

MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES: PRETRATAMIENTO Y TRATAMIENTO PRIMARIO

26



MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES: PRETRATAMIENTO Y TRATAMIENTO PRIMARIO

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento

Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales:
Pretratamiento y Tratamiento Primario

ISBN: 978-607-626-008-1

D.R. © Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines en la Montaña
C.P. 14210, Tlalpan, México, D.F.

Comisión Nacional del Agua
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.
Tel. (55) 5174-4000

Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Impreso y hecho en México
Distribución gratuita. Prohibida su venta.
Queda prohibido su uso para fines distintos al desarrollo social.
Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra,
sin fines de lucro y citando la fuente.

CONTENIDO

Presentación	V
Objetivo general	VII
Introducción al diseño de unidades de pretratamiento y tratamiento primario	IX
1. Diseño de unidades de pretratamiento	1
1.1. Cribado	1
1.1.1. Cribado por medio de rejas y rejillas	1
1.1.2. Rejillas de limpieza manual	2
1.1.3. Rejas y rejillas de limpieza automática	3
1.1.4. Metodología de diseño de cribas	3
1.2. Ejemplos de cálculo de rejas y rejillas	6
1.2.1. Rejas para sólidos gruesos	6
1.2.2. Rejillas para sólidos medios	8
1.3. Desarenado	11
1.3.1. Tipos de desarenadores y sus parámetros de diseño	13
1.3.2. El canal Parshall como controlador de velocidad en desarenadores horizontales	21
1.3.3. Control de velocidad con vertedores proporcionales	31
1.4. Remoción de arena	31
2. Sedimentación primaria	35
2.1. Introducción	35
2.2. Conceptos de sedimentación primaria	36
2.2.1. Tipos de tanques de sedimentación primaria	36
2.3. Diseño de sedimentadores primarios	36
2.3.1. Ejemplo de diseño	41
Conclusiones	43
Tabla de conversiones de unidades de medida	45
Abreviaturas	55
Bibliografía	57
Ilustraciones	59
Tablas	61



PRESENTACIÓN

Uno de los grandes desafíos hídricos que enfrentamos a nivel global es dotar de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento a la población, debido, por un lado, al crecimiento demográfico acelerado y por otro, a las dificultades técnicas, cada vez mayores, que conlleva hacerlo.

Contar con estos servicios en el hogar es un factor determinante en la calidad de vida y desarrollo integral de las familias. En México, la población beneficiada ha venido creciendo los últimos años; sin embargo, mientras más nos acercamos a la cobertura universal, la tarea se vuelve más compleja.

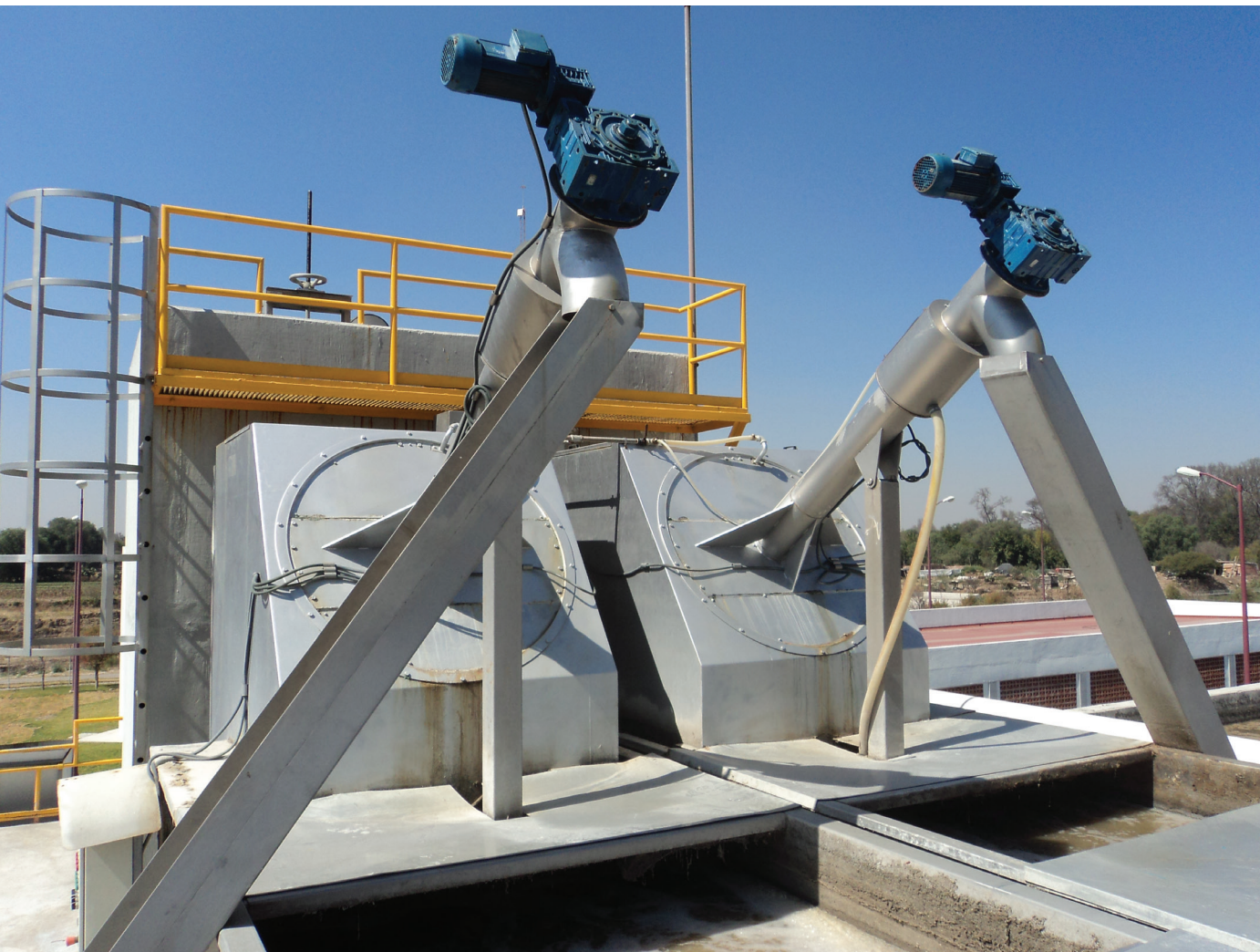
Por ello, para responder a las nuevas necesidades hídricas, la administración del Presidente de la República, Enrique Peña Nieto, está impulsando una transformación integral del sector, y como parte fundamental de esta estrategia, el fortalecimiento de los organismos operadores y prestadores de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento.

En este sentido, publicamos este manual: una guía técnica especializada, que contiene los más recientes avances tecnológicos en obras hidráulicas y normas de calidad, con el fin de desarrollar infraestructura más eficiente, segura y sustentable, así como formar recursos humanos más capacitados y preparados.

Estamos seguros de que será de gran apoyo para orientar el quehacer cotidiano de los técnicos, especialistas y tomadores de decisiones, proporcionándoles criterios para generar ciclos virtuosos de gestión, disminuir los costos de operación, impulsar el intercambio de volúmenes de agua de primer uso por tratada en los procesos que así lo permitan, y realizar en general, un mejor aprovechamiento de las aguas superficiales y subterráneas del país, considerando las necesidades de nueva infraestructura y el cuidado y mantenimiento de la existente.

El Gobierno de la República tiene el firme compromiso de sentar las bases de una cultura de la gestión integral del agua. Nuestros retos son grandes, pero más grande debe ser nuestra capacidad transformadora para contribuir desde el sector hídrico a **Mover a México.**

Director General de la Comisión Nacional del Agua



OBJETIVO GENERAL

El *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento* (MAPAS) está dirigido a quienes diseñan, construyen, operan y administran los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento del país; busca ser una referencia sobre los criterios, procedimientos, normas, índices, parámetros y casos de éxito que la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en su carácter de entidad normativa federal en materia de agua, considera recomendable utilizar, a efecto de homologarlos, para que el desarrollo, operación y administración de los sistemas se encaminen a elevar y mantener la eficiencia y la calidad de los servicios a la población.

Este trabajo favorece y orienta la toma de decisiones por parte de autoridades, profesionales, administradores y técnicos de los organismos operadores de agua de la república mexicana y la labor de los centros de enseñanza.



INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE UNIDADES DE PRETRATAMIENTO Y TRATAMIENTO PRIMARIO

El tratamiento preliminar prepara el afluente de aguas residuales para su posterior tratamiento, mediante la reducción o eliminación de características específicas del agua residual que, de otra manera, podrían impedir el funcionamiento o indebidamente incrementar el mantenimiento de los procesos y equipos de las unidades siguientes al pretratamiento.

Las características típicas del agua residual podrían provocar problemas comunes por la inclusión de sólidos grandes, trapos, granos abrasivos, olores y en algunos casos, altas cargas hidráulicas u orgánicas inaceptables. En este libro se presentan las consideraciones de diseño para los procesos preliminares de tratamiento, es decir, rejillas y desarenadores.

En el capítulo uno de este libro se presenta el diseño de unidades de pretratamiento, específicamente se aborda el cálculo de rejillas y rejillas, para las cuales se considera el dimensionamiento del canal donde se ubicarán, el tipo, forma, material de construcción, la selección del espaciamiento entre barras y el ángulo de inclinación. De forma similar se presenta el diseño y selección adecuada de los desarenadores en función del tipo de planta.

En lo que respecta al tratamiento primario, el capítulo dos presenta el diseño de tanques de sedimentación primaria tanto rectangulares como circulares.



DISEÑO DE UNIDADES DE PRETRATAMIENTO

1.1. CRIBADO

El pretratamiento con rejillas es uno de los procesos más antiguos. En las plantas de tratamiento de aguas residuales, las rejillas remueven los contaminantes gruesos procedentes de la corriente para proteger de posibles daños la operación y al equipo de las unidades siguientes.

Algunas de las instalaciones de tratamiento de aguas residuales modernas emplean rejas, rejillas gruesas y rejillas finas. Las rejas (hasta 15 cm de paso) y las rejillas gruesas (6 mm a 2.5 cm de apertura) eliminan sólidos grandes, trapos y sólidos de gran tamaño de las aguas residuales. Las rejillas finas (1.5 a 6 mm de apertura) se pueden utilizar en los sistemas sin tratamiento primario para eliminar el material que puede alterar significativamente el funcionamiento y el mantenimiento de las unidades de proceso del tren de agua y del tren de lodos de los procesos siguientes. Las rejillas muy finas con aperturas de 0.2 a 1.5 mm pueden reducir los sólidos en suspensión cerca del nivel del tratamiento primario. Existen rejillas muy finas con aperturas de 1 μm a 0.3 mm que se pueden utilizar para pulir el efluente, esto es, mejorar el efluente del tratamiento secundario cuando se tienen normas más estrictas.

Las rejillas gruesas, normalmente utilizadas como la primera operación unitaria de la unidad, quitan los sólidos y basura que de lo contrario podrían dañar o interferir con las operaciones de los equipos de los procesos que siguen en la planta de tratamiento, tales como bombas, válvulas, aireadores mecánicos y filtros biológicos. Se incluyen en la categoría de malla gruesa las rejas de limpieza manual y mecánica, incluyendo bastidores de basura. Las rejillas consisten en barras de acero verticales o inclinadas, espaciadas a intervalos iguales a través de un canal por el que fluye el agua residual. Los criterios utilizados en su diseño incluyen: el tamaño de la barra, el espaciado y el ángulo desde la vertical, así como la anchura del cauce y la velocidad de aproximación de las aguas residuales. Las rejillas gruesas más comúnmente utilizadas se limpian mecánicamente. La Tabla 1.1 muestra los rangos de tamaño típicos y criterios de diseño.

1.1.1. CRIBADO POR MEDIO DE REJAS Y REJILLAS

Las rejas gruesas cuentan con aperturas grandes, que van de 38 a 150 mm y están diseñadas para evitar que los troncos, maderas y residuos

Tabla 1.1 Tamaño de apertura de rejas y rejillas

Concepto	Rango	Comentarios
Aperturas de rejas retenedoras de basura	38 – 150 mm	Se usa frecuentemente en combinación con otros sistemas, el tamaño de las aperturas depende del equipo
Apertura de rejillas manuales	25 – 50 mm	Se usan en plantas pequeñas o en canales <i>bypass</i>
Velocidad de aproximación	0.30 – 0.60 m/s	
Rejillas de limpieza mecánica	6 – 38 mm	La apertura de 18 mm se considera satisfactoria para la protección de los equipos de los procesos siguientes
Velocidad de aproximación máxima	0.60 – 1.20 m/s	
Velocidad de aproximación mínima	0.30 – 0.60 m/s	Velocidad necesaria para evitar la acumulación de arenas
Rejillas continuas	6 – 38 mm	Este tipo de rejilla es conveniente con aperturas de 6 a 18 mm
Velocidad de aproximación máxima	0.30 – 1.20 m/s	
Velocidad de aproximación mínima	0.30 – 0.60 m/s	
Pérdida de carga admisible	0.15 – 0.60 m	
Triturador (reducción de tamaño solamente)	6 – 13 mm	Apertura de una función de la capacidad hidráulica de la unidad
Molino (reducción de tamaño solamente)	6 – 13 mm	En canal abierto
Pérdidas típicas	300 – 450 mm	
Tamiz fijo estático (rejilla fina)	2.3 a 6.4 mm	Aperturas menores a 2.3 mm son usadas en pretratamiento o tratamiento primario
Tamiz ajustable	0.02 a 0.3 mm	Poco utilizado en plantas municipales, solo en el efluente secundario

Fuente: WEF y ASCE, MOP No. 8, 1991.

pesados grandes entren en los procesos de tratamiento. Las rejas retienen la basura y normalmente van seguidas de rejillas con aperturas más pequeñas. Se utilizan principalmente en sistemas combinados que llevan grandes cantidades de residuos de gran tamaño, especialmente durante las tormentas. Las rejas para basura se pueden limpiar mecánica o manualmente. Cuando el espacio es limitado, las plantas a veces tienen rejas retenedoras de basura tipo cesta que se izan para limpiarse manualmente. En la tabla 1.1 se presentan las principales recomendaciones para el diseño de estas unidades.

1.1.2. REJILLAS DE LIMPIEZA MANUAL

Para facilitar la extracción de basura y reducir la tendencia a obstrucciones, las rejillas de

limpieza manual tienen inclinaciones de 45 a 60 grados con respecto a la horizontal y de 75 a 90 grados para el caso de las rejillas de limpieza automática.

Las barras de las rejillas de limpieza manual suelen tener de 25 a 50 mm de paso y la inclinación de las barras suele estar entre 30 y 45 grados respecto a la vertical para facilitar la limpieza. Las rejillas se rastrillan manualmente hacia una placa perforada donde drenan los desechos antes de ser retirados para su eliminación. Si las rejillas se limpian con poca frecuencia, cuando el remanso causado por la acumulación de sólidos finalmente se libera por la limpieza, puede provocar oscilaciones bruscas de flujo. Estas oleadas de alta velocidad pueden reducir la eficiencia de captura de sólidos, los cuales pasan a las unidades de los sistemas siguientes.

Aunque las rejillas de limpieza manual requieren poco o ningún mantenimiento, exigen rastrillar frecuentemente para evitar la obstrucción. Normalmente se colocan rejillas de limpieza manual en las instalaciones pequeñas de tratamiento y en donde se han colocado trituradores y cribas que se limpian mecánicamente (Ilustración 1.1).

Ilustración 1.1 Rejilla de limpieza manual



1.1.3. REJAS Y REJILLAS DE LIMPIEZA AUTOMÁTICA

Las rejillas de limpieza mecánica tienen aperturas que normalmente oscilan entre 6 y 38 mm, con barras establecidas en ángulos de 0 a 30 grados respecto a la vertical. La limpieza mecánica, en comparación con la limpieza manual, tiende a reducir los costos laborales, mejorar las condiciones de flujo y de captura de cribado y reducir las molestias de malos olores. En los sistemas combinados que manejan aguas pluviales mejoran la operación de limpieza de grandes cantidades de sólidos. Las rejillas de limpieza mecánica son, por lo tanto, casi siempre especificadas en plantas nuevas para todos los tamaños. Se fabrican muchos tipos de rejillas de limpieza mecáni-

ca, como las de cadena o cable accionadas con el frente hacia atrás o de limpieza con movimiento alternativo o continuo. En la Ilustración 1.2 se presenta un ejemplo de este tipo de rejillas.

En el mercado existen diferentes modelos de rejillas automáticas para diferentes caudales, con diferente espacio entre barras y variedad de profundidades y anchos de canal de colocación, tal como se muestra en la Tabla 1.2.

El diseñador seleccionará la rejilla de limpieza automática que mejor se adecúe a su proyecto, entre las muchas marcas y tipos que existen en el mercado, y presentará las especificaciones técnicas del equipo seleccionado.

Las rejillas estáticas (Ilustración 1.3) se seleccionan de las existentes en el mercado que cumplan con las especificaciones para aguas residuales, en este caso municipales. Pueden remover diferentes tamaños de partículas. Se selecciona el tamaño de partícula y con el gasto de diseño se selecciona el largo de la rejilla. El fabricante dará las especificaciones completas que serán utilizadas para justificar la selección de este equipo que puede servir inclusive como sedimentador primario.

1.1.4. METODOLOGÍA DE DISEÑO DE CRIBAS

El análisis asociado con el uso de unidades de cribado o rejillas involucra el cálculo de pérdida de energía a través de la unidad. El cálculo de pérdidas se realiza por separado para la unidad de rejas y el de rejillas.

Ilustración 1.2 Rejillas automáticas de limpieza mecánica



Tabla 1.2 Rejas automáticas para diferentes condiciones de instalación

Tipo de rejilla	Condiciones de utilización de rejillas automáticas			
	Caudal (m³/h)	Profundidad del canal (m)	Ancho del canal (m)	Espacio entre barras (mm)
Reja curva	10 a 5 000	0.43 a 1.68	0.30 a 2.00	12 a 80 especial 3 a 10
Reja de cremallera	100 a 10 000	1.50 a 5.00	0.60 a 2.00	12 a 80
Reja de cables con rastrillo	100 a 15 000	2.50 a 10.00	0.60 a 4.50	12 a 80
Reja de cables con garfio	1 000 a 40 000	2.50 a 10.00	1.50 a 5.50	12 a 100
Reja con escobilla sobre cadena sin fin	100 a 15 000	1.50 a 8.00	0.80 a 3.00	12 a 25 especial 3 a 10
Reja de peines sobre cadena sin fin	500 a 30 000	1.50 a 6.00	0.80 a 4.00	10 a 60
Reja de rastrillos sobre cadena sin fin	1 000 a 30 000	2.00 a 6.00	1.00 a 4.00	50 a 100

Rejas

Las pérdidas hidráulicas a través de las barras están en función de la velocidad de aproximación y de la velocidad a través de las barras. La pérdida de carga a través de las barras puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$h_L = \frac{1}{0.7} \left(\frac{V^2 - v^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 1.1}$$

donde:

h_L = pérdida de carga (m)

0.7= coeficiente de descarga empírico que considera las pérdidas por turbulencias y remolinos

V = velocidad de flujo a través de la apertura de las rejas (m/s)

v = velocidad de acercamiento en el canal aguas arriba (m/s)

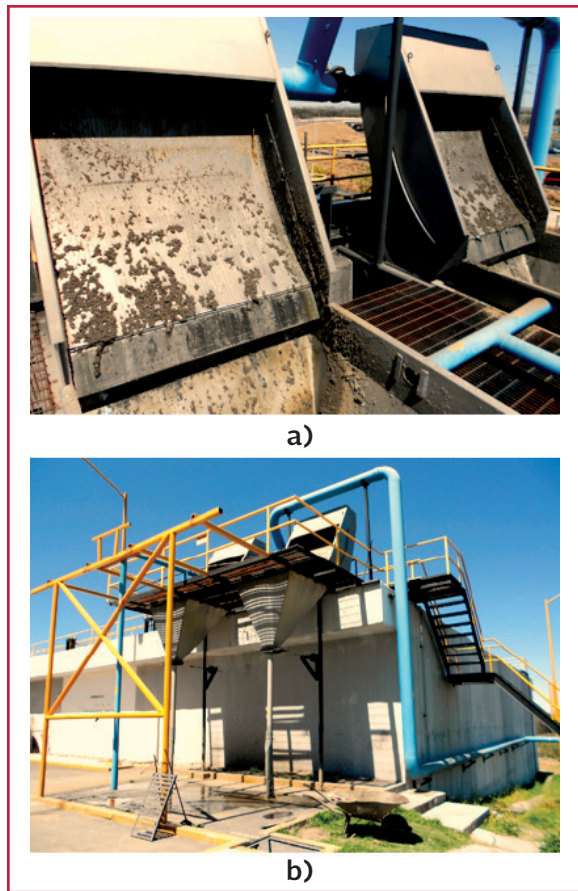
g = aceleración debida a la gravedad (m/s²)

Las pérdidas se calculan con las barras limpias. El ensuciamiento de estas provoca un aumento en la pérdida de carga.

Rejillas finas

La pérdida de carga a través de las rejillas puede obtenerse con las tablas emitidas por el fabri-

Ilustración 1.3 Rejillas estáticas



cante, o puede calcularse por medio de la fórmula común para orificios:

$$h_L = \frac{1}{C(2g)} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 \quad \text{Ecuación 1.2}$$

donde:

h_L = pérdida de carga (m)

C = coeficiente de descarga de la malla

G = aceleración debida a la gravedad (m/s^2)

Q = descarga a través de la malla (m^3/s)

A = área abierta efectiva de la malla sumergida (m^2)

Los valores C y A dependen de los valores de diseño de la malla, así como el tamaño y apertura

Tabla 1.3 Criterios de diseño de rejillas y rejillas (Metcalf & Eddy, Inc., 2003)

Característica	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Tamaño de barra		
Ancho (mm)	5.08 - 15.24	5.08 - 15.24
Profundidad (mm)	25.4 - 38.1	25.4 - 38.1
Espacio entre barras (mm)	25.4 - 50.8	15.24 - 76.2
Inclinación sobre la vertical (grados)	30 - 45	0 - 30
Velocidad de acercamiento (m/s)	0.3048 - 0.6096	0.6096 - 0.9906
Pérdida de carga permisible (mm)	152.4	152.4

de las ranuras; tanto el diámetro de la armadura como el porcentaje del área abierta deberán determinarse experimentalmente. Un valor típico de C para una malla limpia es de 0.6. La pérdida de carga en una malla limpia es prácticamente insignificante. En la Tabla 1.3 se presentan los principales criterios de diseño para este tipo de unidades.

El criterio más utilizado para calcular la pérdida de carga en estas unidades es mediante la fórmula de Kirschmer, cuando se conoce la forma de las barras y la altura o la energía de velocidad del flujo entre las barras.

$$h_1 = \beta \left(\frac{W}{b} \right)^{\frac{4}{3}} h_v \sin \theta \quad \text{Ecuación 1.3}$$

donde:

h_1 = pérdida de carga (m)

β = 2.42 para barras rectangulares de cara recta

β = 1.67 para barras rectangulares con cara semicircular aguas arriba y abajo

β = 1.83 para barras rectangulares con cara semicircular aguas arriba

$\beta = 1.79$ para barras circulares
 $w =$ ancho máximo de la sección transversal de las barras (m)
 $b =$ espaciamiento o separación mínima entre las barras (m)
 $h_v =$ altura o energía de velocidad de flujo de aproximación (m)
 $\theta =$ ángulo de la rejilla horizontal

1.2. EJEMPLOS DE CÁLCULO DE REJAS Y REJILLAS

1.2.1. REJAS PARA SÓLIDOS GRUESOS

Una reja de barras rectangulares de 2.00 cm de espesor, instalada con una inclinación de 45° con la horizontal y espaciamiento libre entre barras (C) de 3.80 cm (el arreglo se presenta de la Ilustración 1.4 a la Ilustración 1.6), recibe un caudal máximo de 200.00 L/s. La limpieza de la reja es de forma manual. El canal desarenador tiene un tirante hidráulico (h) de 0.67 m, 1.00 m de ancho (W) y un bordo libre (h_b) de 0.30 m determinar los siguientes conceptos:

Área del canal:

$$A = Wh \quad \text{Ecuación 1.4}$$

donde:

$A =$ área de canal (m^2)
 $W =$ ancho del canal (m)
 $h =$ tirante hidráulico (m)
 $A = 1.00 \text{ m} \cdot 0.67 \text{ m} = 0.67 \text{ m}^2$

Velocidad antes de la reja:

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{Ecuación 1.5}$$

donde

$V =$ velocidad antes de la reja (m/s)
 $Q =$ caudal (m^3/s)
 $A =$ área de canal (m^2)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.20 \frac{m^3}{s}}{0.67 m^2} = 0.30 \frac{m}{s}$$

Longitud de la reja:

$$L = \frac{h + h_b}{\sin \theta} \quad \text{Ecuación 1.6}$$

donde:

$L =$ longitud de la reja (m)
 $h =$ tirante hidráulico (m)
 $h_b =$ bordo libre (m)
 $\theta =$ ángulo de inclinación

$$L = \frac{0.67 \text{ m} + 0.30 \text{ m}}{\sin 45^\circ} = 1.37 \text{ m}$$

Número de barras:

$$C = \frac{W - nd_b}{n + 1} \rightarrow n = \frac{W - C}{C + d_b} \quad \text{Ecuación 1.7}$$

donde:

$C =$ claro de barras (apertura) (m)
 $W =$ ancho del canal (m)
 $n =$ número de espacios
 $n+1 =$ número de barras
 $d_b =$ espesor de la barra (m)

$$n = \frac{1.00 \text{ m} - 0.038 \text{ m}}{0.038 \text{ m} + 0.02 \text{ m}} = 16.59 \approx 17 \text{ espacios}$$

$$n-1 = 16 \text{ barras}$$

Velocidad de acercamiento, aguas arriba:

$$V_a = \frac{Q}{(W - d_b)h} \quad \text{Ecuación 1.8}$$

donde:

V_a = velocidad de acercamiento (m/s)

Q = caudal (m³/s)

W = ancho del canal (m)

h = tirante hidráulico (m)

d_b = espesor de la barra (m)

$$V_a = \frac{0.2 \frac{m^3}{s}}{(1.00m - 0.02m)0.67m} = 0.31 \frac{m}{s}$$

Velocidad a través de la reja:

$$A_r = n d_b h = 16 * 0.020 m * 0.67 m = 0.21 m^2$$

Ecuación 1.9

$$V_r = \frac{Q}{A - A_r} = \frac{0.20 \frac{m^3}{s}}{0.67m^2 - 0.21m^2} = 0.43 \frac{m}{s}$$

Ecuación 1.10

donde:

V_r = velocidad a través de la reja (m/s)

Q = caudal (m³/s)

A = área del canal (m²)

A_r = área de las rejillas (m²)

n = número de espacios

h = tirante hidráulico (m)

d_b = espesor de la barra (m)

Pérdida hidráulica:

$$h_L = \frac{1}{0.7} \left(\frac{V_r^2 - V_a^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 1.11}$$

donde:

h_L = pérdida hidráulica (m)

V_r = velocidad a través de la reja (m/s)

V_a = velocidad de acercamiento (m/s)

g = gravedad (9.81 m/s²)

$$h_L = \frac{1}{0.7} \left(\frac{\left(0.43 \frac{m}{s}\right)^2 - \left(0.31 \frac{m}{s}\right)^2}{2(9.81) \frac{m}{s^2}} \right) = 0.0065m$$

$$h_L = 0.65 \text{ cm} = 6.5 \text{ mm}$$

Arreglo de barras:

- Ancho del canal = 1.00 m
- 16 barras de 0.02 m de espesor = 0.32 m
- 17 espacios de 0.038 m = 0.64 m
- $\Sigma = 0.97 \text{ m} < 1.00 \text{ m}$

Alternativas para el arreglo:

- Asignar 1.5 cm a cada lado
- Reducir el espacio entre barras

Aumentando el espacio entre barras a 0.037 m y considerando que el número de barras $(n - 1) = 17$, el número de espacios entre barras = 18.

- 17 barras de 0.02 m de espesor = 0.34 m
- 18 espacios de 0.037 m = 0.66 m
- $\Sigma = 1.00 \text{ m} = \text{ancho del canal}$

Recalculando la pérdida hidráulica:

$$V_a = 0.31 \frac{m}{s}$$

$$\begin{aligned} A_r &= n d_b h \\ &= 17(0.02m)(0.67m) = 0.23m^2 \end{aligned}$$

$$V_r = \frac{Q}{A - A_r}$$

$$= \frac{0.2 \frac{m^3}{s}}{0.67m^2 - 0.23m^2} = 0.45 \frac{m}{s}$$

$$h_L = \frac{1}{0.7} \left(\frac{V_r^2 - V_a^2}{2g} \right)$$

$$= \frac{1}{0.7} \left(\frac{(0.45m/s)^2 - (0.31m/s)^2}{2(9.81m/s^2)} \right) = 0.008m$$

Ecuación 1.12

$$h_L = 0.0080 m = 8.00 mm$$

El resumen se presenta en la tTabla 1.4.

1.2.2. REJILLAS PARA SÓLIDOS MEDIOS

Una rejilla de barras circulares de 2.00 cm de diámetro, instalada con una inclinación de 30° con la horizontal y espaciamiento libre entre barras de 1.80 cm, recibe un caudal máximo de 200 L/s. La limpieza de la rejilla es mecánica, la velocidad de acercamiento es de 0.35 m/s. El canal desarenador tiene un tirante hidráulico (h) de 0.66 m, 1.00

m de ancho (W) y un bordo libre (h_b) de 0.30 m. Determinar los siguientes conceptos:

Área del canal:

$$A = W * h \quad \text{Ecuación 1.13}$$

donde:

A = área de canal (m^2)

W = ancho del canal (m)

h = tirante hidráulico (m)

$$A = 1.00 m * 0.66 m = 0.66 m^2$$

Velocidad antes de la rejilla:

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{Ecuación 1.14}$$

donde:

V = velocidad antes de la reja (m/s)

Q = caudal (m^3/s)

A = área de canal (m^2/s)

$$V = \frac{0.20 \frac{m^3}{s}}{0.66m^2} = 0.30 \frac{m}{s}$$

Tabla 1.4 Resumen de los valores del ejemplo

Concepto	Valor	Unidad
Ancho del canal (W)	1	m
Tirante hidráulico (h)	0.67	m
Bordo libre (h_b)	0.3	m
Número de espacios (n)	18	m
Número de barras ($n-1$)	17	
Espesor de la barra (d_b)	0.02	
Claro de barras, apertura (C)	0.037	m
Inclinación de la reja	45	°
Pérdida hidráulica, h_L	8	mm
Velocidad de acercamiento, V_a	0.31	m/s
Velocidad a través de la reja, V_r	0.45	m/s

Ilustración 1.4 Arreglo de la reja

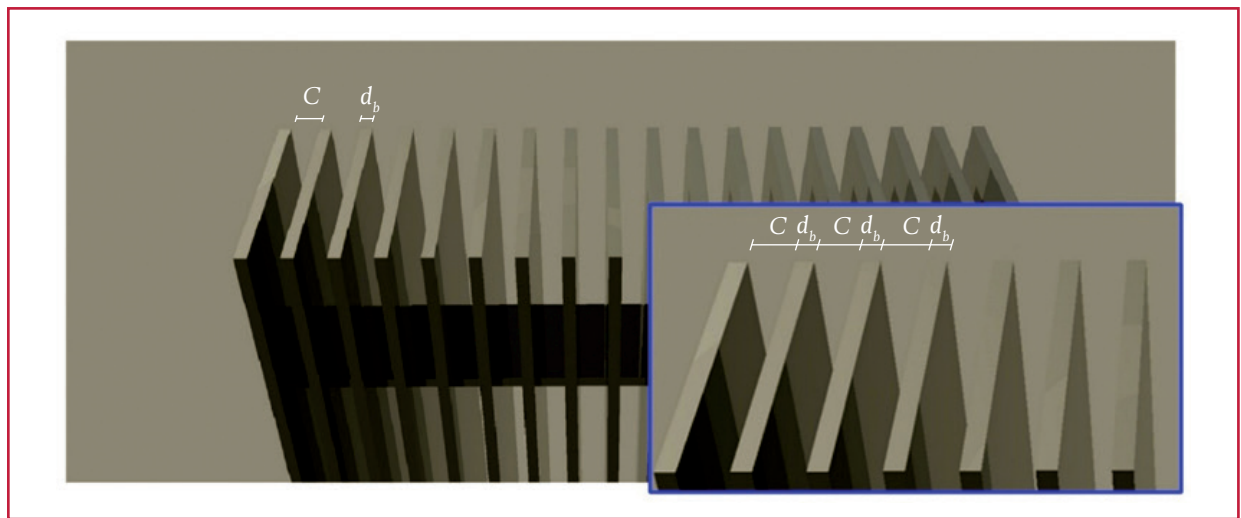


Ilustración 1.5 Corte de la reja

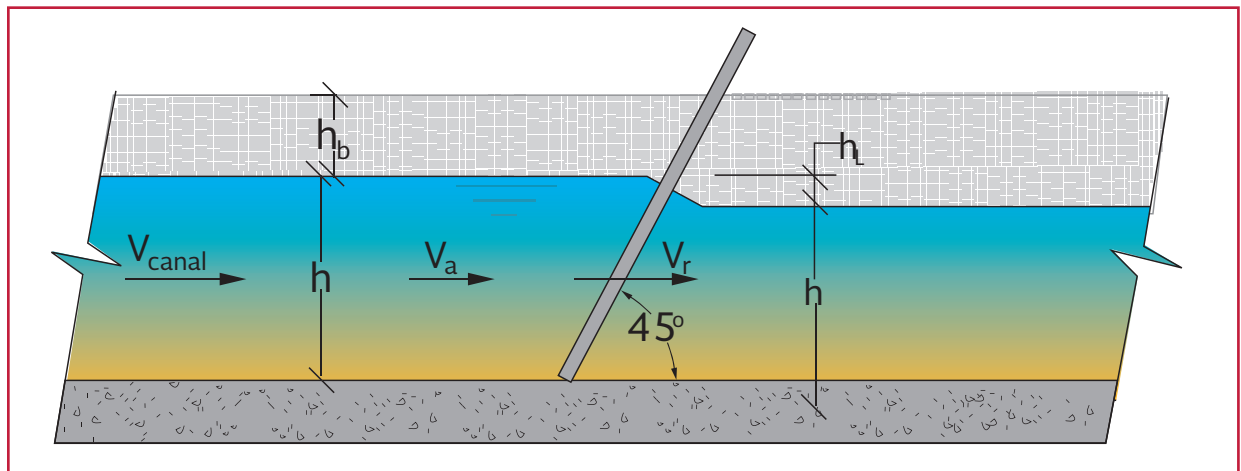
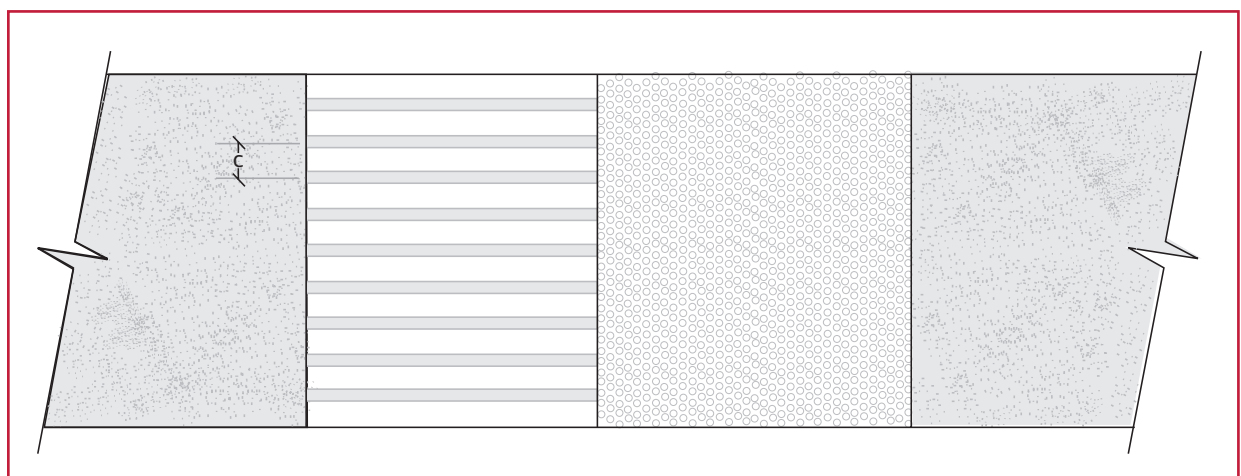


Ilustración 1.6 Planta de la reja



Longitud de la rejilla:

$$L = \frac{h + h_b}{\sin \theta} \quad \text{Ecuación 1.15}$$

donde:

L = longitud de la reja (m)

h = tirante hidráulico (m)

h_b = bordo libre (m)

θ = ángulo de inclinación

$$L = \frac{0.66 \text{ m} + 0.30 \text{ m}}{\sin 45^\circ} = 1.92 \text{ m}$$

Número de barras:

$$C = \frac{W - nd_b}{n + 1} \rightarrow n = \frac{W - C}{C + d_b} \quad \text{Ecuación 1.16}$$

donde:

C = claro de barras (apertura) (m)

W = ancho del canal (m)

n = número de espacios

$n-1$ = número de barras

d_b = espesor de la barra (m)

$$n = \frac{1.00 \text{ m} - 0.018 \text{ m}}{0.018 \text{ m} + 0.02 \text{ m}} = 25.8 \approx 26 \text{ espacios}$$

$$n-1 = 25 \text{ barras}$$

Arreglo de barras:

- Ancho del canal = 1.00 m
- 25 barras de 0.02 m de espesor = 0.50 m
- 26 espacios de 0.018 m = 0.47 m
- $\Sigma = 0.97 \text{ m} < 1.00 \text{ m}$

Alternativas para el arreglo:

- Asignar 1.50 cm a cada lado
- Aumentar el espacio entre barras

Aumentando el espacio entre barras a 0.019 m, considerando el número de barras ($n-1$) = 25 y el número de espacios entre barras = 26, tenemos:

- 25 barras de 0.02 m de espesor = 0.50 m
- 26 espacios de 0.019 m = 0.49 m
- $\Sigma = 0.99 \text{ m}$ (se asignan 5 mm de cada lado)

Pérdida hidráulica (Kischmer):

$$h_L = \beta \left(\frac{d_b}{C} \right)^{\frac{4}{3}} h_v \sin \theta \quad \text{Ecuación 1.17}$$

donde:

h_L = pérdida hidráulica (m)

β = 1.79 para barras circulares

d_b = espesor de la barra (m)

C = claro de barras (apertura) (m)

h_v = altura o energía de velocidad de flujo de aproximación (m)

θ = ángulo de la rejilla horizontal

$$h_v = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{\left(0.35 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)^2}{2 \left(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right)} = 6.24 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{Ecuación 1.18}$$

donde

h_v = altura o energía de velocidad de flujo de aproximación (m)

V_a = velocidad de acercamiento (0.30 m/s - 0.60 m/s), de 0.35 m/s

g = gravedad (9.81 m/s²)

$$h_L = 1.79 \left(\frac{0.02 \text{ m}}{0.019 \text{ m}} \right)^{\frac{4}{3}} * (6.24 * 10^{-3} \text{ m}) * \sin 30^\circ = 0.006 \text{ m} = 6.00 \text{ mm}$$

Velocidad a través de la reja:

$$A_r = n d_b h = 26(0.20 \text{ m})(0.66 \text{ m}) = 0.34 \text{ m}^2$$

Ecuación 1.19

$$V_r = \frac{Q}{A - A_r} = \frac{0.20 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.66 \text{ m}^2 - 0.34 \text{ m}^2} = 0.63 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Ecuación 1.20

El resumen se presenta en la Tabla 1.5.

1.3. DESARENADO

El desarenado es una parte importante del tratamiento de aguas residuales, evita la abrasión innecesaria y el desgaste de los equipos mecánicos, la deposición de arena en tuberías y canales, y la acumulación de arena en digestores anaerobios y tanques de aireación. Además, reduce la frecuencia de limpieza del digestor causada por la acumulación excesiva de arena. La experiencia en la operación de plantas ha demostrado que la arena está presente en las aguas residuales, normalmente transmitida por los sistemas de alcantarillado separados o combinados, sobre todo por el segundo. Sin el desarenado, la arena sería eliminada en los clarificadores primarios o, si la planta carece de

tratamiento primario, en tanques de aireación y clarificadores secundarios. La instalación de un sistema de desarenado es ahora una práctica común para las plantas de tratamiento con equipos mecánicos y procesos del manejo de lodos, ya que la retención de las arenas evita que los equipos se deterioren.

Hay tres tipos generales de desarenadores:

- De flujo horizontal, ya sea de configuración rectangular o cuadrada, aireado y de tipo vórtice. En el tipo de flujo horizontal, el flujo pasa a través de la cámara en una dirección horizontal y la velocidad es controlada por las dimensiones de la unidad, una buena distribución del afluente y un vertedor de control en el extremo efluente ayudan mucho al funcionamiento de la unidad
- El desarenador aireado consiste en un tanque de aireación en espiral donde la velocidad de flujo en espiral es inducida y controlada por las dimensiones del tanque y la cantidad de aire suministrado a la unidad
- El tipo vórtice consiste en un tanque cilíndrico en el que el flujo entra tan-

Tabla 1.5 Resumen de los valores del ejemplo 1.2.2

Concepto	Valor	Unidad
Ancho del canal (W)	1	m
Tirante hidráulico (h)	0.66	m
Bordo libre (h_b)	0.3	m
Número de espacios (n)	26	m
Número de barras (n-1)	25	
Diámetro de la barra (d_b)	0.02	
Claro de barras, apertura (C)	0.019	m
Inclinación de la reja	30	°
Pérdida hidráulica, h_L	6	mm
Velocidad de acercamiento, V_a	0.35	m/s
Velocidad a través de la reja, V_r	0.63	m/s

gencialmente creando un patrón de flujo en vórtice; fuerzas centrífugas y gravitacionales provocan que la arena se separe

El diseño de desarenadores se basa normalmente en la eliminación de partículas de arena que tienen un peso específico de 2.65, una temperatura de aguas residuales de 15.5° C y un tamaño de partícula de 0.21mm; sin embargo, los datos encontrados para la eliminación de arena en cuanto a gravedad específica están en el rango de 1.3 - 2.7 (WPCF, 1985).

Dependiendo del tipo de operación que se utilice, el grano eliminado se concentra a menudo en un ciclón, clasificador, y se lava para eliminar el material orgánico más ligero capturado con la arena.

Los materiales de grano encontrados en las aguas residuales en general se caracterizan como imputrescibles y tienen una velocidad de asentamiento mayor que la de los sólidos orgánicos putrescibles; las partículas de arena son discretas y no floculantes. Los materiales de grano incluyen partículas de arena, grava, materiales minerales y orgánicos mínimamente putrescibles, como granos de café, cáscaras de huevo, cáscaras de frutas y semillas.

El primer uso de sistemas de eliminación de arenas fue de afluentes de plantas de alcantarillados combinados. El uso de estos sistemas ha demostrado que si un sistema de alcantarillado está separado, combinado, grande o pequeño, la operación de la planta de tratamiento se beneficia con la eliminación de arenilla del flujo entrante. El desarenado es fundamental para la protección de bombas centrífugas de deshidratación de lodos y de alta presión, bombas de

cavidad progresiva y de diafragma; todo se daña fácilmente con la arena.

Los desarenadores de flujo horizontal rectangulares y cuadrados se han utilizado durante muchos años. Sin embargo, su uso en las nuevas instalaciones se ha limitado a favor de las cámaras de tipo aireado y vórtice, principalmente en plantas medianas y grandes.

Desarenadores de flujo horizontal rectangulares. El tipo más antiguo de desarenador utilizado es el de flujo horizontal de velocidad controlada. Estas unidades se han diseñado para mantener una velocidad del orden de 0.3 m/s que proporciona tiempo suficiente para que las partículas de arena puedan asentarse en el fondo del canal. La velocidad de diseño llevará la mayoría de las partículas orgánicas a través de la cámara y tenderá a volver a suspender las partículas orgánicas que se depositen, pero permitiendo que la arena más pesada se estabilice.

El diseño básico de los desarenadores de flujo horizontal rectangulares es que, en las condiciones más adversas, la partícula más ligera del grano llegará a la cama del canal antes del extremo de salida. Normalmente, los desarenadores están diseñados para eliminar todas las partículas de arena que se retienen en una malla de 0.21 mm de diámetro, aunque muchas cámaras se diseñan para eliminar las partículas de arena que se retienen en una malla de 0.15 mm de diámetro. La longitud del canal se regirá por la profundidad requerida por la velocidad de sedimentación y la sección de control y el área de la sección transversal se regirá por la tasa de flujo y por el número de canales. Además se debe tomar en cuenta una longitud adicional por turbulencia en la entrada y salida de la unidad.

El retiro de la arena en desarenadores de flujo horizontal se realiza generalmente por un sistema de rastras. Las cadenas y cangilones se utilizan para elevar la arena removida y para la eliminación o lavado. En plantas pequeñas, los desarenadores se limpian manualmente.

Desarenadores de flujo horizontal cuadrados. Los desarenadores de flujo horizontal cuadrados han estado en uso durante más de 60 años. El afluente a las unidades se distribuye sobre la sección transversal del tanque por una serie de álabes fijos. El agua residual fluye distribuida en líneas rectas a través del tanque y rebosa con descarga libre. Cuando se utilizan desarenadores cuadrados, generalmente es aconsejable utilizar al menos dos unidades. Estos tipos de desarenadores están diseñados sobre la base de las tasas de desbordamiento que dependen del tamaño de las partículas y la temperatura de las aguas residuales. Están diseñados para eliminar nominalmente 95 por ciento de las partículas de 0.15 mm de diámetro (malla 100) con el flujo máximo.

En desarenadores cuadrados, los sólidos se separan por un mecanismo giratorio de rastras con brazo colector de grasas en un lado del tanque. La arena puede ser arrastrada con una pendiente por un mecanismo de rastras de vaivén, las arenas pueden ser bombeadas desde el tanque a través de un desarenador ciclónico para separar el material orgánico y concentrarse. El concentrado de la arena se puede lavar de nuevo en un clasificador utilizando un rastrillo de vaivén sumergible o un transportador de tornillo inclinado. Por cualquiera de los métodos, los sólidos orgánicos se separan de la arena.

1.3.1. TIPOS DE DESARENADORES Y SUS PARÁMETROS DE DISEÑO

La cantidad y la composición de la arena y su efecto en las unidades del tratamiento son las principales consideraciones en la selección de los métodos y equipo de remoción. Los métodos se eligen con base en la pérdida de carga, requerimientos de espacio, topografía, tipo de equipo utilizado en la planta y consideraciones económicas.

Algunos desarenadores se emplean para controlar la velocidad del agua residual que entra en la planta. Estos se pueden dividir básicamente en tres tipos: de velocidad controlada, aireados y de nivel constante.

1.3.1.1. Desarenadores horizontales con control de velocidad

La arena en el agua residual tiene una gravedad específica entre 1.5 y 2.7, mientras que la correspondiente a la materia orgánica es de 1.02. Por ello, la sedimentación diferencial es un mecanismo seguro para la separación de la materia orgánica.

Los desarenadores con control de velocidad son canales de sedimentación largos y estrechos, generalmente se cuenta con un mínimo de dos canales para fines de limpieza. En ocasiones, se emplean varios canales para el control de la velocidad, pero se puede lograr un arreglo más económico y eficiente usando un panel de control a la entrada y salida del mismo. Las secciones de control incluyen vertedores proporcionales tipo Sutro, canales Parshall, canal parabólico. Estas

secciones mantienen la velocidad constante del canal a grandes intervalos de flujo.

Los vertedores proporcionales tipo Sutro, mantienen una velocidad constante al variar la profundidad, pero como requieren una descarga libre, están sujetos a grandes pérdidas de carga. No cuentan con cámara para el depósito de arena o espacio para equipo colector de ésta. Se localizan a 150 o 300 mm al final del desarenador. Sus principales ventajas son: mantener una velocidad promedio y la posibilidad de utilizar desarenadores sencillos.

Si el desarenador se localiza antes de un canal Parshall, este deberá instalarse a 150 o 300 mm al final del desarenador, previendo el depósito, arrastre y suspensión de las partículas de arena. Un canal Parshall ofrece una velocidad transversal uniforme, medición de flujo y fácil instalación al usar equipo prefabricado. Sus desventajas consisten en pérdidas de carga alta con descarga libre. Normalmente, los desarenadores con control de velocidad son de limpieza manual, pero se recomienda la limpieza mecánica para flujos mayores de 3 800 m³/d (50 L/s).

Ilustración 1.7 Desarenadores horizontales



Tabla 1.6 Criterios de diseño para desarenadores horizontales

Componente	Rango	Comentario
Dimensiones		
Profundidad del agua (m)	0.6 – 1.5	Depende del área del canal y del gasto
Longitud (m)	3 – 25	En función de la profundidad del canal y de la velocidad de sedimentación de la arena
% adicional por entrada y turbulencia	25 – 50	Basado en la longitud teórica
Tiempo de retención a gasto pico (s)	15 – 90	En función de la velocidad y la longitud del canal
Velocidad horizontal (m/s)	0.15 – 0.4	Velocidad óptima, 0.3 m/s

Fuente: *Design of Municipal Wastewater Treatment Plants*, Volume I (1992)

Los equipos mecánicos para la extracción de la arena sedimentada son:

- Transportador de cangilones o rascadores (plantas pequeñas)
- Elevadores de cadena continua con cangilones o transportador de tornillo helicoidal (plantas grandes)

1.3.1.2. Desarenadores aireados

Desarenadores de este tipo (Ilustración 1.8) se emplean para la remoción selectiva de arena. Son similares a los tanques de aeración con flujo en espiral. La corriente en espiral se genera por la acción de difusores de aire instalados en uno de los lados del tanque, a una altura de 0.6 a 0.9 m a partir del fondo.

Las partículas de arena presentes en el agua residual al entrar al desarenador sedimentan con diferente velocidad ya que esta depende del tamaño, gravedad específica y la velocidad

de rotación o agitación en el tanque. La rapidez de difusión del aire y la forma del tanque son parámetros importantes que deben ser considerados ya que gobiernan la agitación y la sedimentación de las partículas. La rapidez del aire se ajusta para crear una velocidad cercana al fondo lo suficientemente baja para que sedimente la arena, mientras tanto, las partículas orgánicas, que son menos pesadas, son arrastradas fuera del tanque.

Generalmente, los desarenadores aireados se diseñan para eliminar partículas de arena con gravedad específica de 2.5, retenidas en un tamiz de malla 65 (diámetro de 0.21 mm). Asimismo pueden eliminar eficientemente partículas más pequeñas al reducir la velocidad del aire.

El sistema debe estar controlado hidráulicamente ya que de no estarlo, la operación será deficiente. Este problema se soluciona colocando una mampara longitudinal cerca de la cámara de colección de arena.

Ilustración 1.8 Desarenador aireado



En los sistemas de desarenación aireados, el aire introducido a lo largo del tanque con un sistema de aireación colocado en la parte inferior, provoca una espiral patrón de velocidad, perpendicular al flujo, a lo largo del tanque. Las partículas más pesadas, con velocidades de sedimentación mayores, caen al fondo, mientras que el aire suspende las partículas orgánicas más ligeras, que más tarde serán llevadas fuera del tanque. La acción de balanceo inducido por los difusores de aire es independiente del flujo a través del tanque. Las partículas más pesadas que se depositan en el fondo del tanque se mueven por el flujo en espiral del agua en la parte inferior del tanque y luego en una tolva para depositar la arena. La cadena y cangilones, colectoras, tornillos sinfines, cucharones de almeja, bombas de impulsor o bombas de aire empotradas conducen la arena recogida de la tolva del tanque.

Criterios de diseño típicos para desarenadores aireados que evitan problemas de operación:

- Las tasas de aire suelen oscilar desde 4.6 hasta 12.4 L/(s m) de longitud del tanque. Las tasas tan bajas como 1.5 L/(s m) se han utilizado en tanques poco profundos y estrechos. Tasas mayores de 7.7 L/(s m) se utilizan a menudo para tanques profundos y anchos, colocando válvulas y medidores de flujo para el monitoreo y el control de la velocidad del flujo de aire en cada banco de difusores. La aireación es preferible con la burbuja de difusores de banda ancha, la cual es cónica y permite incluso la eliminación de la arena a lo largo de la longitud de la cámara y puede tomarse el suministro de aire del proceso de la planta para la cámara de arena, pero se

prefiere utilizar sopladores exclusivos para el desarenador

- Como buena práctica, un tiempo mínimo de retención hidráulica es de 3 minutos, a caudales máximos instantáneos; así se capturará de forma confiable 95 por ciento de la arena de 0.21 mm de diámetro. Los tiempos de retención más largos mejoran la remoción de arena y puede ser necesario preaerear para capturar partículas de arena más pequeñas. El tiempo de retención, sin embargo, es un criterio menos importante que el deflector y la ubicación del difusor
- La relación apropiada longitud-ancho de la cámara oscila entre 2.5:1 y 5:1. Sin embargo, se han utilizado con éxito los tanques cuadrados cuando la ubicación del difusor de aire es adecuada (perpendicular al flujo a través del tanque) y cuando se colocan deflectores para evitar los cortocircuitos
- En la entrada y la salida del tanque se colocan deflectores de manera que el flujo a través del tanque sea perpendicular al patrón de la espiral. Los deflectores de entrada y de salida servirán para disipar la energía y reducir al mínimo los cortocircuitos. Un buen diseño debe incluir deflectores intermedios a través del ancho del tanque para evitar cortocircuitos a través del centro del movimiento del agua
- Se recomienda colocar un deflector longitudinal aproximadamente a 1 m de la pared a lo largo de los difusores de aire para ayudar a controlar el patrón de movimiento

La Ilustración 1.9 muestra la sección transversal de un desarenador aireado.

Con un ajuste apropiado de la cámara aireada de arena, a un nivel de 150 mm por debajo de la parte superior del agua, se debe producir una velocidad de giro de 0.6 m/s cerca de la entrada del tanque y 0.4 m/s en la salida del tanque.

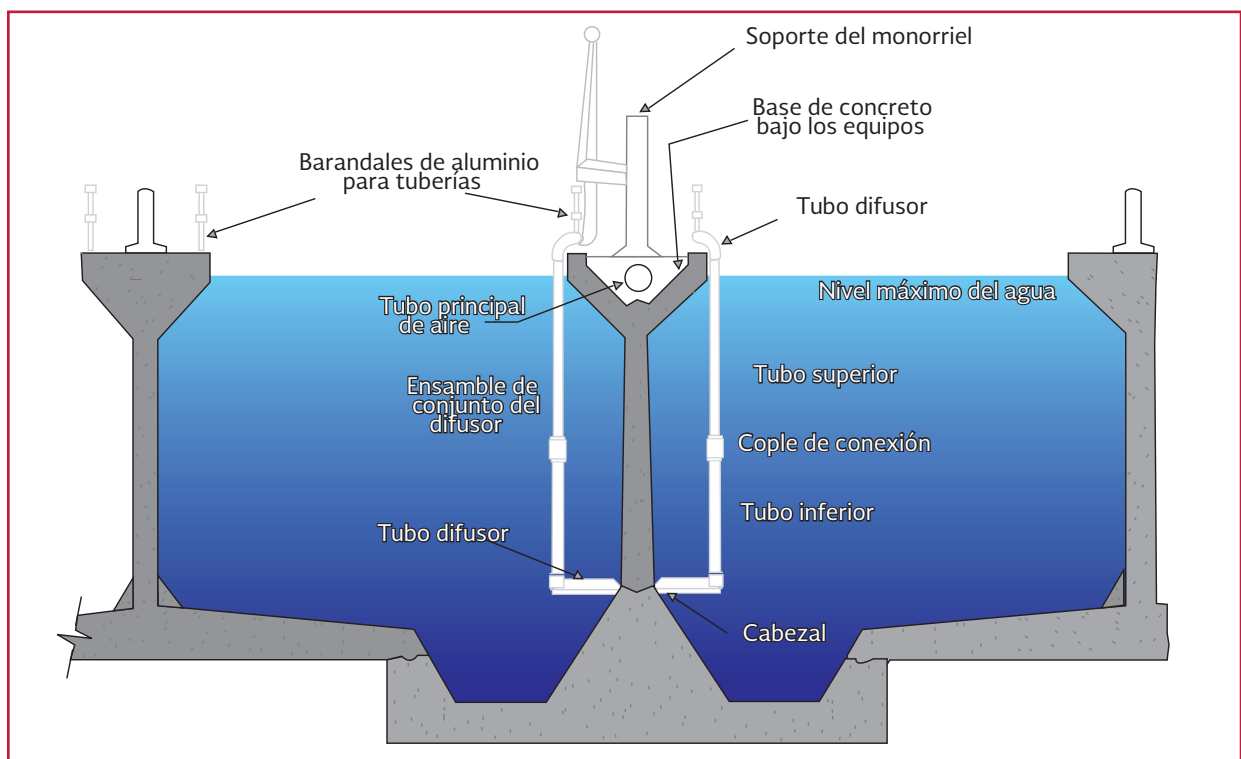
Debido a las altas fuerzas centrífugas cerca de la apertura de descarga, algunas de las partículas, dependiendo de su tamaño, la densidad y la resistencia, son retenidas dentro del cuerpo del vórtice libre, mientras que otras partículas son barridas fuera de la unidad. Las partículas de arena y la arena se mantendrán, mientras que las partículas orgánicas son retiradas de la unidad. Las partículas orgánicas que tienen la misma velocidad de sedimentación que la arena serán típicamente de cuatro a ocho veces más grandes. Las correspondientes fuerzas de arrastre de estas partículas orgánicas serán 16 a 64 veces mayores. Como resultado, las partículas orgánicas tienden a

moverse con el fluido y se transportan fuera de la unidad. Las partículas retenidas en el vórtice libre se asientan en última instancia en la parte inferior de la unidad, por gravedad. Las partículas orgánicas que a veces se retienen consisten, en general, en aceite y grasa adheridos a partículas de arenilla o arena.

Este tipo de desarenadores se emplean para una remoción selectiva de arena. Son similares a los tanques de aeración con flujo en espiral. La corriente en espiral se genera por la acción de difusores de aire instalados en uno de los lados del tanque, a una altura de 0.6 a 0.9 m a partir del fondo.

Las partículas de arena presentes en el agua residual, al entrar al desarenador sedimentan con diferente velocidad ya que esta depende del tamaño, gravedad específica y la velocidad de rotación o agitación en el tanque. La rapidez de difusión en el aire y la forma del tan-

Ilustración 1.9 Sección transversal de un desarenador aireado



que son parámetros importantes que deben ser considerados ya que gobiernan la agitación y la sedimentación de partículas. La rapidez del aire se ajusta para crear una velocidad, cercana al fondo, lo suficientemente baja para que sedimente la arena: mientras tanto, las partículas orgánicas, que son menos pesadas, son arrastradas fuera del tanque.

Generalmente, los desarenadores aireados se diseñan para eliminar partículas de arena con gravedad específica de 2.5, retenidas en un tamiz de malla 0.65 (diámetro de 0.21 mm). Así mismo pueden eliminar, eficientemente, partículas más pequeñas al reducir la velocidad del aire. El sistema debe estar controlado hidráulicamente ya que de no hacerlo la operación será deficiente. Este problema se soluciona colocando una mampara longitudinal cerca de la cámara de colección de arena. La Tabla 1.7 presenta

las características comunes para desarenadores aireados.

La velocidad de la rotación transversal o la agitación determinan el tamaño de las partículas de un peso específico dado que serán eliminadas. Si la velocidad es excesivamente elevada, se arrastrará arena fuera del tanque, mientras que si la velocidad es demasiado pequeña se producirá la sedimentación de una parte de la materia orgánica junto con la arena. Con un ajuste adecuado, se puede alcanzar un porcentaje de eliminación cercano a 100 por ciento y la arena estará bien limpia (las arenas que no están bien limpias y contienen una fracción de materia orgánica provocan problemas de olores y atraen insectos). El agua residual circula por el tanque siguiendo una trayectoria helicoidal (Ilustración 1.10) y pasará dos o tres veces por el fondo del tanque en condiciones de caudal punta, incre-

Ilustración 1.10 Modelo de flujo en un desarenador aireado

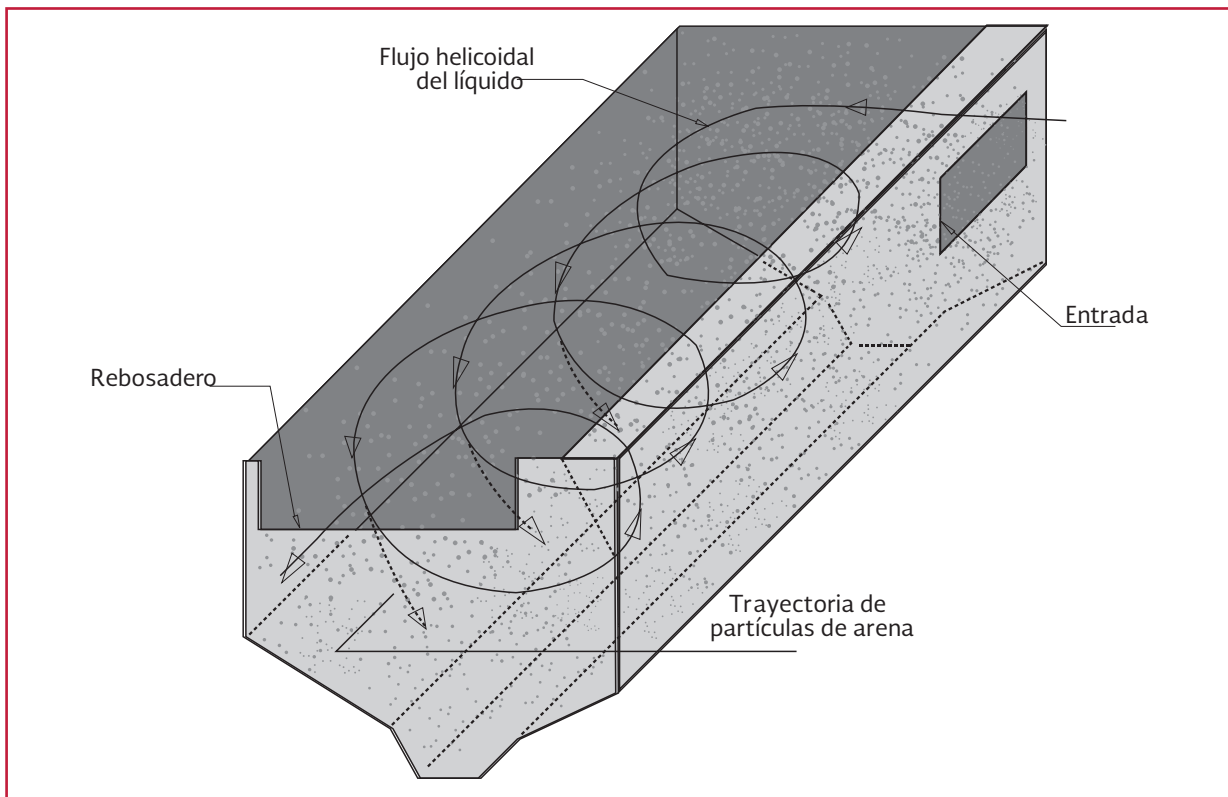


Tabla 1.7 Información típica para desarenadores aireados

Elemento	Intervalo	Típico
Tiempo de detención a caudal punta, (min)	2 - 5	3
Dimensiones		
Profundidad (m)	2.0 - 5.0	
Longitud (m)	7.5 - 20.0	
Anchura (m)	2.5 - 7.0	
Relación anchura-profundidad	1:1 a 5:1	1.5:1
Relación longitud-anchura	3:1 a 5:1	4:1
Suministro de aire (m ³ /min·m de longitud)	0.18 - 0.45	0.3
Cantidad de arena (m ³ /10 ⁶ m ³)	4.0 - 195	15.0

FUENTE: Metcalf & Eddy, Inc., Ingeniería de aguas residuales, Tratamiento, vertido y reutilización, 2003

mentándose el número de pasadas por la parte inferior del tanque cuanto menor sea el caudal.

1.3.1.3. Desarenadores de vórtice

Este tipo de desarenadores trabaja con un flujo tipo vórtice y aprovecha las fuerzas centrífuga y gravitacional. La Ilustración 1.11 muestra un desarenador de estas características. El agua a tratar se introduce de forma tangencial cerca del fondo y sale de forma tangencial a través de la apertura en la parte superior del tanque. Dentro de la unidad se crea un vórtice libre en el cual el producto de la velocidad tangencial por el radio es constante. La fuerza centrífuga a la que es sometida una partícula en este campo de flujo es igual al cuadrado de la velocidad

dividida entre el radio; cuando la fuerza centrífuga es inversamente proporcional al radio, se traduce en un incremento de 125 veces la fuerza centrífuga. La Ilustración 1.12 presenta de forma esquemática el funcionamiento de un desarenador de vórtice.

Dada la magnitud de la fuerza centrífuga cerca del punto de descarga, algunas de las partículas, de acuerdo con su tamaño, densidad y fuerza de arrastre, son retenidas dentro del vórtice, mientras que otras son arrastradas fuera de la unidad. En resumen, la arena se queda en la unidad y las partículas orgánicas salen con el efluente. La arena se extrae por la apertura del fondo de las unidades o bien, se succiona mediante una bomba de aire. La Tabla 1.8 presenta las características comunes para desarenadores de vórtice.

Tabla 1.8 Información típica para el diseño de desarenadores de vórtice

Elemento	Intervalo	Típico
Tiempo de detención a caudal medio (s)		30
Dimensiones		
Diámetro (m)		
Cámara superior (m)	1.25 - 7.0	
Cámara inferior (m)	0.90 - 1.80	
Altura (m)	2.70 - 5.0	
Rendimientos de eliminación (%)		
Malla 50 (0.30 mm)		95+
Malla 70 (0.24 mm)		85+
Malla 100 (0.15 mm)		65+

Fuente: Metcalf & Eddy, Inc. (2003). Ingeniería de aguas residuales, tratamiento, vertido y reutilización.

Ilustración 1.11 Desarenador de vórtice

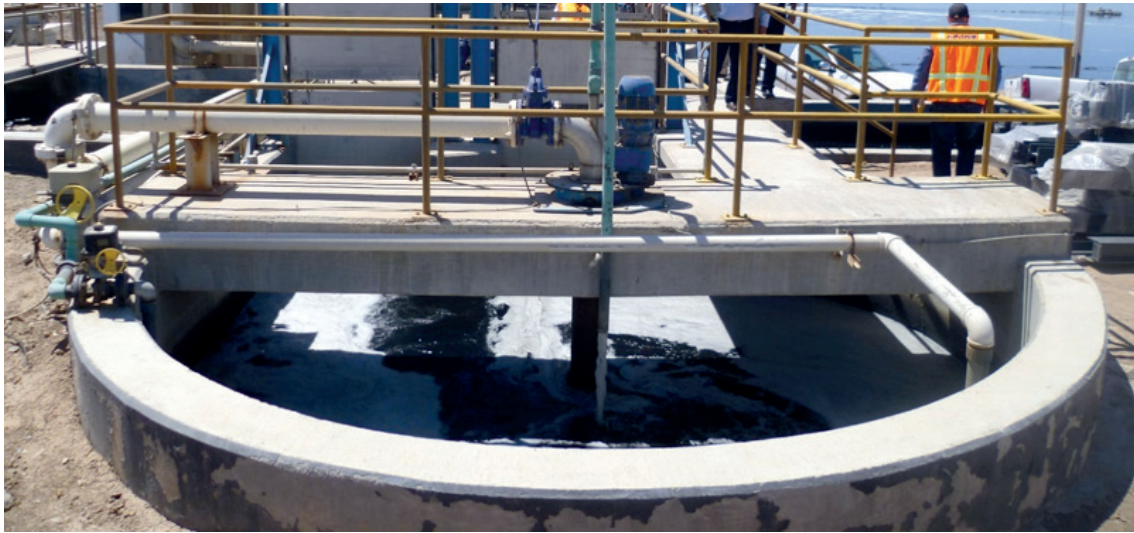
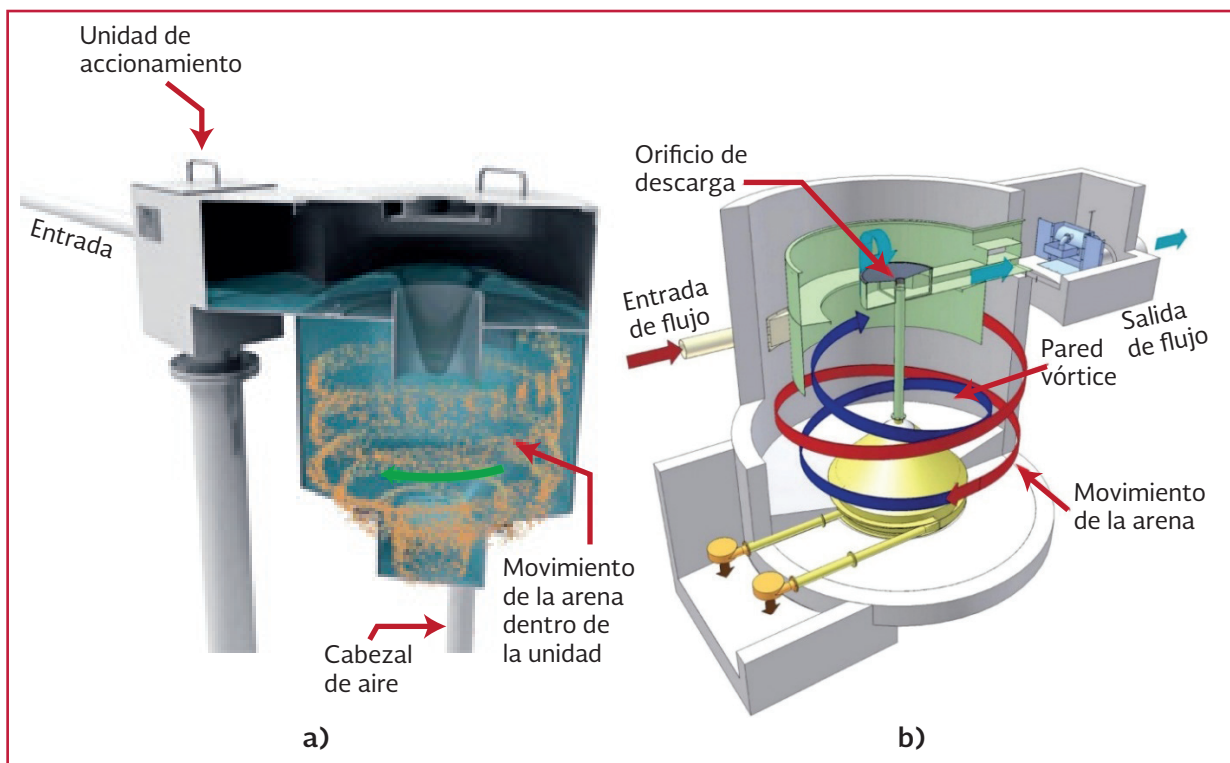


Ilustración 1.12 Desarenadores de vórtice a) Sistema PISTA b) Sistema Teacup



1.3.1.4. Desarenadores rectangulares de nivel constante

Estos desarenadores son propiamente tanques de sedimentación, donde la arena y la materia orgánica sedimentan conjuntamente. Este

tipo de sedimentadores se controla mediante deflectores ajustables que aseguran una velocidad uniforme transversal al tanque. La pérdida de carga es menor que la correspondiente a los desarenadores aireados.

La materia orgánica ligera puede eliminarse antes, durante o después de la remoción de la materia sedimentable.

Las ventajas de los desarenadores de nivel constante son:

- Debido a la formación del tanque se puede eliminar 95 por ciento de la arena siempre que se maneje la concentración y el flujo de diseño
- La arena eliminada del tanque puede ser lavada y drenada con no más de 3 por ciento del peso de la materia putrescible No es necesaria una velocidad uniforme del flujo que ingresa
- El equipo no sufre deterioro por abrasión ya que las partes mecánicas se encuentran por arriba del nivel del agua

La principal desventaja radica en la dificultad para obtener una distribución uniforme del flujo cuando se usan deflectores de paleta.

La Tabla 1.9, presenta la velocidad teórica máxima de derrame para tanques desarenadores en función del tamaño de partícula.

1.3.2. EL CANAL PARSHALL COMO CONTROLADOR DE VELOCIDAD EN DESARENADORES HORIZONTALES

Cuando las plantas de tratamiento de aguas residuales tienen desarenadores horizontales tipo gravedad, consistentes en al menos dos canales desarenadores, se requiere controlar la velocidad del flujo que pasa a través de ellos.

Normalmente, los flujos de entrada a las plantas de tratamiento de aguas son muy variables. A pesar de estas variaciones en gasto, la velocidad del flujo debe permanecer constante o casi constante en el desarenador, con un valor recomendado (generalmente 0.3 m/s); para lograr mantener esta velocidad constante, a flujos variables, se debe colocar un dispositivo de control hidráulico en cada canal, que puede ser un vertedor proporcional (que se estudiará posteriormente) o por medio de canales Parshall colocados al final de cada canal desarenador.

Tabla 1.9 Velocidad teórica máxima de derrame para tanques desarenadores

Tamaño de la partícula		V _s ^a cm/min (ft/s)	Velocidad teórica de derrame requerida ^b	
Diámetro	Malla núm.		m ³ /1 000 m ³ /d	gdp/sq ft
0.83	20	494 (0.27)	7 120	174 500
0.59	28	363 (0.20)	5 200	128 000
0.46	35	247 (0.14)	3 550	87 000
0.33	48	186 (0.10)	2 670	65 500
0.25	60	165 (0.09)	2 370	58 000
0.21	65	131 (0.072)	1 890	46 300
0.18	80	116 (0.063)	1 670	40 900
0.15	100	91 (0.050)	1 320	32 300

^a Basada en temperatura líquida de 15.5°C (60°F) y gravedad específica de 2.65

^b Factor de seguridad de 2 para velocidades derrame contadas para entrada y salida de turbulencia e ineficiencia hidráulica

Fuente: *Design of Municipal Wastewater Treatment Plants*, MOP No.8 volume 1 (1992)

El canal Parshall se selecciona con el criterio ya mencionado, para manejar los gastos mínimo, medio y máximo. El procedimiento que se da a continuación sirve para dimensionar el ancho de los canales desarenadores y calcular los tirantes que manejará el canal Parshall, según sea el gasto que pase por él.

Una ventaja del uso de canales Parshall como dispositivo de control de velocidad, es que la pérdida de carga, suponiendo que trabaja con la sumergencia recomendada, es mucho menor que la pérdida de carga con vertedores proporcionales (Ilustración 1.13), ya que estos vertedores requieren caída libre y un espacio mínimo por debajo de la cresta para que funcionen adecuadamente.

Ejemplo

Diseñar dos cámaras desarenadoras de flujo horizontal, con sección de control constituida por cuatro canaletas Parshall colocadas en el extremo efluente de la cámara, para un caudal promedio de 150 L/s y un caudal pico de 340 L/s. En la Ilustración 1.14 se muestra la cámara.

Generalmente, la sección rectangular tiene una profundidad de 1.0 a 1.5 veces el ancho, y la profundidad de la cámara de almacenamiento de arena es de 15 a 30 cm. Las dimensiones y las fórmulas para el cálculo de la canaleta Parshall se incluyen en las Tabla 1.10, Tabla 1.11, y en la Ilustración 1.13.

Se supone una canaleta con garganta (W) de 30.5 cm, velocidad horizontal de flujo de 0.30 m/s, velocidad de asentamiento del material que se va a remover de 25 mm/s y pérdidas de energía iguales a 10 por ciento de la diferencia en alturas de velocidad. Se debe determinar la

altura del agua sobre la canaleta, la sección de cálculo y de diseño, el tiempo de sedimentación y la longitud de la cámara.

Ecuación de descarga

Para una canaleta Parshall de 30.5 cm según la Tabla 1.10 es:

$$Q = 0.690 H_a^{1.522} \quad \text{Ecuación 1.21}$$

donde:

Q = caudal (m^3/s)

H_a = tirante en 2/3 de A (m)

Para el caudal pico y una sola cámara en funcionamiento se tiene:

$$Q = 0.34 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_a = \left(\frac{0.34 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.690} \right)^{\frac{1}{1.522}} = 0.628 \text{ m}$$

De acuerdo con las dimensiones de la Tabla 1.11, el ancho del canal en el sitio de localización de la cámara del flotador, se determina por el ancho (W) de 30.5 cm y el ancho (D) al inicio del Parshall de 84.5 cm, el valor en 2/3 A resulta de 66.5 centímetros.

La velocidad en el punto de medida de H_a es:

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{W_a H_a} \quad \text{Ecuación 1.22}$$

donde:

V_2 = velocidad en el punto de medida de H_a (m/s)

Q = caudal (m^3/s)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

W_a = ancho de la canaleta en 2/3 de A (m)

H_a = tirante en 2/3 de A (m)

Tabla 1.10 Fórmulas para canales Parshall

Ancho de la garganta (W) (cm)		Ecuación*	Capacidad (L/s)
2.5	(1")	$Q = 0.055 H_a^{1.5}$	0.3-5
5	(2")	$Q = 0.110 H_a^{1.5}$	0.6-13
7.6	(3")	$Q = 0.176 H_a^{1.547}$	0.8-55
15.2	(6")	$Q = 0.381 H_a^{1.58}$	1.5-110
22.9	(9")	$Q = 0.535 H_a^{1.53}$	2.5-250
30.5	(12")	$Q = 0.690 H_a^{1.522}$	3.1-455
45.7	(18")	$Q = 1.054 H_a^{1.538}$	4.3-700
61.0	(24")	$Q = 1.426 H_a^{1.55}$	12-950
91.4	(36")	$Q = 2.182 H_a^{1.566}$	17-1 400
121.9	(48")	$Q = 2.935 H_a^{1.578}$	37-1 900
152.4	(60")	$Q = 3.728 H_a^{1.587}$	60-2 400
182.8	(72")	$Q = 4.515 H_a^{1.595}$	70-2 900
213.4	(84")	$Q = 5.306 H_a^{1.601}$	115-3 450
243.8	(96")	$Q = 6.101 H_a^{1.606}$	130-3 950
305.0	(120")	$Q = 7.463 H_a^{1.6}$	250-5 660

*Q en m³/s; H_a en m

Tabla 1.11 Dimensiones de la canaleta Parshall, de acuerdo con la configuración de la Ilustración 1.13

W (cm)	A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)	G (cm)	K (cm)	N (cm)	R (cm)	M (cm)	P (cm)	X (cm)	Y (cm)
2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9	-	-	50.0	0.8	1.3
5.1	41.4	40.6	13.5	21.4	35.6	11.4	25.4	2.2	4.3	-	-	70.0	1.6	2.5
7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7	40.6	30.5	76.8	2.5	3.8
15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4	40.6	30.5	90.2	5.1	7.6
22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4	40.6	30.5	108.0	5.1	7.6
30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	149.2	5.1	7.6
45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	167.6	5.1	7.6
61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	185.4	5.1	7.6
91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	38.1	222.3	5.1	7.6
122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	45.7	271.1	5.1	7.6
152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	45.7	308.0	5.1	7.6
182.8	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	45.7	344.2	5.1	7.6
213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	45.7	381.0	5.1	7.6
244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	61.0	45.7	417.2	5.1	7.6
305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3	-	-	-	30.5	22.9

$$V_2 = \frac{0.34 \frac{m^3}{s}}{(0.665m)(0.628m)} = 0.8141 \frac{m}{s}$$

$$\frac{V_1^2}{2g} + h = \frac{V_2^2}{2g} + H_a + h_L \quad \text{Ecuación 1.23}$$

donde:

V_1 = velocidad horizontal de flujo (m/s)

V_2 = velocidad en el punto de medida de H_a (m/s)

g = gravedad (9.81 m/s²)

Escribiendo la ecuación de Bernoulli entre el nivel del agua en el extremo aguas abajo del desarenador y el punto de medida de H_a se tiene:

El diagrama ilustra el diseño y funcionamiento de un canal de Parshall, un instrumento utilizado para medir el caudal en canales de pequeña escala. Se presentan dos vistas: la planta (vista superior) y la elevación (vista lateral).

Planta: Muestra la forma en abanico del canal. Las dimensiones clave incluyen:

- W:** Ancho de la garganta (sección más estrecha).
- A:** Longitud de las paredes de la sección convergente.
- B:** Longitud de la sección convergente.
- F:** Longitud de la garganta.
- G:** Longitud de la sección divergente.
- H:** Longitud de las paredes de la sección divergente.
- C:** Ancho de la salida.
- D:** Ancho de la entrada de la sección convergente.
- E:** Profundidad total.
- P:** Ancho de la entrada de la transición.
- Q:** Línea de flujo.
- R:** Radio de curvatura.
- X:** Abscisa del punto de medición H_b .
- Y:** Ordenada del punto de medición.

Elevación: Muestra el perfil del canal y el flujo. Las características incluyen:

- Desarenador:** Una estructura que evita que los sedimentos obstruyan el canal.
- Canal Parshall:** El cuerpo principal del instrumento.
- Flujo sumergido:** El flujo de agua que entra en el canal.
- Flujo libre:** El flujo de agua que sale del canal.
- H_a :** Altura del agua en la sección convergente.
- H_b :** Altura del agua en la sección divergente.
- K :** Diferencia de la elevación entre la salida y la cresta.
- N :** Profundidad de la cubeta.
- M :** Longitud de la transición de entrada.

Nomenclatura:

- W Ancho de la garganta
- A Longitud de las paredes de la sección convergente
- B Longitud de la sección convergente
- C Ancho de la salida
- D Ancho de la entrada de la sección convergente
- E Profundidad total
- F Longitud de la garganta
- G Longitud de la sección divergente
- H Longitud de las paredes de la sección divergente
- K Diferencia de la elevación entre la salida y la cresta
- M Longitud de la transición de entrada
- N Profundidad de la cubeta
- P Ancho de la entrada de la transición
- R Radio de curvatura
- X Abscisa del punto de medición H_b
- Y Ordenada del punto de medición

Diagrama de un canal de riego que muestra la integración de una compuerta y una canaleta Parshall. El flujo de agua, representado por flechas azules y etiquetado como Q , entra desde la izquierda. Una compuerta (etiquetada como "Compuerta") se encuentra en el canal. Detrás de la compuerta, se indica el "Almacenamiento de arena" (área de acumulación de sedimentos). El agua fluye a través de la compuerta y es medida por una canaleta Parshall (etiquetada como "Canaleta Parshall") antes de salir del canal a la derecha.

h = tirante hidráulico en el canal desarenador (m)

h_L = altura del agua sobre la canaleta (m)

H_a = tirante en 2/3 A (m)

$$\frac{\left(0.30 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} + h = \frac{\left(0.8141 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} + 0.628m$$

$$+ 0.10 \left[\frac{\left(0.8141 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} - \frac{\left(0.30 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} \right]$$

El tirante hidráulico del agua en el canal desarenador es:

$$h = 0.660 \text{ m} = 66.0 \text{ cm}$$

El área de la sección transversal del desarenador es:

$$A = \frac{Q}{V_1} \quad \text{Ecuación 1.24}$$

donde:

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

Q = caudal (m^3/s)

V_1 = velocidad horizontal de flujo (m/s)

$$A = \frac{0.34 \frac{m^3}{s}}{0.30 \frac{m}{s}} = 1.13m^2$$

El ancho del techo de una sección parabólica sería:

$$T = \frac{3A}{2h} \quad \text{Ecuación 1.25}$$

donde:

T = ancho del techo de una sección parabólica (m)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

h = tirante hidráulico en el canal desarenador (m)

$$T = \frac{3(1.13m^2)}{2(0.66m)} = 2.57m$$

Para una altura de agua $H_a = 0.229$ m, de acuerdo con la fórmula de la tabla 1.10, el caudal en la garganta es:

$$Q = 0.690 H_a^{1.522} \quad \text{Ecuación 1.26}$$

donde:

Q = caudal (m^3/s)

H_a = tirante en 2/3 de A (m)

$$Q = 0.690(0.229 \text{ m})^{1.522} = 0.0732 \text{ m}^3/s = 73.20 \text{ L/s}$$

La velocidad en H_a sería:

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{W_a H_a} \quad \text{Ecuación 1.27}$$

donde:

V_2 = velocidad en el punto de medida de H_a (m/s)

Q = caudal (m^3/s)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

W_a = ancho de la canaleta en 2/3 de A (m)

H_a = tirante en 2/3 de A (m)

$$V_2 = \frac{0.0732 \frac{m^3}{s}}{0.665m(0.229m)} = 0.481 \frac{m}{s}$$

Volviendo a escribir la ecuación de Bernoulli, se obtiene:

$$\frac{\left(0.30 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} + h = \frac{\left(0.481 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} + 0.229m$$

$$+ 0.10 \left[\frac{\left(0.481 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} - \frac{\left(0.30 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} \right]$$

El tirante hidráulico en el canal desarenador es:

$$h = 0.237 \text{ m} = 23.7 \text{ cm}$$

El área de la sección transversal del desarenador es:

$$A = \frac{Q}{V_1} \quad \text{Ecuación 1.28}$$

donde:

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

Q = caudal (m^3/s)

V_1 = velocidad horizontal de flujo (m/s)

$$A = \frac{0.0732 \frac{m^3}{s}}{0.30 \frac{m}{s}} = 0.244 m^2$$

El ancho del techo en la parte superior de una sección parabólica sería:

$$T = \frac{3A}{2h} \quad \text{Ecuación 1.29}$$

donde:

T = ancho del techo de una sección parabólica (m)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

h = altura del agua en el canal desarenador (m)

$$T = \frac{3(0.244 m^2)}{2(0.237 m)} = 1.54 m$$

Para una altura de agua $H_a = 0.30$ m, de acuerdo con la fórmula de la tabla 1.10, el caudal en la garganta es:

$$Q = 0.690 H_a^{1.522} \quad \text{Ecuación 1.30}$$

donde:

Q = caudal (m^3/s)

H_a = Tirante en 2/3 A (m)

$$Q = 0.690(0.30 \text{ m})^{1.522} = 0.11 \text{ m}^3/s = 110.41 \text{ L/s}$$

La velocidad en H_a sería:

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{W_a H_a} \quad \text{Ecuación 1.31}$$

donde:

V_2 = velocidad en el punto de medida de H_a (m/s)

Q = caudal (m^3/s)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

W_a = ancho de la canaleta en 2/3 A (m)

H_a = tirante en 2/3 A (m)

$$V_2 = \frac{0.110 \frac{m^3}{s}}{(0.665 m)(0.30 m)} = 0.55 \frac{m}{s}$$

Volviendo a escribir la ecuación de Bernoulli, se obtiene:

$$\frac{\left(0.30 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} + h = \frac{\left(0.55 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} + 0.30m$$

$$+ 0.10 \left[\frac{\left(0.55 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} - \frac{\left(0.30 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} \right]$$

El tirante hidráulico del agua en el canal desarenador es:

$$h = 0.32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

El área de la sección transversal del desarenador es:

$$A = \frac{Q}{V_1} \quad \text{Ecuación 1.32}$$

donde:

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

Q = caudal (m^3/s)

V_1 = velocidad horizontal de flujo (m/s)

$$A = \frac{0.110 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.30 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 0.367 \text{ m}^2$$

El ancho del techo en la parte superior de una sección parabólica sería:

$$T = \frac{3A}{2h} \quad \text{Ecuación 1.33}$$

donde:

T = ancho del techo de una sección parabólica (m)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

h = tirante hidráulico en el canal desarenador (m)

$$T = \frac{3(0.367 \text{ m}^2)}{2(0.320 \text{ m})} = 1.72 \text{ m}$$

Para una altura de agua $H_a = 0.458 \text{ m}$, de acuerdo con la fórmula de la tabla 1.10, el caudal en la garganta es:

$$Q = 0.690 H_a^{1.522} \quad \text{Ecuación 1.34}$$

donde:

Q = caudal (m^3/s)

H_a = tirante en 2/3 de A (m)

$$Q_b = 0.690(0.458 \text{ m})^{1.522} = 0.21 \text{ m}^3/\text{s} = 210.22 \text{ L/s}$$

La velocidad en H_a sería:

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{W_a H_a} \quad \text{Ecuación 1.35}$$

donde:

V_2 = velocidad en el punto de medida de H_a (m/s)

Q = caudal (m^3/s)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

W_a = ancho de la canaleta en 2/3 de A (m)

H_a = tirante en 2/3 de A (m)

$$V_2 = \frac{0.210 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{(0.665 \text{ m})(0.30 \text{ m})} = 0.69 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Volviendo a escribir la ecuación de Bernoulli, se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{(0.30 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{2(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})} + h &= \frac{(0.69 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{2(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})} + 0.458 \text{ m} \\ &+ 0.10 \left[\frac{(0.69 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{2(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})} - \frac{(0.30 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{2(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})} \right] \end{aligned}$$

El tirante hidráulico del agua en el canal desarenador es:

$$h = 0.48 \text{ m}$$

El área de la sección transversal del desarenador es:

$$A = \frac{Q}{V_1} \quad \text{Ecuación 1.36}$$

donde:

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

Q = caudal (m^3/s)

V_1 = velocidad horizontal de flujo (m/s)

$$A = \frac{0.210 \frac{m^3}{s}}{0.30 \frac{m}{s}} = 0.70 m^2$$

El ancho del techo en la parte superior de una sección parabólica sería:

$$T = \frac{3A}{2h} \quad \text{Ecuación 1.37}$$

donde:

T = ancho del techo de una sección parabólica (m)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

h = tirante hidráulico en el canal desarenador (m)

$$T = \frac{3(0.70 m^2)}{2(0.48 m)} = 2.19 m$$

Para una altura de agua $H_a = 0.60 m$, de acuerdo con la fórmula de la tabla 1.10, el caudal en la garganta es:

$$Q = 0.690 H_a^{1.522} \quad \text{Ecuación 1.38}$$

donde:

Q = caudal (m^3/s)

H_a = tirante en 2/3 de A (m)

$$Q_b = 0.690(0.60 m)^{1.522} = 0.317 m^3/s = 317.10 L/s$$

La velocidad en H_a sería:

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{W_a H_a} \quad \text{Ecuación 1.39}$$

donde:

V_2 = velocidad en el punto de medida de H_a (m/s)

Q = caudal (m^3/s)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

W_a = ancho de la canaleta en 2/3 A (m)

H_a = Tirante en 2/3 A (m)

$$V_2 = \frac{0.317 \frac{m^3}{s}}{(0.665 m)(0.30 m)} = 0.79 \frac{m}{s}$$

Volviendo a escribir la ecuación de Bernoulli, se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{\left(0.30 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} + h &= \frac{\left(0.79 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} + 0.60 m \\ &+ 0.10 \left[\frac{\left(0.79 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} - \frac{\left(0.30 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} \right] \end{aligned}$$

El tirante hidráulico del agua en el canal desarenador es:

$$h = 0.63 m$$

El área de la sección transversal del desarenador es:

$$A = \frac{Q}{V_1} \quad \text{Ecuación 1.40}$$

donde:

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

Q = caudal (m^3/s)

V_1 = velocidad horizontal de flujo (m/s)

$$A = \frac{0.317 \frac{m^3}{s}}{0.30 \frac{m}{s}} = 1.06 m^2$$

El ancho del techo en la parte superior de una sección parabólica sería:

$$T = \frac{3A}{2h} \quad \text{Ecuación 1.41}$$

donde:

T = ancho del techo de una sección parabólica (m)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

h = tirante hidráulico en el canal desarenador (m)

$$T = \frac{3(1.06 m^2)}{2(0.63 m)} = 2.52 m$$

Para una altura de agua $H_a = 0.687$ m, de acuerdo con la fórmula de la tabla 1.10, el caudal en la garganta es:

$$Q = 0.690 H_a^{1.522} \quad \text{Ecuación 1.42}$$

donde:

Q = caudal (m^3/s)

H_a = Tirante en 2/3 A (m)

$$Q_b = 0.690(0.687 m)^{1.522} = 0.39 m^3/s = 389.67 L/s$$

La velocidad en H_a sería:

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{W_a H_a} \quad \text{Ecuación 1.43}$$

donde:

V_2 = velocidad en el punto de medida de H_a (m/s)

Q = caudal (m^3/s)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

W_a = ancho de la canaleta en 2/3 A (m)

H_a = Tirante en 2/3 A (m)

$$V_2 = \frac{0.39 \frac{m^3}{s}}{(0.665 m)(0.30 m)} = 0.85 \frac{m}{s}$$

Volviendo a escribir la ecuación de Bernoulli, se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{\left(0.30 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} + h &= \frac{\left(0.85 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} + 0.687 m \\ &+ 0.10 \left[\frac{\left(0.85 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} - \frac{\left(0.30 \frac{m}{s}\right)^2}{2\left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} \right] \end{aligned}$$

El tirante hidráulico del agua en el canal desarenador es:

$$h = 0.72 m = 72 cm$$

El área de la sección transversal del desarenador es:

$$A = \frac{Q}{V_1} \quad \text{Ecuación 1.44}$$

donde:

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

Q = caudal (m^3/s)

V_1 = velocidad horizontal de flujo (m/s)

$$A = \frac{0.39 \frac{m^3}{s}}{0.30 \frac{m}{s}} = 1.30 m^2$$

El ancho del techo en la parte superior de una sección parabólica sería:

$$T = \frac{3A}{2h} \quad \text{Ecuación 1.45}$$

donde:

T = ancho del techo de una sección parabólica (m)

A = área de sección transversal del desarenador (m^2)

h = tirante hidráulico en el canal desarenador (m)

$$T = \frac{3(1.30 m^2)}{2(0.72 m)} = 2.71 m$$

Se dibujan los valores de h contra T y se traza una curva como la de la Ilustración 1.15. Se adopta un ancho de canal con fondo de 50 cm y se ajusta.

Se calcula el tiempo de sedimentación:

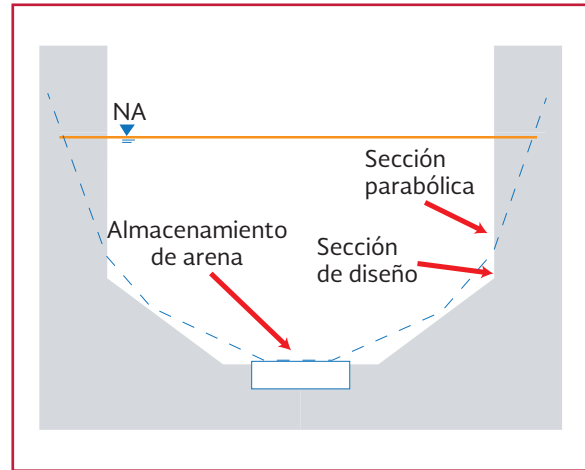
$$t = \frac{h}{V_s} \quad \text{Ecuación 1.46}$$

donde:

t = tiempo de sedimentación (s)

h = altura del agua en el canal desarenador en el caudal máximo (m)

Ilustración 1.15 Sección del desarenador con canaleta Parshall



V_s = velocidad de asentamiento del material (m/s)

$$t = \frac{0.628 m}{0.025 \frac{m}{s}} = 25.12 s$$

Se calcula la longitud del desarenador.

$$L = \frac{H_v}{V_s} = \frac{h V_1}{V_s} \quad \text{Ecuación 1.47}$$

donde:

L = longitud del desarenador (m)

H_v = carga sobre el vertedor (m)

h = tirante hidráulico en el canal desarenador con el caudal máximo (m)

V_1 = velocidad horizontal de flujo (m/s)

V_s = velocidad de asentamiento del material (m/s)

$$L = \frac{0.66 m \left(0.3 \frac{m}{s} \right)}{0.025 \frac{m}{s}} = 7.92 m$$

La longitud mínima adicional recomendada es de:

$$\Delta L_{\min} = 2h_{\max} \quad \text{Ecuación 1.48}$$

donde:

ΔL_{min} = longitud mínima (m)

$h_{máx}$ = altura del agua en el canal desarenador máxima (m)

$$\Delta L_{min} = 2 (0.66 \text{ m}) = 1.32 \text{ m}$$

La longitud máxima adicional es de:

$$\Delta L_{máx} = 0.5 L$$

donde:

$\Delta L_{máx}$ = longitud máxima (m)

L = longitud del desarenador (m)

$$\Delta L_{máx} = 0.5 (7.92 \text{ m}) = 3.96 \text{ m}$$

Se adopta una longitud del desarenador (L) de:

$$L_T = L + \Delta L_{máx} \quad \text{Ecuación 1.49}$$

donde:

L_T = Longitud total (m)

$\Delta L_{máx}$ = Longitud máxima (m)

L = longitud de desarenador (m)

$$L_T = 7.92 \text{ m} + 3.96 \text{ m} = 11.88 \text{ m}$$

1.3.3. CONTROL DE VELOCIDAD CON VERTEDORES PROPORCIONALES

Su aplicación en plantas de tratamiento de aguas residuales es común cuando se tienen desarenadores horizontales tipo gravedad. Este tipo de unidades de pretratamiento funcionan con canales desarenadores cuya velocidad no debe ser mayor a un valor recomendado (generalmente 0.30 m/s). En el extremo final de cada canal

desarenador se coloca un vertedor proporcional que cumple con dos objetivos: el primero es el control de la velocidad en el canal y el segundo es la medición del gasto de entrada a la planta (después del pretratamiento y antes del tratamiento primario).

1.4. REMOCIÓN DE ARENA

La eliminación de la arena de las aguas residuales puede llevarse a cabo en desarenadores o por la separación centrífuga de sólidos. Los desarenadores están diseñados para eliminar los sólidos pesados, que consisten en arena, grava, cenizas u otros materiales que tienen velocidades de asentamiento o gravedades específicas sustancialmente mayores a las de los sólidos orgánicos putrescibles en las aguas residuales. Los desarenadores se encuentran con mayor frecuencia después de las rejillas y antes de los tanques de sedimentación primaria. Los tanques de sedimentación primaria funcionan para la eliminación de los sólidos inorgánicos y orgánicos pesados. En algunas instalaciones, los desarenadores preceden a las instalaciones de bombeo.

Es conveniente localizar los desarenadores antes de las bombas de aguas residuales, aunque en alcantarillados muy profundos se puede considerar bombear el agua incluyendo la arena, pues podría ser más económico, siempre reconociendo que las bombas en estos casos pueden requerir mayor mantenimiento.

Ejemplo

Diseñar una cámara desarenadora aireada para tratar agua residual municipal con caudal medio de 0.6 m³/s y con cantidad de arena de 0.06

m³ por cada mil metros cúbicos de agua residual. Se requerirán dos cámaras para limpieza, mientras que otra está en operación. Cada cámara tiene una relación ancho-profundidad de 1.5:1, recibirá la mitad del gasto y cuenta con un factor pico (F_p) de 2.5, tirante hidráulico (h) de 3 m y tiempo de retención (t_r) de 3 minutos.

Cálculo del gasto pico

$$Q_p = Q_m * F_p \quad \text{Ecuación 1.50}$$

donde:

Q_p = caudal pico (m³/s)

Q_m = caudal medio (m³/s)

F_p = factor pico

$$Q_p = 0.60 \text{ m}^3/\text{s} * 2.50 = 1.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Obtención del volumen de cada cámara

$$V = Q_p * \frac{t_r}{n} \quad \text{Ecuación 1.51}$$

donde:

V = volumen de cada cámara (m³)

Q_p = caudal pico (m³/s)

t_r = tiempo de retención (s)

n = número de cámaras

$$V = 1.50 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \left(\frac{180.00 \text{ s}}{2} \right) = 135.00 \text{ m}^3$$

Cálculo de las dimensiones de la cámara

$$W = (W:h) * h \quad \text{Ecuación 1.52}$$

donde:

W = ancho del canal (m)

h = tirante hidráulico (m)

$$W = 1.50:3.00 \text{ m} = 4.50 \text{ m}$$

$$L = \frac{V}{(Wh)} \quad \text{Ecuación 1.53}$$

donde:

L = longitud (m)

V = volumen de cada cámara (m³)

W = ancho del canal (m)

h = tirante hidráulico (m)

$$L = \frac{135.00 \text{ m}^3}{4.50 \text{ m} (3.00 \text{ m})} = 10.00 \text{ m}$$

Cálculo del tiempo de retención a gasto promedio

$$t_p = \frac{V}{Q_m/n} \quad \text{Ecuación 1.54}$$

donde:

t_p = tiempo de retención a gasto promedio (s)

V = volumen de cada cámara (m³)

Q_m = caudal medio (m³/s)

n = número de cámaras

$$t_p = \frac{135.00 \text{ m}^3}{\left(\frac{0.60 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{2} \right)} = 450.00 \text{ s} = 7.50 \text{ min}$$

Cálculo del suministro de aire

$$S_a = L * A_e * n \quad \text{Ecuación 1.55}$$

donde:

S_a = suministro de aire (m³/min)

L = longitud (m)

A_e = tasa de suministro de aire

n = número de cámaras

$$S_a = 10.00 \text{ m} \left(0.30 \frac{\text{m}^3}{\text{min m}} \right) (2) = 6.00 \frac{\text{m}^3}{\text{min}}$$

Estimación del volumen de arena

$$V_a = [l_a] Q_m F_p \quad \text{Ecuación 1.56}$$

donde:

V_a = arena producida (m^3/s)

$[l_a]$ = concentración de arena en agua
($m^3/1\,000\,m^3$)

Q_p = caudal pico (m^3/s)

Q_m = caudal medio (m^3/s)

F_p = factor pico

$$\begin{aligned} V_a &= \left(\frac{0.06 m^3}{1000.00 m^3} \right) \left(0.60 \frac{m^3}{s} \right) (2.50) \\ &= 9 \times 10^{-5} \frac{m^3}{s} = 7.78 \frac{m^3}{d} \end{aligned}$$



2

SEDIMENTACIÓN PRIMARIA

2.1. INTRODUCCIÓN

Se denominan tanques de sedimentación primaria aquellos que reciben aguas residuales crudas, antes del tratamiento biológico (Ilustración 2.1). Estos tanques pueden ser rectangulares o

circulares. En el rectangular, el agua residual cruda ingresa por una serie de aperturas, cerca de la superficie del extremo de la entrada del tanque y avanza moviéndose a lo largo de este, con velocidad muy baja, hasta descargar por el extremo opuesto sobre un vertedero.

Ilustración 2.1 Ubicación del clarificador primario en una planta de tratamiento



2.2. CONCEPTOS DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA

La carga superficial

Es una medida del gasto en relación con el área de la superficie total disponible para el proceso. Un tiempo de retención más largo y una menor carga superficial implican mayor eficiencia en la remoción de sólidos.

$$CHS \frac{\frac{m^3}{d}}{m^2} = \frac{Gasto \left(\frac{m^3}{d} \right)}{\text{Área del tanque } (m^2)}$$

Ecuación 2.1

Carga hidráulica sobre vertedores

Es un parámetro relevante para el diseño y se calcula de la siguiente manera:

$$CVS \frac{\left(\frac{m^3}{d} \right)}{m} = \frac{Gasto \left(\frac{m^3}{d} \right)}{\text{Longitud del vertedor } (m)}$$

Ecuación 2.2

Tiempo de retención

Relaciona el volumen con el gasto, de la siguiente manera:

$$Tr(h) = \frac{Volumen(m^3) \left(24 \frac{h}{d} \right)}{Gasto \left(\frac{m^3}{d} \right)}$$

Ecuación 2.3

Carga de sólidos

La carga de sólidos describe cuántos kilos de sólidos por metro cuadrado entran al sedimentador al día.

$$CS \frac{\left(\frac{kg}{d} \right)}{m^2} = \frac{\text{Sólidos en el clarificador } \left(\frac{kg}{d} \right)}{\text{Área de la superficie } (m^2)}$$

Ecuación 2.4

Eficiencia de remoción de sólidos

$$\eta(\%) = \frac{\text{Sólidos entrada } \left(\frac{mg}{L} \right) - \text{Sólidos salida } \left(\frac{mg}{L} \right)}{\text{Sólidos entrada } \left(\frac{mg}{L} \right)} \times 100$$

Ecuación 2.5

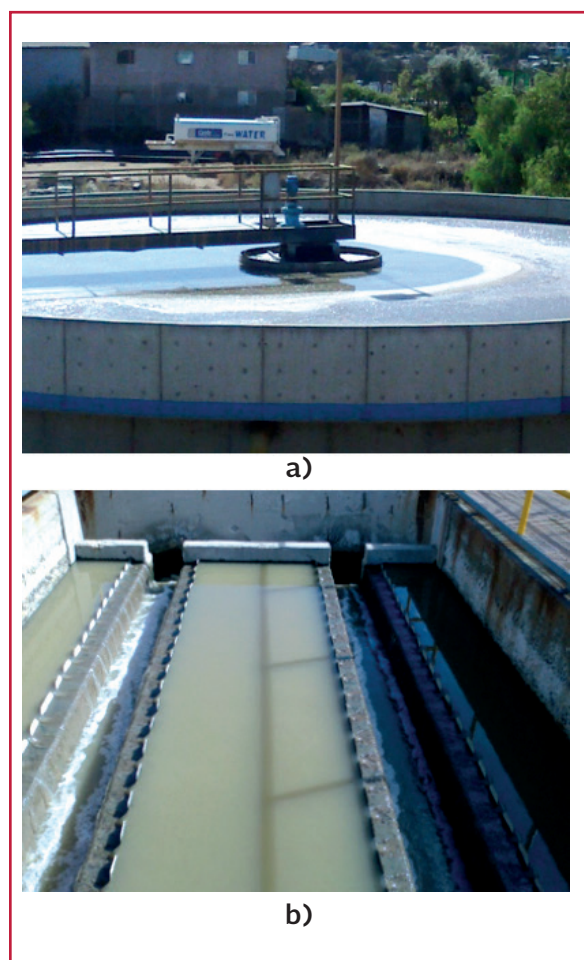
2.2.1. TIPOS DE TANQUES DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA

Los clarificadores primarios pueden ser rectangulares o circulares (Ilustración 2.2) y por lo general están diseñados para proporcionar de una a tres horas de tiempo de retención. En un tanque de dos horas de retención se puede eliminar de 50 a 70 por ciento de sólidos en suspensión por sedimentación o flotación. La eliminación de estos sólidos reduce la demanda bioquímica de oxígeno.

2.3. DISEÑO DE SEDIMENTADORES PRIMARIOS

En el tanque circular (Ilustración 2.3b) el agua residual entra a través de aperturas en la parte

Ilustración 2.2 Sedimentador primario a) circular b) rectangular



superior de una tubería vertical central y fluye radialmente hacia el vertedero perimetral de salida. Por lo general, el tanque está dotado de una barredora de lodos que dirige los sólidos sedimentables hacia la tolva colocada en el centro del mismo. Los sólidos flotantes migran hacia el borde del tanque y son retenidos mediante una pantalla colocada enfrente del vertedero de salida. Un desnatador adherido a los brazos de la barredora de lodos puede recoger la espuma superficial y las natas para drenarlas por el canal de espumas.

En tanques rectangulares (Ilustración 2.3b) la relación longitud-ancho varía entre 3:1 y 5:1, con profundidades de agua mayores a dos metros, longitud menor de 90 m, ancho de tres a 24 m y pendiente suave (uno a dos por ciento) en el fondo hacia la tolva de lodos. Cuando el ancho es mayor de seis metros se prefiere usar equipo de limpieza múltiple con varias tolvas de lodos, permitiéndose así el uso de anchos iguales o mayores a 24 m. En tanques circulares el diámetro es generalmente menor de 60 m, con profundidades de agua de dos a cuatro metros y pendientes en el fondo de 8 por ciento.

Estos tanques son los más usados porque la barredora de lodos requiere menos partes móviles que el mecanismo de arrastre de un sedimentador rectangular y porque los muros pueden ser más delgados que los de los tanques rectangulares. Aunque la turbulencia a la entrada, debajo del pozo del afluente, es grande en un sedimentador circular, a medida que el agua fluye hacia el vertedero de salida su velocidad disminuye apropiadamente gracias a la mayor longitud del vertedero perimetral.

El lodo primario puede bombearse a tanques de espesamiento o a digestores, según el caso, junto con la nata y espuma removidas. Cuando los tanques primarios de sedimentación son de extracción de lodos mecánica, es recomendable desocuparlos una vez al año para mantenimiento.

Los parámetros básicos de diseño de tanques de sedimentación primaria de aguas residuales se incluyen en las Tabla 2.1 y Tabla 2.2.

Ilustración 2.3 Sedimentadores primarios a) Rastras b) Sedimentador circular c) Sedimentador rectangular d) Vertedores triangulares

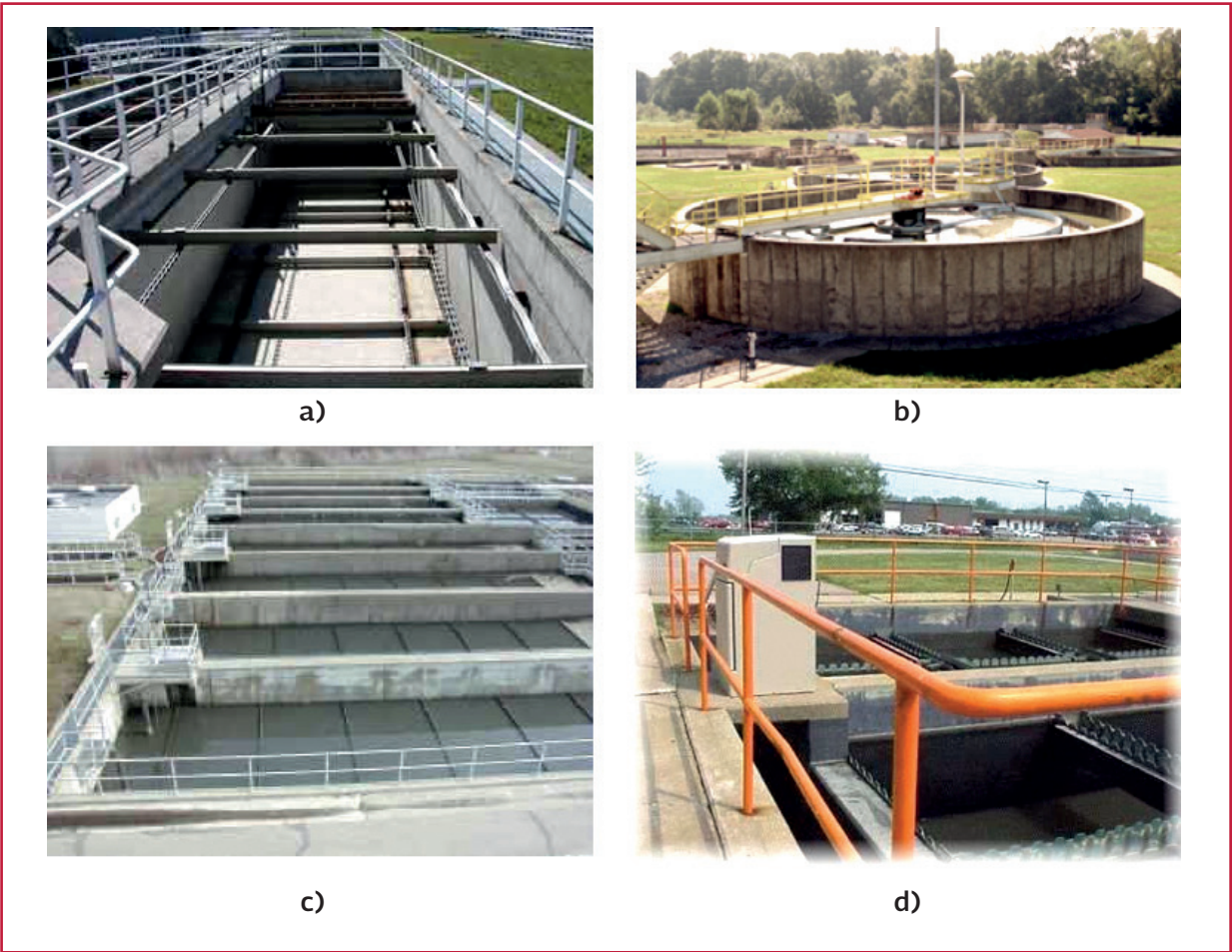


Tabla 2.1 Criterios de diseño de sedimentadores primarios

Tipo de tratamiento	Carga superficial m/d		Profundidad m	Carga sobre el vertedero L/(s m)	Tiempo de retención h	% remoción	
	Caudal promedio	Caudal pico				DBO	SS
Primario, seguido de tratamiento secundario	32 – 49	80 – 122	3 – 5	1.4 – 4.3	1.5 – 2.5		50 – 70
	33 – 49	81 – 122		< 5.8		35 - 45	50 – 60
	32 – 49	81 – 122	3 – 3.7	1.4 – 5.7	1.5 – 2.5		
	24 – 33	48 – 70	3 – 5	1.4 – 4.3	1.5 – 2.5		50 – 70
	24 – 33	49 – 69		< 5.8		35 - 45	50 – 60
	24 – 32	49 – 61	3.7 – 4.6	1.4 – 5.7	1.5 – 2.5		
Primario	30	45	> 1.5	< 5.2	2	35 - 40	50 – 70
	24 – 33		2.1 – 3.6	1.4 – 2.2	1 – 2		

Fuente: Romero Rojas, 2001

Tabla 2.2 Criterios de diseño de sedimentadores primarios

Referencias	Carga superficial m/d	Tiempo de retención h	Profundidad m	Carga sobre el vertedero L/(s m)
Metcalf & Eddy, Inc.	32 – 48	1.5 – 2.5	3 – 5	1.4 – 5.8
Normas de los diez estados	41	---	>2.1	<2.2
Manual de diseño naval	49	---	3	<14
Ejército Estados Unidos de América	12 – 41	2.5	2.5 – 4.5	0.7 – 1.7
Steel y McGhee	24 – 60	1 – 2	1 – 5	---
Fair et al.	---	2	3	---
Sundstrom y Klei	---	1 – 4	---	---
USEPA	24 – 49	---	3 – 5	---
Tchobanoglous y Schroeder	30 – 60	---	3 – 5	---
IWPC	30 – 45	2	>1.5	1.2 – 5.2

Fuente: Romero Rojas, 2001

En aguas frías se debe usar una carga superficial menor porque debido al aumento de viscosidad del agua se retarda el asentamiento de las partículas y se reduce la eficiencia del sedimentador.

El efecto de la carga superficial y del tiempo de retención sobre la remoción de DBO y SS varía mucho, según las características del agua residual, la proporción de sólidos sedimentables, la concentración de sólidos y otros factores. Hay que tener en cuenta que las cargas superficiales deben ser lo suficientemente pequeñas como para asegurar una operación satisfactoria del sedimentador con caudales máximos. Las cargas superficiales usadas generalmente permiten tiempos nominales de retención de dos a tres horas para caudal promedio. Como los caudales de diseño son, en todos los casos, para condiciones futuras, los periodos de retención reales, durante los primeros años de operación de la planta, son mayores.

Según Metcalf & Eddy, Inc., la carga de rebose sobre el vertedero tiene poco efecto sobre la eficiencia del tanque de sedimentación primaria, siendo más importante mantener una velocidad de flujo mínima que no arrastre el lodo sedimentado y disponer de una colocación apropiada de los vertedores de rebose.

La velocidad de flujo debe ser menor de 1.5 m/min para prevenir la suspensión de sólidos; la velocidad crítica de arrastre se puede calcular por la ecuación de Camp y Shields.

$$V_c = \left[\frac{8k(s-1)gd}{f} \right]^{0.5} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

donde:

V_c = velocidad crítica de arrastre (m/s)

k = 0.04 para material unigranular

k = 0.06 para material viscoso

f = 0.02-0.03, factor de fricción de Darcy-Weisbach

s = densidad relativa de las partículas

g = aceleración gravitacional (9.81 m/s²)

d = diámetro de las partículas (m)

Otros autores, para prevenir el arrastre del lodo, recomiendan velocidades de flujo menores que quince veces la velocidad crítica de sedimentación. La velocidad en los canales de entrada de los sedimentadores primarios debe ser mayor de 0.3 m/s para un 50 por ciento del caudal de diseño. Se recomienda instalar pantallas de disipación de velocidad a una distancia de 0.6 a 0.9 m del extremo de entrada, con una sumergencia de 46 a 61 cm. La parte superior de la pantalla

debe permitir el paso de espuma sobre ella. Para la unidad de entrada se pueden usar vertederos, orificios sumergidos con velocidades de flujo de 3 a 9 m/min y válvulas de compuerta o pantallas perforadas. En tanques circulares, el pozo central de entrada tiene un diámetro de 15 a 20 por ciento el diámetro del tanque y, típicamente, una sumergencia igual a la mitad de la profundidad del tanque.

En tanques de sedimentación primaria rectangulares la tolva de lodos se coloca generalmente en el centro del tanque. La tolva puede tener hasta tres metros de profundidad, con pendientes mayores de 1.7/1 en las paredes laterales y ancho máximo en el fondo de 0.6 m.

Las tuberías de lodos deben de ser lo más cortas posible, de por lo menos 15 cm de diámetro y con velocidad de flujo autolimpiante de 1.2 m/s. En cada cambio de dirección debe colocarse un pozo de inspección. Al calcular pérdidas por fricción en tuberías de lodos, debe tenerse en cuenta que dichas pérdidas son tres a cuatro veces mayores que para agua.

En tanques de extracción de lodos manual, se debe proveer un almacenamiento adecuado de lodos para asegurar que el incremento del caudal producido al sacar un tanque de servicio para extracción de lodos, no genere un aumento en la concentración de sólidos suspendidos de los otros tanques. En estos tanques la pendiente del piso, para facilitar su limpieza, puede ser de 2.5 por ciento hacia un canal central longitudinal y con una caída de uno por ciento hacia el pozo de lodos en el extremo de entrada.

Un tanque de extracción de lodos manual debe desocuparse en periodos de flujo mínimo y de-

jarse fuera de servicio por lo menos una hora antes de la extracción de lodos para permitir la sedimentación de los mismos. El sobrenadante se extrae mediante una válvula telescópica o un brazo flotante de extracción, hasta dejar sólo el lodo en el tanque, sin alterarlo. A continuación, se empuja el lodo manualmente hacia la tolva de salida, usando escobas barredoras de caucho. Por último se lava el piso con agua o efluente. El proceso debe hacerse por lo menos una vez a la semana en tanques de sedimentación primaria de limpieza manual.

En tanques de limpieza mecánica de lodos la extracción de lodos se hace con frecuencias muy variables, generalmente una vez al día o cada dos días; sin embargo, en muchos tanques la barredora de lodos funciona en forma continua y se extraen lodos permanentemente. Este sistema permite dosificar sin interrupción los digestores de lodos, pero puede producir taponamiento de la tubería de lodos por la baja velocidad de flujo; por ello, se prefiere que se haga con una frecuencia no mayor de 8 horas.

En tanques de extracción de lodos manual se debe colocar, a una distancia del vertedero de salida de 0.6 a 1.5 m, una pantalla de retención de espuma con una sumergencia de 0.3 a 0.6 m, para prevenir la salida de espuma con el efluente.

Según Tebbut, la eficiencia en remoción de sólidos suspendidos en un tanque de sedimentación primaria puede calcularse por la ecuación 2.7.

$$E = 0.955e^{-\left(\frac{265}{S_o} + 0.021 \frac{Q}{A}\right)}$$

Ecuación 2.7

donde:

E = eficiencia fraccional del sedimentador primario

S_o = sólidos suspendidos del afluente (mg/L)

Q/A = carga superficial (m/d)

$$A_s = \frac{12\,960.00 \frac{m^3}{d}}{45.00 \frac{m^3}{m^2 d}} = 288.00 m^2$$

Ancho del tanque sedimentador (m)

$$L = 5W \quad \text{Ecuación 2.10}$$

$$A_s = LW \quad \text{Ecuación 2.11}$$

$$A_s = (5W)W = 5W^2 \quad \text{Ecuación 2.12}$$

$$W = \sqrt{\frac{A_s}{5}} \quad \text{Ecuación 2.13}$$

A continuación se presenta el desarrollo de un ejemplo de diseño para sedimentadores rectangulares.

2.3.1. EJEMPLO DE DISEÑO

Diseñar un tanque sedimentador de sección rectangular para un caudal medio (Q_m) de 150.00 L/s, un coeficiente de Harmon (M) de 2.17, una carga superficial (H_a) de 45 m³/m²d, un tirante hidráulico (h) de 4.00 m, un bordo libre de 0.50 m y considerando que el largo es 5 veces el ancho.

donde:

A_s = área superficial (m²)

s = relación largo ancho = 5

L = largo del tanque del sedimentador (m)

W = ancho del tanque del sedimentador (m)

$$W = \sqrt{\frac{288.00 m^2}{5}} = 7.59 m$$

Caudal máximo instantáneo ($Q_{m\acute{a}x}$)

$$Q_{m\acute{a}x} = MQ_m \quad \text{Ecuación 2.8}$$

donde:

$Q_{m\acute{a}x}$ = caudal máximo instantáneo (m³/s)

M = coeficiente de Harmon

Q_m = caudal medio (m³/s)

$$Q_{m\acute{a}x} = 2.17(150.00 \text{ L/s}) = 325 \text{ L/s} = 0.325 \text{ m}^3/\text{s}$$

Área superficial (m²)

$$A_s = \frac{Q_m}{H_a} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

donde:

A_s = área superficial (m²)

Q_m = caudal medio (m³/s)

H_a = carga superficial (m³/m²d)

Largo del tanque sedimentador (m)

$$L = 5W \quad \text{Ecuación 2.14}$$

donde:

L = longitud del tanque del sedimentador (m)

W = ancho del tanque del sedimentador (m)

$$L = 5(7.59 m) = 37.95 m$$

Volumen del sedimentador (m³)

$$V = A_s h \quad \text{Ecuación 2.15}$$

donde:

V = volumen (m^3)

A_s = área superficial (m^2)

h = tirante hidráulico (m)

$$V = 288.00 \text{ m}^2 (4.00 \text{ m}) = 1152 \text{ m}^3$$

Tiempo de retención hidráulica (s)

$$T_{RH} = \frac{V}{Q_m} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

donde:

T_{RH} = tiempo de retención hidráulica (s)

V = volumen (m^3)

Q_m = caudal medio (m^3/s)

$$T_{RH} = \frac{1152 \text{ m}^3}{0.15 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} = 7680 \text{ s} = 2.13 \text{ h}$$

Velocidad de arrastre (m/s), con la expresión de Camp-Shields

$$V_s = \left[8 \left(\frac{K(s-1.0)gd}{f} \right) \right]^{0.5} \quad \text{Ecuación 2.17}$$

donde:

V_s = velocidad de arrastre (m/s)

k = constante en material unigranular, 0.04

s = densidad relativa de las partículas, 1.3

g = gravedad, 9.81 m/s^2

d = diámetro de las partículas (m), 0.0002 m

f = factor de fricción de Darcy-Weisbach, 0.02

$$V_s = \left[8 \left(\frac{0.04(1.3-1.0)(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})(2 \times 10^{-4} \text{ m})}{0.02} \right) \right]^{0.5} = 0.097 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Velocidad horizontal a flujo máximo (m/s)

$$V_L = \frac{Q_{máx}}{A_t n} \quad \text{Ecuación 2.18}$$

donde:

V_L = velocidad de horizontal a flujo máximo (m/s)

$Q_{máx}$ = caudal máximo instantáneo (m^3/s)

A_t = área de la sección transversal (m^2)

n = número de tanques

$$A_t = h \cdot W \quad \text{Ecuación 2.19}$$

donde:

A_t = área de la sección transversal (m^2)

h = tirante hidráulico (m)

W = Ancho del tanque (m)

$$A_t = (4 \text{ m})(7.59 \text{ m}) = 30.36 \text{ m}^2$$

$$V_L = \frac{28080 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{(30.36 \text{ m}^2)(1)} = 924 \frac{\text{m}}{\text{d}} = 0.0107 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\text{Ecuación 2.20}$$

Se observa que la velocidad de arrastre para el tipo de partícula considerado es mayor que la velocidad horizontal a gasto máximo, por lo que el diseño del sedimentador rectangular es aceptable.

CONCLUSIONES

El diseño de plantas de tratamiento es un arte que se logra llevar a buen término solo con el conocimiento teórico, la experiencia práctica y la habilidad del diseñador. Actualmente, el diseñador se ayuda de los fabricantes y vendedores de equipos y unidades de proceso, quienes son especialistas en su tema. Así, tenemos por ejemplo las rejillas de limpieza mecánica, disponibles a través de un gran número de fabricantes cuyos servicios incluyen el diseño de estas unidades. Lo mismo sucede con las rejillas estáticas de autolimpieza hidráulica y los tambores rotatorios para rejillas finas. El fabricante proporciona las especificaciones de sus equipos y con su ayuda y la experiencia se selecciona la mejor opción para un proyecto.

En el caso de rejas y rejillas de limpieza manual es común el diseño sin la ayuda de fabricantes, ya que normalmente se construyen *in situ*. Para hacer el diseño se debe tomar en cuenta el dimensionamiento del canal de rejas y rejillas, la selección del tipo y forma de las rejillas, material de construcción, selección del espaciamiento entre barras, ángulo de inclinación, etcétera. Considerando todo lo anterior se llega al diseño final de la unidad. Se calculan también las pérdidas de carga para cumplir con las recomendaciones para agua limpia.

Para los desarenadores la situación es similar. Existen actualmente diferentes fabricantes y tipos de desarenadores en el mercado. Primero se investiga cuál es el más adecuado para nuestra planta, para luego seleccionar con ayuda del proveedor, el que sea del tamaño requerido para el proyecto. Los desarenadores de vórtice son muy comunes en la actualidad, así como los aireados. El diseñador deberá revisar que se cumplan los parámetros de diseño específicamente para el proyecto y no seleccionar equipos muy grandes o muy pequeños que provoquen problemas de funcionamiento.

Cuando se ha diseñado correctamente y se opera adecuadamente el pretratamiento, es seguro que la planta tendrá un mejor funcionamiento y conservará su apariencia estética de limpieza. Esto se logra sacando continuamente la basura y la arena que se deposita en rejas, rejillas y desarenadores, labor ardua pero necesaria.

Si se mantiene adecuadamente la unidad de tratamiento primario y se opera continuamente sin permitir la acumulación excesiva de sólidos y natas, se proporcionará agua residual libre de sólidos sedimentables, lista y en buenas condiciones para los siguientes procesos, como los reactores biológicos.

TABLA DE CONVERSIONES DE UNIDADES DE MEDIDA

Sigla	Significado	Sigla	Significado
mg	miligramo	kg/m ³	kilogramo por metro cúbico
g	gramo	l/s	litros por segundo
kg	kilogramo	m ³ /d	metros cúbicos por día
mm	milímetro	Sm ³ /h	condiciones estándar de metro cúbico por hora
cm	centímetro	Scfm	condiciones estándar de pies cúbicos por minuto
m	metro	°C	grados Celsius
ml	mililitro	psia	libra-fuerza por pulgada cuadrada absoluta
l	litro	cm/s	centímetro por segundo
m ³	metro cúbico	m/s	metro por segundo
s	segundo	HP	caballo de fuerza (medida de energía)
h	hora	kW	kilowatt
d	día	UNT	unidades nefelométricas de turbiedad
mg/l	miligramo por litro		

Longitud

Sistema métrico	Sistema Inglés	Siglas
1 milímetro (mm)	0.03	in
1 centímetro (cm) = 10 mm	0.39	in
1 metro (m) = 100 cm	1.09	yd
1 kilómetro (km) = 1 000 m	0.62	mi
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 pulgada (in)	2.54	cm
1 pie (ft) = 12 pulgadas	0.30	m
1 yarda (yd) = 3 pies	0.91	m
1 milla (mi) = 1 760 yardas	1.60	km
1 milla náutica (nmi) = 2 025.4 yardas	1.85	km

Superficie

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm ² = 100 mm ²	0.15	in ²
1 m ² = 10 000 cm ²	1.19	yd ²
1 hectárea (ha) = 10 000 m ²	2.47	acres
1 km ² = 100 ha	0.38	mi ²
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ²	6.45	cm ²
1 ft ² = 144 in ²	0.09	m ²
1 yd ² = 9 ft ²	0.83	m ²
1 acre = 4 840 yd ²	4 046.90	m ²
1 milla ² = 640 acres	2.59	km ²

Volumen/capacidad

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm ³	0.06	in ³
1 dm ³ = 1 000 cm ³	0.03	ft ³
1 m ³ = 1 000 dm ³	1.30	yd ³
1 litro (L) = 1 dm ³	1.76	pintas
1 hectolitro (hL) = 100 L	21.99	galones
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ³	16.38	cm ³
1 ft ³ = 1 728 in ³	0.02	m ³
1 onza fluida EUA = 1.0408 onzas fluidas RU	29.57	mL
1 pinta (16 onzas fluidas) = 0.8327 pintas RU	0.47	L
1 galón EUA = 0.8327 galones RU	3.78	L

Masa/peso

Sistema métrico	Sistema inglés	
1 miligramo (mg)	0.0154	grano
1 gramo (g) = 1 000 mg	0.0353	onza
1 kilogramo (kg) = 1 000 g	2.2046	libras
1 tonelada (t) = 1000 kg	0.9842	toneladas larga
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 onza (oz) = 437.5 granos	28.35	g
1 libra (lb) = 16 oz	0.4536	kg
1 stone = 14 lb	6.3503	kg
1 hundredweight (cwt) = 112 lb	50.802	kg
1 tonelada larga = 20 cwt	1.016	t

Temperatura

$$^{\circ}\text{C} = \frac{5}{9}(^{\circ}\text{F} -$$

$$^{\circ}\text{F} = \frac{9}{5}(^{\circ}\text{C}) + 32$$

Otros sistemas de unidades		Multiplicado por	Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Unidad	Símbolo	Factor de conversión	Se convierte a	
Longitud				
Pie	pie, ft.,'	0.30	metro	m
Pulgada	plg, in,"	25.40	milímetro	mm
Presión/esfuerzo				
Kilogramo fuerza/cm²	kg _f /cm²	98 066.50	pascal	Pa
Libra/pulgada²	lb/ plg², PSI	6 894.76	pascal	Pa
atmósfera técnica	at	98 066.50	pascal	Pa
metro de agua	m H ₂ O (mca)	9 806.65	pascal	Pa
mm de mercurio	mm Hg	133.32	pascal	Pa
bar	bar	100 000.00	pascal	Pa
Fuerza/ peso				
kilogramo fuerza	kg _f	9.80	newton	N
Masa				
libra	lb	0.45	kilogramo	kg
onza	oz	28.30	gramo	g
Peso volumétrico				
kilogramo fuerza/m³	kg _f /m³	9.80	N/m³	N/m³
libra /ft³	lb/ft³	157.08	N/m³	N/m³
Potencia				
caballo de potencia	CP, HP	745.69	watt	W
caballo de vapor	CV	735.00	watt	W
Viscosidad dinámica				
poise	μ	0.01	pascal segundo	Pa s
Viscosidad cinemática				
viscosidad cinemática	v	1	stoke	m²/s (St)
Energía/ Cantidad de calor				
caloría	cal	4.18	joule	J
unidad térmica británica	BTU	1 055.06	joule	J
Temperatura				
grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	grado Kelvin	K

Nota: El valor de la aceleración de la gravedad aceptado internacionalmente es de 9.80665 m/s²

Longitud								
de / a	mm	cm	m	km	mi	milla náutica (nmi)	ft	in
mm	1.000	0.100	0.001					
cm	10000	1.000	0.010				0.033	0.394
m	1 000.000	100.000	1.000	0.001			3.281	39.370
km			0.001	1.000	0.621	0.540	3 280.83	0.039
mi			1 609.347	1.609	1.000	0.869	5 280.000	
nmi			1 852.000	1.852	1.151	1.000	6 076.115	
ft		30.480	0.305				1.000	12.000
in	25.400	2.540	0.025				0.083	1.000

Superficie								
de / a	cm²	m²	km²	ha	mi²	acre	ft²	in²
cm²	1.00						0.001	0.155
m²	10 000.00	1.00					10.764	1 550.003
km²			1.000	100.000	0.386	247.097		
ha		10 000.00	0.010	1.000	0.004	2.471		
mi²			2.590	259.000	1.000	640.000		
acre		4 047.00	0.004	0.405	0.002	1.000		
ft²	929.03	0.09					1.000	0.007
in²	6.45						144.000	1.000

Volumen								
de / a	cm³	m³	L	ft³	gal. EUA	acre-ft	in³	yd³
cm³	1.000		0.001				0.061	
m³		1.000	1 000.000	35.314	264.200			1.307
L	1 000.000	0.001	1.000	0.035	0.264		61.023	
ft³		0.028	28.317	1.000	7.481			0.037
gal. EUA		0.004	3.785	0.134	1.000		230.974	
acre-ft		1 233.490				1.000		
in³	16.387		0.016		0.004		1.000	
Yd³		0.765		27.000				1.000

Gasto								
de / a	l/s	cm³/s	gal/día	gal/min	l/min	m³/día	m³/h	ft³/s
l/s	1.000	1 000.000		15.851	60.000	86.400	3.600	0.035
cm³/s	0.001	1.000	22.825	0.016	0.060	0.083		
gal/día		0.044	1.000			0.004		
gal/min	0.063	63.089	1 440.000	1.000	0.000	5.451	0.227	0.002
l/min	0.017	16.667	0.000	0.264	1.000	1.440	0.060	
m³/día	0.012	11.570	264.550	0.183	0.694	1.000	0.042	
m³/h	0.278		6 340.152	4.403	16.667	24.000	1.000	0.010
ft³/s	28.316			448.831	1 698.960	2 446.590	101.941	1.000

Eficiencia de pozo		
de	a	gal/min/pie
gal/min/pie		1.000
		0.206
		l/s/m
		4.840
		1.000

Permeabilidad							
de	a	cm/s	gal/día/Pie²	millones gal/día/acre	m/día	pie/s	Darcy
cm/s		1.000	21 204.78		864.000	0.033	
gal/día/pie²			1.000		0.041		0.055
millón gal/día/acre				1.000	0.935		
m/día		0.001	24.543	1.069	1.000		1.351
pie/s		30.480			26 334.72	1.000	
Darcy			18.200		0.740		1.000

Peso									
de	a	grano	gramo	kilogramo	libra	onza	tonelada corta	tonelada larga	tonelada métrica
Grano (gr)		1.000	0.065						
Gramo (g)		15.432	1.000	0.001	0.002				
Kilogramo (kg)			1 000.000	1.000	2.205	35.273			0.001
Libra (lb)			453.592	0.454	1.000	16.000			
Onza (oz)		437.500	28.350			1.000			
t corta				907.180	2 000.000		1.000		0.907
t larga				1 016.000	2 240.000		1.119	1.000	1.016
t métrica				1 000.000	2 205.000		1.101	0.986	1.000

Potencia									
de	a	CV	HP	kW	W	ft lb/s	kg m/s	BTU/s	kcal/s
CV		1.000	0.986	0.736	735.500	542.500	75.000	0.697	0.176
HP		1.014	1.000	0.746	745.700	550.000	76.040	0.706	0.178
kW		1.360	1.341	1.000	1 000.000	737.600	101.980	0.948	0.239
W				0.001	1.000	0.738	0.102		
ft lb/s					1.356	1.000	0.138	0.001	
kg m/s		0.013	0.013	0.009	9.806	7.233	1.000	0.009	0.002
BTU/s		1.434	1.415	1.055	1 055.000	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal/s		5.692	5.614	4.186	4 186.000	3 088.000	426.900	3.968	1.000

Presión								
de	a	atmósfera	Kg/cm ²	lb/in ²	mm de Hg	in de Hg	m de H ₂ O	ft de H ₂ O
atmósfera		1.000	1.033	14.696	760.000	29.921	10.330	33.899
kg/cm ²		0.968	1.000	14.220	735.560	28.970	10.000	32.810
lb/in ²		0.068	0.070	1.000	51.816	2.036	0.710	2.307
mm de Hg		0.001	0.001	0.019	1.000	0.039	0.013	0.044
in de Hg		0.033	0.035	0.491	25.400	1.000	0.345	1.133
m de agua		0.096	0.100	1.422	73.560	2.896	1.000	3.281
ft de agua		0.029	0.030	0.433	22.430	0.883	0.304	1.000

Energía									
de	a	CV hora	HP hora	kW hora	J	ft.lb	kgm	BTU	kcal
CV hora		1.000	0.986	0.736				2 510.000	632.500
HP hora		1.014	1.000	0.746				2 545.000	641.200
kW hora		1.360	1.341	1.000				3 413.000	860.000
J					1.000	0.738	0.102		
ft.lb					1.356	1.000	0.138		
kgm					9.806	7.233	1.000		
BTU					1 054.900	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal					4 186.000	3 087.000	426.900	426.900	1.000

Transmisividad				
de	a	cm ² /s	gal/día/pie	m ² /día
cm ² /s		1.000	695.694	8.640
gal/día/ft		0.001	1.000	0.012
m ² /día		0.116	80.520	1.000

Conversión de pies y pulgadas, a metros												
ft, in/m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0.000	0.025	0.051	0.076	0.102	0.127	0.152	0.178	0.203	0.229	0.254	0.279
1	0.305	0.330	0.356	0.381	0.406	0.432	0.457	0.483	0.508	0.533	0.559	0.584
2	0.610	0.635	0.660	0.686	0.711	0.737	0.762	0.787	0.813	0.838	0.864	0.889
3	0.914	0.940	0.965	0.991	1.016	1.041	1.067	1.092	1.176	1.143	1.168	1.194
4	1.219	1.245	1.270	1.295	1.321	1.346	1.372	1.397	1.422	1.448	1.473	1.499
5	1.524	1.549	1.575	1.600	1.626	1.651	1.676	1.702	1.727	1.753	1.778	1.803
6	1.829	1.854	1.880	1.905	1.930	1.956	1.981	2.007	2.032	2.057	2.083	2.108
7	2.134	2.159	2.184	2.210	2.235	2.261	2.286	2.311	2.337	2.362	2.388	2.413
8	2.438	2.464	2.489	2.515	2.540	2.565	2.591	2.616	2.642	2.667	2.692	2.718
9	2.743	2.769	2.794	2.819	2.845	2.870	2.896	2.921	2.946	2.972	2.997	3.023
10	3.048	3.073	3.099	3.124	3.150	3.175	3.200	3.226	3.251	3.277	3.302	3.327
11	3.353	3.378	3.404	3.429	3.454	3.480	3.505	3.531	3.556	3.581	3.607	3.632
12	3.658	3.683	3.708	3.734	3.759	3.785	3.810	3.835	3.861	3.886	3.912	3.937
13	3.962	3.988	4.013	4.039	4.064	4.089	4.115	4.140	4.166	4.191	4.216	4.242
14	4.267	4.293	4.318	4.343	4.369	4.394	4.420	4.445	4.470	4.496	4.521	4.547
15	4.572	4.597	4.623	4.648	4.674	4.699	4.724	4.750	4.775	4.801	4.826	4.851
16	4.877	4.902	4.928	4.953	4.978	5.004	5.029	5.055	5.080	5.105	5.131	5.156
17	5.182	5.207	5.232	5.258	5.283	5.309	5.334	5.359	5.385	5.410	5.436	5.461
18	5.486	5.512	5.537	5.563	5.588	5.613	5.639	5.664	5.690	5.715	5.740	5.766
19	5.791	5.817	5.842	5.867	5.893	5.918	5.944	5.969	5.994	6.020	6.045	6.071
20	6.096	6.121	6.147	6.172	6.198	6.223	6.248	6.274	6.299	6.325	6.350	6.375
21	6.401	6.426	6.452	6.477	6.502	6.528	6.553	6.579	6.604	6.629	6.655	6.680
22	6.706	6.731	6.756	6.782	6.807	6.833	6.858	6.883	6.909	6.934	6.960	6.985
23	7.010	7.036	7.061	7.087	7.112	7.137	7.163	7.188	7.214	7.239	7.264	7.290
24	7.315	7.341	7.366	7.391	7.417	7.442	7.468	7.493	7.518	7.544	7.569	7.595
25	7.620	7.645	7.671	7.696	7.722	7.747	7.772	7.798	7.823	7.849	7.874	7.899
26	7.925	7.950	7.976	8.001	8.026	8.052	8.077	8.103	8.128	8.153	8.179	8.204
27	8.230	8.255	8.280	8.306	8.331	8.357	8.382	8.407	8.433	8.458	8.484	8.509
28	8.534	8.560	8.585	8.611	8.636	8.661	8.687	8.712	8.738	8.763	8.788	8.814
29	8.839	8.865	8.890	8.915	8.941	8.966	8.992	9.017	9.042	9.068	9.093	9.119
30	9.144	9.169	9.195	9.220	9.246	9.271	9.296	9.322	9.347	9.373	9.398	9.423
31	9.449	9.474	9.500	9.525	9.550	9.576	9.60 1	9.627	9.652	9.677	9.703	9.728
32	9.754	9.779	9.804	9.830	9.855	9.881	9.906	9.931	9.957	9.982	10.008	10.033
33	10.058	10.084	10.109	10.135	10.160	10.185	10.211	10.236	10.262	10.287	10.312	10.338
34	10.363	10.389	10.414	10.439	10.465	10.490	10.516	10.541	10.566	10.592	10.617	10.643
35	10.668	10.693	10.719	10.744	10.770	10.795	10.820	10.846	10.871	10.897	10.922	10.947

La segunda columna es la conversión de pies a metros; las siguientes columnas son la conversión de pulgadas a metros que se suman a la anterior conversión.

Tabla de conversión de pulgadas a milímetros								
Pulgadas	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8
0	0	3.175	6.35	9.525	12.7	15.875	19.05	22.225
1	25.4	28.575	31.75	34.925	38.1	41.275	44.45	47.625
2	50.8	53.975	57.15	60.325	63.5	66.675	69.85	73.025
3	76.2	79.375	82.55	85.725	88.9	92.075	95.25	98.425
4	101.6	104.775	107.95	111.125	114.3	117.475	120.65	123.825
5	127.0	130.175	133.35	136.525	139.7	142.875	146.05	149.225
6	152.4	155.575	158.75	161.925	165.1	168.275	171.45	174.625
7	177.8	180.975	184.15	187.325	190.5	193.675	196.85	200.025
8	203.2	206.375	209.55	212.725	215.9	219.075	222.25	225.425
9	228.6	231.775	234.95	238.125	241.3	244.475	247.65	250.825
10	254.0	257.175	260.35	263.525	266.7	269.875	273.05	276.225
11	279.4	282.575	285.75	288.925	292.1	295.275	298.45	301.625
12	304.8	307.975	311.15	314.325	317.5	320.675	323.85	327.025
13	330.2	333.375	336.55	339.725	342.9	346.075	349.25	352.425
14	355.6	358.775	361.95	365.125	368.3	371.475	374.65	377.825
15	381.0	384.175	387.35	390.525	393.7	396.875	400.05	403.225
16	406.4	409.575	412.75	415.925	419.1	422.275	425.45	428.625
17	431.8	434.975	438.15	441.325	444.5	447.675	450.85	454.025
18	457.2	460.375	463.55	466.725	469.9	473.075	476.25	479.425
19	482.6	485.775	488.95	492.125	495.3	498.475	501.65	504.825
20	508.0	511.175	514.35	517.525	520.7	523.875	527.05	530.225
21	533.4	536.575	539.75	542.925	546.1	549.275	552.45	555.625
22	558.8	561.975	565.15	568.325	571.5	574.675	577.85	581.025
23	584.2	587.375	590.55	593.725	596.9	600.075	603.25	606.425
24	609.6	612.775	615.95	619.125	622.3	625.475	628.65	631.825
25	635.0	638.175	641.35	644.525	647.7	650.875	654.05	657.225
26	660.4	663.575	666.75	669.925	673.1	676.275	679.45	682.625
27	685.8	688.975	692.15	695.325	698.5	701.675	704.85	708.025
28	711.2	714.375	717.55	720.725	723.9	727.075	730.25	733.425
29	736.6	739.775	742.95	746.125	749.3	752.475	755.65	758.825
30	762.0	765.175	768.35	771.525	774.7	777.875	781.05	784.225

Fórmulas generales para la conversión de los diferentes sistemas

Centígrados a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=9/5^{\circ}\text{C}+32$
Fahrenheit a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Réaumur a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/4 ^{\circ}\text{R}$
Fahrenheit a Réaumur	$^{\circ}\text{R}=4/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Réaumur a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=(9/4^{\circ}\text{R})+32$
Celsius a Kelvin	$^{\circ}\text{K}=273.15+^{\circ}\text{C}$
Fahrenheit a Rankine	$^{\circ}\text{Ra}=459.67+^{\circ}\text{F}$
Rankine a Kelvin	$^{\circ}\text{K}=5/9^{\circ}\text{Ra}$

Factores químicos de conversión					
	A	B	C	D	E
Constituyentes	epm a ppm	ppm a epm	epm a gpg	gpg a epm	ppm a ppm CaCO ₃
calcio Ca ⁺²	20.04	0.04991	1.1719	0.8533	2.4970
hierro Fe ⁺²	27.92	0.03582	1.6327	0.6125	1.7923
magnesio Mg ⁺²	12.16	0.08224	0.7111	1.4063	4.1151
potasio K ⁺¹	39.10	0.02558	2.2865	0.4373	1.2798
sodio Na ⁺¹	23.00	0.04348	1.3450	0.7435	2.1756
bicarbonato (HCO ₃) ⁻¹	61.01	0.01639	3.5678	0.2803	0.8202
carbonato (CO ₃) ⁻²	30.00	0.03333	1.7544	0.5700	1.6680
cloro (Cl) ⁻¹	35.46	0.02820	2.0737	0.4822	1.4112
hidróxido (OH) ⁻¹	17.07	0.05879	0.9947	1.0053	2.9263
nitrito (NO ₂) ⁻¹	62.01	0.01613	3.6263	0.2758	0.8070
fosfato (PO ₄) ⁻³	31.67	0.03158	1.8520	0.5400	1.5800
sulfato (SO ₄) ⁻²	48.04	0.02082	2.8094	0.3559	1.0416
bicarbonato de calcio Ca(HCO ₃) ₂	805.00	0.01234	4.7398	0.2120	0.6174
carbonato de calcio (CaCO ₃)	50.04	0.01998	2.9263	0.3417	1.0000
cloruro de calcio (CaCl ₂)	55.50	0.01802	3.2456	0.3081	0.9016
hidróxido de calcio Ca(OH) ₂	37.05	0.02699	2.1667	0.4615	1.3506
sulfato de calcio (CaSO ₄)	68.07	0.01469	3.9807	0.2512	0.7351
bicarbonato férrico Fe(HCO ₃) ₃	88.93	0.01124	5.2006	0.1923	0.5627
carbonato férrico Fe ₂ (CO ₃) ₃	57.92	0.01727	3.3871	0.2951	0.8640
sulfato férrico Fe ₂ (SO ₄) ₃	75.96	0.01316	4.4421	0.2251	0.6588
bicarbonato magnésico Mg(HCO ₃) ₂	73.17	0.01367	4.2789	0.2337	0.6839
carbonato magnésico (MgCO ₃)	42.16	1.02372	2.4655	0.4056	1.1869
cloruro de magnesio (MgCl ₂)	47.62	0.02100	2.7848	0.3591	1.0508
hidróxido de magnesio Mg(OH) ₂	29.17	0.03428	1.7058	0.5862	1.7155
sulfato de magnesio (MgSO ₄)	60.20	0.01661	3.5202	0.2841	0.6312

epm = equivalentes por millón

ppm = partes por millón

gpg = granos por galón

p.p.m. CaCO₃ = partes por millón de carbonato de calcio



ABREVIATURAS

Sigla	Significado
At	Altitud sobre el nivel del mar
Cl	Cloro
r	Coeficiente de transferencia de oxígeno
CF	Coliformes fecales
COV	Compuesto orgánico volátil
DBO	Demanda bioquímica de oxígeno
DBO _e	Demanda bioquímica de oxígeno de entrada
DQO	Demanda química de oxígeno
CO ₂	Dióxido de carbono
P	Fósforo
SePT	Fósforo final
SiPT	Fósforo inicial
PT	Fósforo total
Q	Gasto
Q _r	Gasto de recirculación
Q _f	Gasto final
G y A	Grasas y aceites
NaClO	Hipoclorito de sodio
IVL	Índice volumétrico de lodos
Y	Metabolismo celular
N	Nitrógeno
NH ₃	Nitrógeno amoniacal
SeNH ₃	Nitrógeno amoniacal final
SiNH ₃	Nitrógeno amoniacal inicial
NO ₃ ⁻	Nitrógeno de nitratos
NT	Nitrógeno total
OD	Oxígeno disuelto
pH	Potencial hidrógeno
RLA	Recirculación de lodos activados
A/M	Relación alimento/microorganismos
K _d	Respiración endógena
SS	Sólidos suspendidos
SSLM	Sólidos suspendidos del licor mezclado
SST	Sólidos suspendidos totales
SSV	Sólidos suspendidos volátiles
SSVs	Sólidos suspendidos volátiles a la salida
SSV _r	Sólidos suspendidos volátiles en el lodo de recirculación
SSV _i	Sólidos suspendidos volátiles iniciales
SSVLM	Sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado
SSV _r	Sólidos suspendidos volátiles en la recirculación
T	Temperatura
TRCM	Tiempo de residencia celular medio
θ _C	Tiempo de residencia celular medio
Tr	Tiempo de residencia hidráulico
K	Velocidad de consumo de sustrato
V _r	Volumen del reactor



BIBLIOGRAFÍA

- Crites, R., Tchbanoglous, G. (2000). Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones. Primera edición. Editorial McGraw-Hill. ISBN: 0-07-289087-8.
- EPA, 1992. (s.f.). Environmental Protection Agency "Guidelines for Water Reuse". EPA/628/R-92/004.
- EPA, 2011. (s.f.). Principles of Design and Operations of Wastewater Treatment Pond Systems for Plant Operators, Engineers, and Managers. Office of Research and Development National Risk Management Research Laboratory. EPA/600/R-11/088. United States.
- Grady, C. P., & Lim, H. C. (1980). Biological Wastewater Treatment Theory and Applications. Marcel Dekker, New York.
- Metcalf & Eddy. (2003). Wastewater Engineering, Treatment and Reuse. 4th edition. McGraw Hill, New York. ISBN: 0-07-041878-0.
- Romero Rojas, J. A. (1999). Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización. 3ra. Edición. Ed. Alfaomega. ISBN: 970-15-0403-8.
- Water Pollution Control Federation. Clarifier Design. Manual Of Practice FD-8 (1985). ISBN 0-943244-61-7. USA. World Composition Services, Inc.
- Water Pollution Control Federation. Preliminary Treatment for Wastewater Facilities. Manual Of Practice Operation & Maintenance-02 (1980). Lancaster Press, Inc.
- Water Pollution Control Federation. Plant Maintenance Program. Manual Of Practice Operation & Maintenance-3 (1982). Lancaster Press, Inc.



ILUSTRACIONES

Ilustración 1.1 Rejilla de limpieza manual	3
Ilustración 1.2 Rejillas automáticas de limpieza mecánica	4
Ilustración 1.3 Rejillas estáticas	5
Ilustración 1.4 Arreglo de la reja	9
Ilustración 1.5 Corte de la reja	9
Ilustración 1.6 Planta de la reja	9
Ilustración 1.7 Desarenadores horizontales	14
Ilustración 1.8 Desarenador aireado	15
Ilustración 1.9 Sección transversal de un desarenador aireado	17
Ilustración 1.10 Modelo de flujo en un desarenador aireado	18
Ilustración 1.11 Desarenador de vórtice	20
Ilustración 1.12 Desarenadores de vórtice a) Sistema PISTA b) Sistema Teacup	20
Ilustración 1.13 Configuración de la canaleta Parshall	24
Ilustración 1.14 Desarenador del ejemplo	24
Ilustración 1.15 Sección del desarenador con canaleta Parshall	30
Ilustración 2.1 Ubicación del clarificador primario en una planta de tratamiento	35
Ilustración 2.2 Sedimentador primario a) circular b) rectangular	37
Ilustración 2.3 Sedimentadores primarios a) Rastras b) Sedimentador circular c) Sedimentador rectangular d) Vertedores triangulares	38



TABLAS

Tabla 1.1 Tamaño de apertura de rejas y rejillas	2
Tabla 1.2 Rejas automáticas para diferentes condiciones de instalación	4
Tabla 1.3 Criterios de diseño de rejas y rejillas (Metcalf & Eddy, Inc., 2003)	5
Tabla 1.4 Resumen de los valores del ejemplo	8
Tabla 1.5 Resumen de los valores del ejemplo 1.2.2	11
Tabla 1.6 Criterios de diseño para desarenadores horizontales	14
Tabla 1.7 Información típica para desarenadores aireados	19
Tabla 1.8 Información típica para el diseño de desarenadores de vórtice	19
Tabla 1.9 Velocidad teórica máxima de derrame para tanques desarenadores	21
Tabla 1.10 Fórmulas para canales Parshall	23
Tabla 1.11 Dimensiones de la canaleta Parshall, de acuerdo con la configuración de la Ilustración 1.13	23
Tabla 2.1 Criterios de diseño de sedimentadores primarios	38
Tabla 2.2 Criterios de diseño de sedimentadores primarios	39

