
<b>Inorgánicos</b>							
Antimonio *							
Arsénico (+3)		XO	XO				X
Arsénico (+5)		X	X				X
Bario			X				
Cadmio		X	X				
Cromo (+3)		X	X				
Cromo (+6) *							
Cianuro				X			
Fluoruro			X				X
Plomo *							
Mercurio (inorgánico)			X				
Níquel			X				
Nitrato-nitrito *							
Selenio (+4)		X					X
Selenio (+6)							X
<b>Orgánicos</b>							
Volátiles orgánicos	X				X		
Orgánicos sintéticos					X	X	
Pesticidas / herbicidas					X	X	
Carbono orgánico Disuelto		X			X	X	
<b>Parámetros que causan problemas estéticos</b>							
Dureza			X				
Hierro		XO	X				
Manganeso		XO	X				
Sólidos Totales Disueltos *							
Cloruro *							
Sulfato *							
Zinc			X				
Color		X		X	X	X	
Olor y Sabor	X			X	X	X	

X = Proceso apropiado para el parámetro.

XO = Proceso apropiado cuando se usa conjuntamente la oxidación.

\* = Parámetros que para su remoción requieren procesos avanzados:

Procesos de membrana; (nanofiltración, osmosis inversa, electro diálisis inversa)

Intercambio iónico (aniónico - catiónico)

(Adaptado de: Guía para la Selección de Procesos de Tratamiento de Agua; AWWA 2002)

**ANEXO “B”**  
**CRITERIOS DE CALIDAD PARA LA SELECCIÓN DE LA FUENTE**

**GRUPO I: Aguas que necesitan únicamente desinfección**

**1. Calidad bacteriológica**

a) Densidad de coliformes totales. La media aritmética mensual debe ser menor que 100 por 100 ml de muestra.

b) Densidad de coliformes termorresistentes. Si se lleva a efecto la determinación de coliformes termorresistentes, la cifra de coliformes totales puede exceder de 100 por 100 ml de muestra, pero en tal caso los coliformes termorresistentes no deben exceder de 20 por 100 ml de muestra computados por la media aritmética mensual.

**2. Calidad física**

Debe cumplir con lo especificado en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos):

Parámetro	Valor máximo aceptable	Observaciones
Turbiedad	5 U.N.T	U.N.T. : Unidades Nefelométricas de Turbiedad
Color	15 U.C.V.	U.C.V.: Unidades de Color Verdadero ( Platino – Cobalto)

**3. Calidad química**

Debe cumplir con lo especificado en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable - Requisitos). Deberá constatar el contenido de sustancias tóxicas de origen inorgánico y orgánico, especialmente plaguicidas y plaguicidas totales.

**4. Calidad radiológica**

Debe cumplir con lo especificado en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos) – Radiactividad en el agua potable.

**5. Tratamiento adicional**

Si la calidad del agua no es “estable”, durante todo el año, según lo especificado en numerales 1, 2, 3, y 4, se le debe dar un tratamiento adicional durante el periodo en el que la calidad se deteriora.

**6. Parámetros complementarios de calidad**

**6.1 Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO<sub>5</sub> (mg/l)**

Promedio mensual: 0,75 – 1,5

Máximo diario: 1,0 – 3,0

## 6.2 Oxígeno Disuelto OD (mg/l)

Concentración: 4,0 (mínima)

Saturación: 75% o mayor

pH: 6,0 – 8,5

## 6.3 Cloruros (mg/l)

Concentración: < 250

**GRUPO II: Aguas que necesitan tratamiento convencional (coagulación, sedimentación, filtración rápida y desinfección (postcloración) o filtración lenta y desinfección (postcloración)).**

### 1. Calidad bacteriológica

a) Densidad de coliformes totales. La media geométrica mensual debe ser menor que 3 000 por 100 ml de muestra.

b) Densidad de coliformes termorresistentes. Si se lleva a efecto la determinación de coliformes termorresistentes, la cifra de coliformes totales puede exceder de 3 000 por 100 ml de muestra, pero en tal caso los coliformes termorresistentes no deben exceder de 600 por 100 ml de muestra computados por la media geométrica mensual.

### 2. Calidad física

Parámetros tales como el color, turbiedad y olor contribuyen en forma significativa al tratamiento y potabilización del agua.

**2.1. Color:** No se fija un límite para el color natural; este puede ser removido mediante tratamiento convencional completo.

Se debe remover la mayor parte de color mediante coagulación a bajo pH. Luego de un tratamiento completo, el color real debe cumplir lo especificado en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos).

No se consideran los colores originados por efluentes industriales, los cuales serán considerados al determinar la calidad química del agua.

El color verdadero del agua tratada será:

Valor máximo aceptable: 15 U.C.V.

**2.2. Turbiedad:** La turbiedad debe permanecer en un rango tratable por medios convencionales. Cuando existen turbiedades altas, las plantas deben ser diseñadas a base de tanques presedimentadores, embalses o doble coagulación. En caso de utilizar filtros lentos los límites de turbiedad estarán en el orden de 20 U.N.T. o menos durante el 90 % del tiempo.

La turbiedad de agua tratada será:

Valor máximo aceptable: 5 U.N.T.

**2.3. Olor y sabor:** El olor del agua cruda será tratado a través de aireación como un método convencional. Deben ser aceptables por los usuarios.

### **3. Calidad química**

El agua cruda debe cumplir con los límites recomendados en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos).

### **4. Calidad radiológica**

Debe cumplir con lo especificado en la Norma Boliviana Agua Potable - Requisitos NB 512.

### **5. Parámetros complementarios de calidad**

#### **5.1 Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO<sub>5</sub> (mg/l)**

Promedio mensual: 1,51 – 2,5

Máximo diario: 3,1 – 4,0

#### **5.2 Oxígeno Disuelto OD (mg/l)**

Concentración: 4,0 (mínima)

Saturación: 60% o mayor

pH: 5,0 – 9,0

#### **5.3 Cloruros (mg/l)**

Concentración: < 250

**GRUPO III: Aguas que necesitan tratamiento convencional (coagulación, sedimentación, filtración rápida y desinfección (pre y postcloración)).**

### **1. Calidad bacteriológica**

a) Densidad de coliformes totales. La media geométrica mensual debe ser menor que 20 000 por 100 ml de muestra.

b) Densidad de coliformes Termorresistentes. El total de coliformes termorresistentes puede exceder de 20 000 por 100 ml de muestra, pero en tal caso los coliformes termorresistentes no deben exceder de 4 000 por 100 ml de muestra computados por la media geométrica mensual.

### **2. Calidad física**

Debe cumplir con los mismos requisitos del Grupo I - 2

### **3. Calidad química**

Debe cumplir con los mismos requisitos del Grupo I - 3

### **4. Calidad radiológica**

Debe cumplir con lo especificado en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable- Requisitos)

### **5. Parámetros complementarios de calidad**

#### **5.1 Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO<sub>5</sub> (mg/l)**

Promedio mensual: mayor a 2,5

Máximo diario: mayor a 4,0

### 5.2 Oxígeno Disuelto OD (mg/l)

Concentración: 4,0 (mínima)

Saturación: menor al 60%

pH: 3,8 – 10,5

### 5.3 Cloruros (mg/l)

Concentración: mayor a 250 (\*)

(\*) Las concentraciones elevadas de cloruro hacen que el agua y las bebidas tengan sabor desagradable. Los umbrales de sabor dependen del catión asociado y son del orden de 200 mg/l a 300 mg/l para el cloruro sódico, potásico y cálcico.

### **GRUPO IV: Aguas que no cumplen con los requisitos bacteriológicos expresados en los grupos anteriores (aguas con concentraciones mayores a 20 000 coliformes totales o 4 000 coliformes termorresistentes por 100 ml de muestra).**

No se deben utilizar estas aguas como fuente de abastecimiento. Sin embargo de no existir otras fuentes de agua disponible y dado el avance de la tecnología, podrán utilizarse después de un tratamiento adecuado. En este caso debe efectuarse un estricto control de calidad y observar en todo momento el cumplimiento de la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos), en lo referente a la calidad bacteriológica.

### **GRUPO V: Aguas que no cumplen con uno o más requisitos físico - químicos, radiológicos o de contenido de contaminantes orgánicos establecidos en la Norma Boliviana NB 512 (Agua potable – Requisitos).**

No se deben utilizar estas aguas como fuente de abastecimiento. Sin embargo de no existir otras fuentes de agua disponible y dado el avance de la tecnología, podrá utilizarse después de un tratamiento avanzado (**procesos de membranas**: nanofiltración, osmosis inversa; **intercambio iónico**: aniónico, catiónico; **adsorción**: carbón granular activado, carbón pulverizado activo, alúmina activada), anteceditos de un proceso de tratamiento convencional y precedidos de **desinfección**; cloración, ozonización, radiación ultra violeta entre otros. Los procesos serán seleccionados de acuerdo a la calidad del agua a tratar y deberán ser técnicamente justificados por el proyectista y dados a conocer a la autoridad competente.

En este caso debe efectuarse un estricto control de calidad físico – química del agua para asegurar que su calidad cumpla en todo momento con lo establecido en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable - Requisitos).

**TABLA 1**  
**CRITERIOS DE SELECCIÓN DE TRATAMIENTO SEGÚN LA CALIDAD DEL AGUA**  
**CRUDA**  
**PLANTAS CONVENCIONALES**

Tipo de planta	Alternativas	Límites de calidad de agua cruda aceptables.		
		90 % DEL TIEMPO	80 % DEL TIEMPO	ESPORADICAMENTE
<b>FILTRACIÓN RÁPIDA (PROCESOS FÍSICOS Y QUÍMICOS)</b>	Filtración rápida completa: coagulación + decantación + filtración rápida descendente.	$T_o \leq 1\ 000$ UNT $C_o \leq 150$ UC C.T. $\leq 600/100$ ml.	$T_o \leq 800$ UNT $C_o \leq 70$ UC.	$T_o$ Max $\leq 1\ 500$ UNT Si $T_o > 1\ 500$ UNT añadir presedimentador C.T. $> 600/100$ ml añadir precloración.
	Filtración directa descendente: mezcla rápida + filtración rápida descendente.	$T_o \leq 30$ UNT $C_o \leq 40$ UC Algas $\leq 100$ mg/m <sup>3</sup> C.T. $\leq 500/100$ ml.	$T_o \leq 20$ UNT	$T_o$ Max $\leq 50$ UNT
	Filtración directa ascendente: mezcla rápida + filtración rápida ascendente.	$T_o \leq 100$ UNT $C_o \leq 60$ UC	$T_o \leq 50$	$T_o$ Max $\leq 200$ UNT $C_o$ Max $\leq 100$ UC
	Filtración directa ascendente - descendente: mezcla rápida más filtración ascendente + filtración descendente.	$T_o \leq 250$ UNT $C_o \leq 60$ UC	$T_o \leq 150$ UNT	$T_o$ Max $\leq 400$ UNT $C_o$ Max $\leq 100$ UC

$T_o$ : Turbiedad del agua no tratada  
 UC: Unidades de color aparente  
 C.T.: Coliformes Termorresistentes

**ANEXO "C"**  
**TABLA 1**  
**ANÁLISIS BÁSICOS RECOMENDABLES PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LAS FUENTES DE AGUA DESTINADAS A CONSUMO HUMANO EN POBLACIONES MENORES A 10 000 HABITANTES**

Nº	Parámetro	Unidad	Tiempo máximo de preservación recomendado
<b>Análisis Físicos</b>			
1	Turbiedad	U.N.T	48 horas
2	Color	U.C. Escala Pt – Co	48 horas
3	Olor *	-	6 horas
4	Sabor *	-	24 horas
5	Temperatura	°C	In situ
6	Sólidos totales disueltos	mg/l	14 días
7	Sólidos totales suspendidos	mg/l	6 meses
<b>Análisis Químicos</b>			
8	Dureza total	mg/l (Ca CO <sub>3</sub> )	6 meses
9	Calcio	mg/l	6 meses
10	Magnesio	mg/l	6 meses
11	Manganeso	mg/l	6 meses
12	Hierro	mg/l	28 días
13	Sulfatos	mg/l	6 meses
14	Cloruros	mg/l	7 días
15	Fluoruros	mg/l	48 horas
16	Nitratos	mg/l	48 horas
17	Nitritos <sup>(1)</sup>	mg/l	2 horas
18	pH	-	
<b>Análisis Bacteriológicos</b>			
19	Coliformes totales	NMP/100 ml ***	24 horas
20	Escherichia coli**(E. coli)	NMP/ 100 ml***	24 horas
			Las muestras deben ser conservadas a baja temperatura. Nunca congeladas.
<b>Análisis Complementarios</b>			
21	Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO <sub>5</sub>	mg/l	Realizar la determinación dentro de las 24 horas, previa conservación a 4°C.
22	Oxígeno disuelto OD	mg/l	Fijar in situ, analizar antes de las 8 horas y no exponer la muestra directamente al sol.
23	Conductividad	µmhos/cm	Realizar la determinación dentro de las 48 horas.

(\*) Debe ser inobjetable.

(1) Se debe analizar en el tiempo establecido para evitar la oxidación de los mismos.

(\*\*) Las concentraciones de coliformes termorresistentes (termotolerantes) están en relación directa con las de *Escherichia coli* (E. coli), por tanto pueden determinarse indistintamente y dependerá de las facilidades laborales disponibles; Ref.: Guías para la Calidad de Agua Potable, OMS, Ginebra 1995.

(\*\*\*) NMP/100 ml, Número Más Probable por 100 ml o UFC/100 ml, Unidades Formadoras de Colonias por 100 ml según la técnica empleada (Tubos múltiples o Membrana Filtrante).

(1) Por la limitada estabilidad de los nitritos, es recomendable realizar la determinación in situ.

Nota: La lista de los parámetros no está restringida, por lo que el proyectista podrá solicitar otros parámetros no especificados según las características del proyecto y los antecedentes de calidad de agua que se tengan en la zona.

**TABLA 2**  
**VALORES MÁXIMOS ACEPTABLES POR LA NORMA BOLIVIANA**  
**NB 512 (AGUA POTABLE – REQUISITOS)**

Nº	Parámetro	Valor máximo aceptable	Unidad
<b>Análisis Físicos</b>			
1	Turbiedad	5	U.N.T
2	Color	15	U.C. Escala Pt – Co
3	Olor *	-	-
4	Sabor *	-	-
5	Temperatura *	-	°C
6	Sólidos totales disueltos	1 000	mg/l
7	Sólidos totales suspendidos **	-	mg/l
<b>Análisis Químicos</b>			
8	Dureza total	500	mg/l (Ca CO <sub>3</sub> )
9	Calcio***	-	mg/l
10	Magnesio***	-	mg/l
11	Manganeso	0,1	mg/l
12	Hierro total	0,3	mg/l
13	Sulfatos	400,	mg/l
14	Cloruros	250	mg/l
15	Fluoruros	(0,6 – 1,5)****	mg/l
16	Nitratos <sup>(1)</sup> NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	45	mg/l
17	Nitritos <sup>(1)</sup> NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>	0,1	mg/l
18	pH	6,5 – 9,0	-
<b>Análisis Bacteriológicos</b>			
19	Coliformes totales	0,0 UFC/100 ml	<2 NMP/100 ml*****
20	Escherichia coli ( <i>E. coli</i> )	0,0 UFC/100 ml	< 2 NMP/ 100 ml
<b>Análisis Complementarios</b>			
21	Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO <sub>5</sub>	N.E.	mg/l
22	Oxígeno disuelto OD	N.E	mg/l
23	Conductividad	1 500	µmhos/cm

(\*) Debe ser inobjetable.

(\*\*)Guardan relación con la turbiedad.

(\*\*\*) Guardan relación con la dureza total

(\*\*\*\*) Concentraciones mínima y máxima para diferentes temperaturas (ambiente); Véase NB 512 (Agua potable - Requisitos).

(\*\*\*\*\*NMP/100 ml, Número Más Probable por 100 ml o UFC/100 ml, Unidades Formadoras de Colonias por 100 ml según la técnica empleada (Tubos múltiples o Membrana Filtrante).

(1) Condición:  $(NO_3^-/45) + (NO_2^-/0,1) < 1$

N.E.: No Especificado en la Norma NB 512. El parámetro DBO<sub>5</sub> servirá como comprobación de contaminación microbiológica, posibilidad de conexiones cruzadas. El parámetro Oxígeno disuelto > 4 mg/l garantiza posibilidad de vida acuática (aguas superficiales de calidad admisible, a excepción de las aguas subterráneas). El parámetro conductividad guarda relación con el contenido iónico total (sales disueltas), valores superiores pueden influir en la apariencia, el sabor o el olor del agua (Guías OPS/OMS).

**ANEXO "D"**  
**TABLA 1**  
**GUÍA GENERAL DE PROCESOS DE TRATAMIENTO PARA AGUAS**  
**SUBTERRÁNEAS**

Calidad del agua a tratar	PROCESO DE TRATAMIENTO				
	Aireación para:		Sedimentación simple	Filtración gruesa o rápida	Desinfección
	Incrementar el O <sub>2</sub>	Reducir el CO <sub>2</sub>			
Aeróbica moderadamente dura, no corrosiva					X
Aeróbica blanda y corrosiva		X			X
Anaeróbica moderadamente dura no corrosiva sin hierro y manganeso	X				X
Anaeróbica moderadamente dura no corrosiva con hierro y manganeso	X		O	X	X
Aeróbica blanda, corrosiva sin hierro y manganeso	X	X			X
Aeróbica blanda, corrosiva con hierro y manganeso	X	X	O	X	X

Fuente Internacional Research Center (IRC)

X = Tratamiento necesario

O = Tratamiento opcional

**TABLA 2**  
**GUÍA DE SELECCIÓN DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO EN SISTEMAS DE FILTRACIÓN DE MÚLTIPLES ETAPAS**

Etapa de tratamiento y distribución	Turbidez			Coliformes termorresistentes o E. Coli		
	Eficiencia de remoción (%)*	Valor promedio U.N.T.	Valor máximo recomendable U.N.T.	Eficiencia de remoción (%)*	Valor promedio U.F.C./100 ml.	Valor máximo U.F.C./100 ml.
Sedimentación o filtro grueso dinámico	50	60	600	50	1 000	10 000
Prefiltración (gruesa en 3 etapas)	80	30	300	90	500	5 000
Filtración lenta en arena	> 90	6	60	95	50	500
Desinfección	N.A. *	<1	< 5	> 99,99	< 3	25
Agua tratada en el sistema de distribución (red)	N.A. *	<1	< 5	N.A. *	< 1	< 1

\* Remociones esperadas en cada etapa para cumplir los objetivos del tratamiento

Fuente: Barry Lloyd, Gerardo Galvis, Rafael Eurovique

N.A.: No aplicable.

Adaptado de: Filtración en Múltiples etapas CINARA – IRC; 1999

**ANEXO “E”**  
**FIGURAS - SEDIMENTACIÓN**





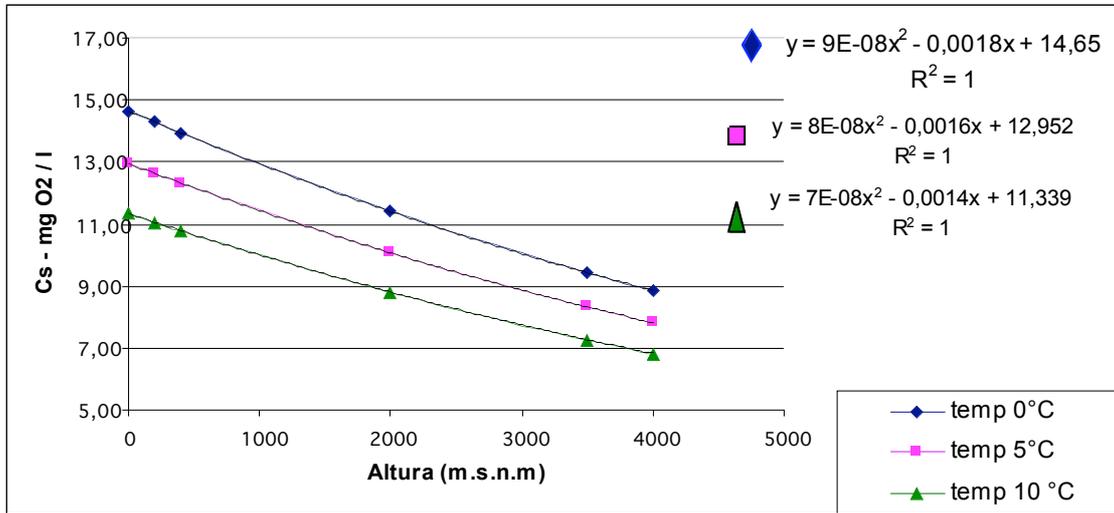




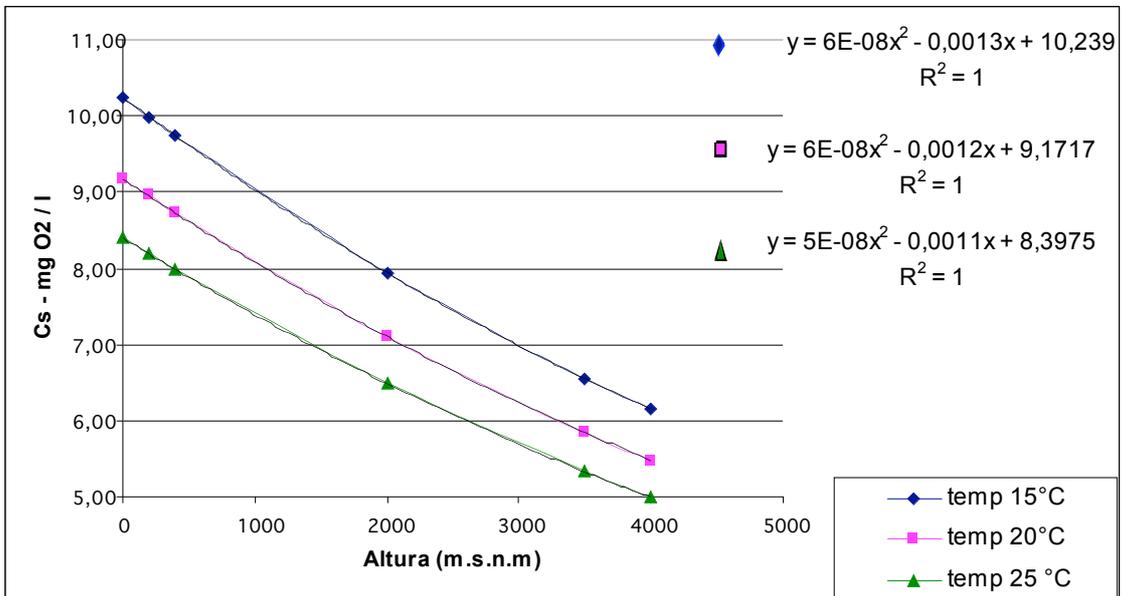


**ANEXO “F”**  
**GRÁFICOS, FIGURAS - AIREACIÓN**

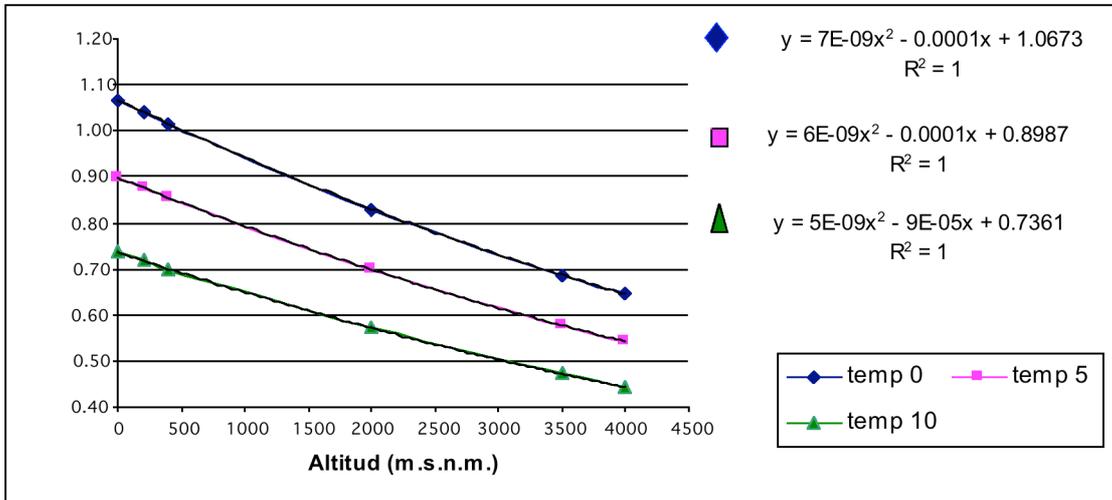




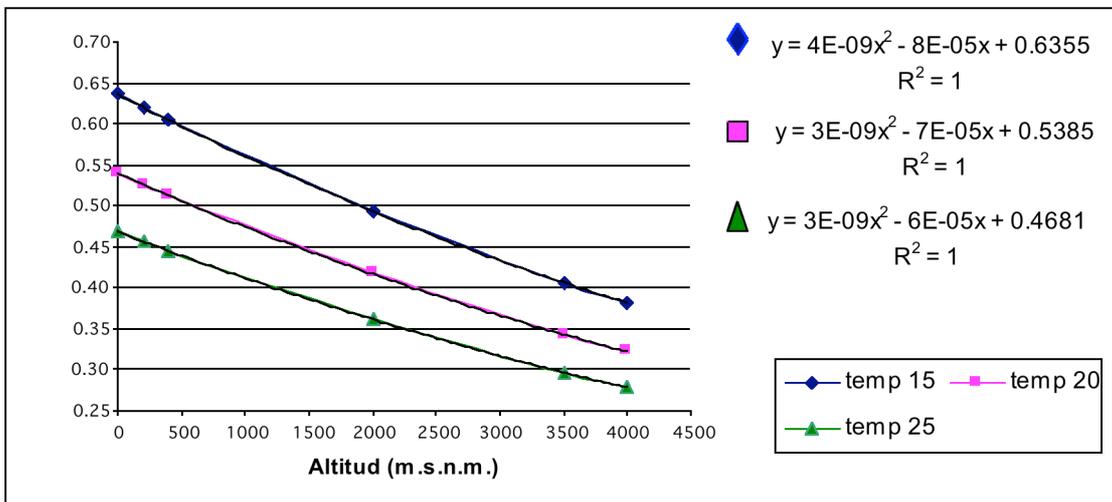
**Gráfico 1 - Variación de la concentración de oxígeno según la altitud y temperatura °C**



**Gráfico 2 - Variación de la concentración de oxígeno según la altitud y temperatura °C**



**Gráfico 3 Variación de la concentración de dióxido de carbono según la altitud y temperatura °C**



**Gráfico 4 Variación de la concentración de dióxido de carbono según la altitud y temperatura °C**





**ANEXO “G”**  
**FIGURAS - MEZCLA RÁPIDA**







**ANEXO “H”**  
**FIGURAS - FLOCULACIÓN**







## **ANEXO “I”**

### **FIGURAS - SEDIMENTACIÓN DE ALTA TASA, FLOTACIÓN**







**ANEXO “J”**  
**FIGURAS - FILTRACIÓN RÁPIDA**











## **ANEXO “K”**

### **FIGURAS - FILTRACIÓN DE TASA DECLINANTE**







**ANEXO “L”**

**FIGURAS**

**FILTRACIÓN DE FLUJO**

**ASCENDENTE - DESCENDENTE**







## **ANEXO “M”**

### **FIGURAS - FILTRACIÓN GRUESA DINÁMICA, FILTRACIÓN GRUESA ASCENDENTE**











## **ANEXO “N”**

### **FIGURAS - FILTRACIÓN LENTA EN ARENA**







## **ANEXO “O”**

### **FIGURAS - MANEJO, TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS**

















## **AGRADECIMIENTO**

El Ministerio de Servicios y Obras Públicas, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, expresa su agradecimiento a todas las instituciones y profesionales que de manera desinteresada hicieron posible la actualización de los presentes Reglamentos, en forma especial se agradece a:

Arq. Jorge Carrasco  
**DIRECTOR EJECUTIVO - FPS**

Dr. Alfonso Garcia  
**PRESIDENTE EJECUTIVO - FNDR**

Ing. Johnny Cuellar  
**SUPERINTENDENTE DE SANEAMIENTO BASICO – SISAB**

Ing. Ronny Vega  
**GERENTE GENERAL - ANESAPA**

Lic. Kory Eguino  
**DIRECTORA EJECUTIVA - IBNORCA**

Sr. Torsten Wetterblad  
**CONSEJERO JEFE DE COOPERACION – EMBAJADA DE SUECIA**

Lic. Isabel Ascarrunz  
**OFICIAL DE PROGRAMAS - Asdi**

## VSB: Viceministerio de Servicios Básicos

El VSB, creado por Decreto Supremo N° 25055, Decreto Reglamentario de la Ley N° 1788 “Ley de Organización del Poder Ejecutivo (LOPE), del 16 de septiembre de 1997, con el propósito de promover el mejoramiento de la calidad de vida de la población boliviana a través de la dotación de servicios sostenibles de agua potable y saneamiento y gestión de residuos sólidos. El VSB tiene las siguientes funciones y atribuciones:

- Formular, ejecutar y controlar políticas y normas sectoriales destinadas al desarrollo e instalación de los servicios básicos para mejorar las coberturas mediante planes y programas de inversión, compatibilizando las necesidades y prioridades regionales.
- Promover y proponer la discusión de normas de diseño y uso de tecnología apropiada, para alcanzar mayor cobertura en los servicios, controlando su aplicación y apoyando la investigación tecnológica.
- Efectuar el seguimiento al cumplimiento de los programas de saneamiento básico, en el marco del Plan Sectorial correspondiente.
- Mantener un sistema de información sectorial actualizando a nivel nacional y departamental.
- Diseñar y realizar programas de capacitación y formación de recursos humanos, en administración, operación, mantenimiento, educación sanitaria y participación comunitaria.
- Elaborar programas de desarrollo institucional supervisando su ejecución y apoyando su aplicación en el Sector.
- Velar por el cumplimiento de la política tarifaria en los servicios de saneamiento básico.

## Revisión

Los presentes Reglamentos están sujetos a ser revisados periódicamente, con el objeto de que respondan permanentemente a las necesidades y exigencias del Sector.

## Características de aplicación

Estos Reglamentos se constituyen en instrumentos de ordenamiento tecnológico, orientadas a aplicar criterios de calidad, su utilización es de carácter obligatorio y un compromiso concienzudo y de responsabilidad de las instituciones y profesionales que trabajan en el Sector.

## Información sobre Normas y Reglamentos Técnicos

El VSB ha habilitado en su página WEB ([www.sias.gov.bo](http://www.sias.gov.bo)) un espacio de “Normas Técnicas”, donde se encuentran en formato pdf las distintas normas y reglamentos técnicos del Sector.

## Derechos de Propiedad

Documento del Ministerio de Servicios y Obras Públicas de la República de Bolivia. Se autoriza la reproducción parcial o total, haciendo referencia a la fuente.

Ministerio de Servicios y Obras Públicas  
Viceministerio de Servicios Básicos  
Av. Mariscal Santa Cruz, Edif. Centro de Comunicaciones, piso 14  
Tel: 231 3292 – 231 1010  
[www.sias.gov.bo](http://www.sias.gov.bo)  
La Paz – Bolivia