



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

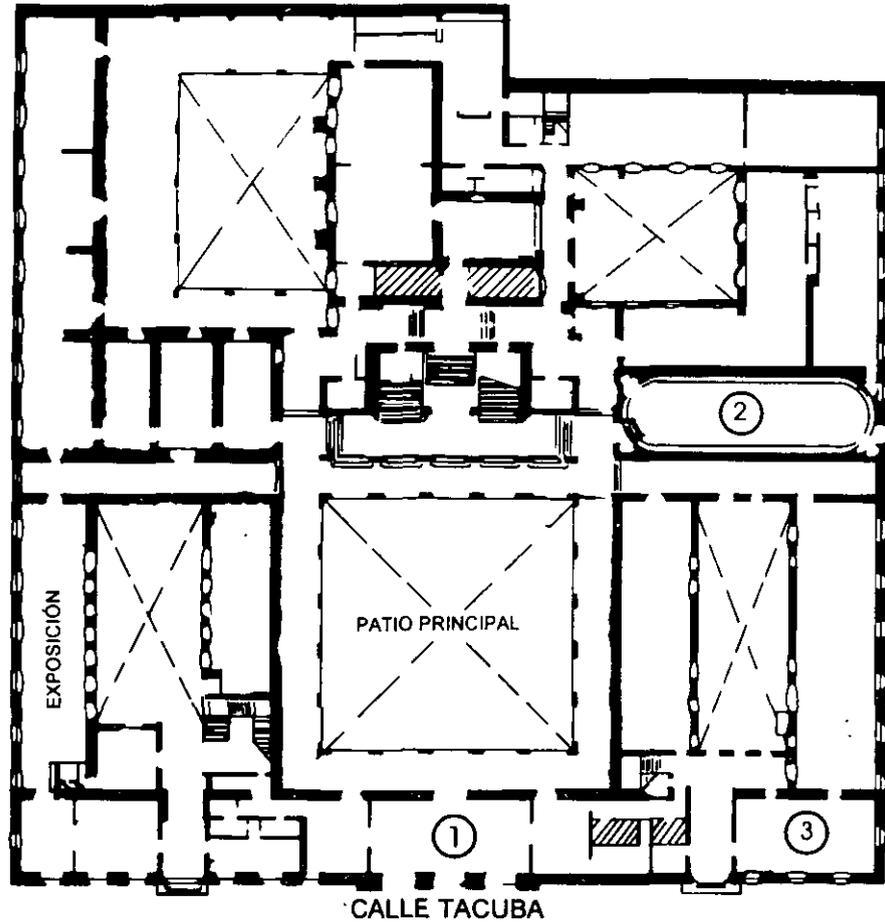
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

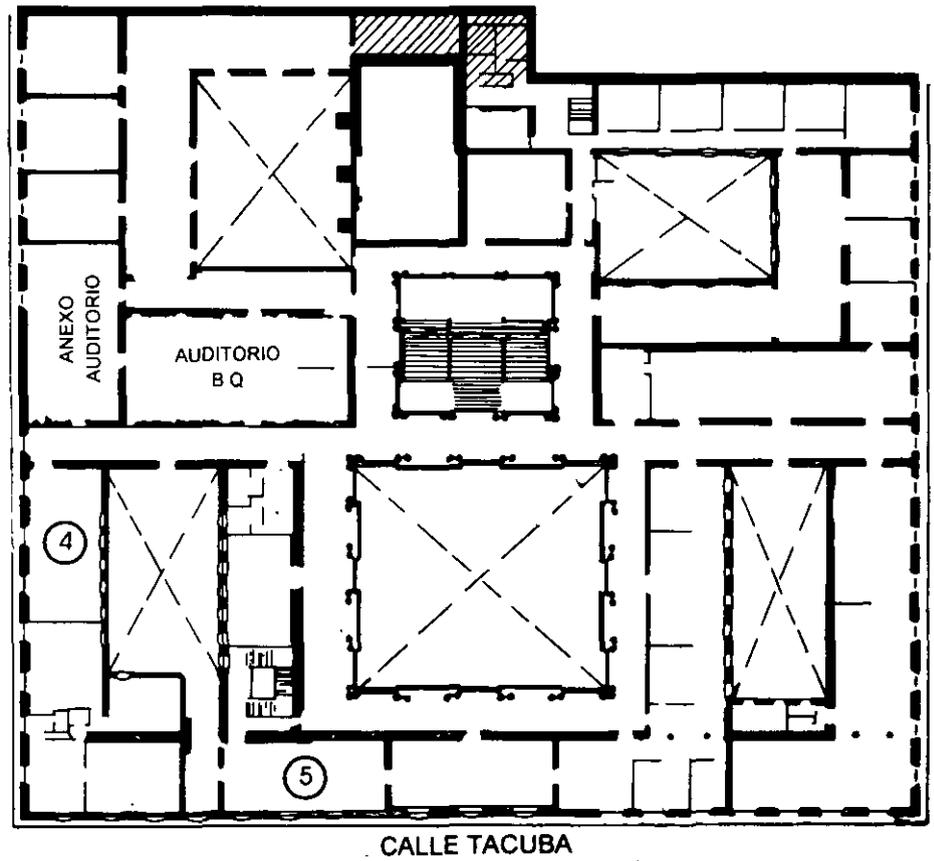
Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

**Atentamente
División de Educación Continua.**

PALACIO DE MINERIA

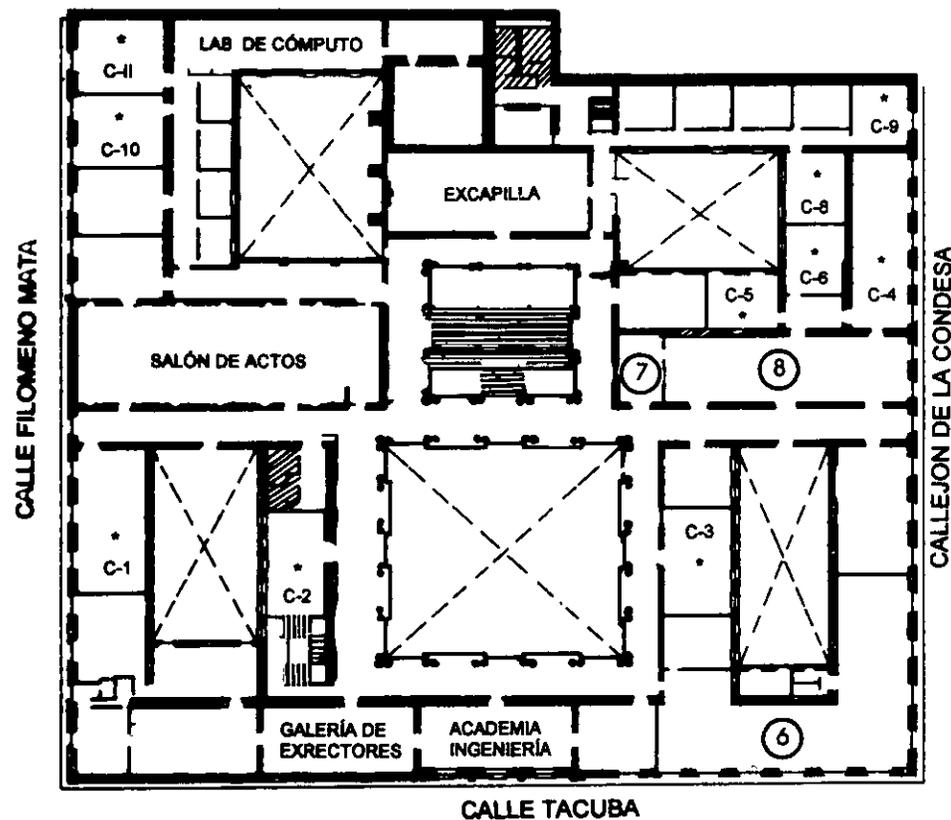


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

PALACIO DE MINERÍA



1er. PISO

GUÍA DE LOCALIZACIÓN

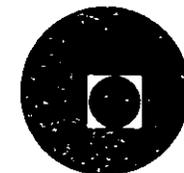
1. ACCESO
2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
3. LIBRERÍA UNAM
4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
6. OFICINAS GENERALES
7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
8. SALA DE DESCANSO

SANITARIOS

* AULAS



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS**

**TEMA:
DESARENACIÓN**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
ABIRL DEL 2003**

DESARENADORES, TEORIA Y DIMENSIONAMIENTO

1. INTRODUCCION

Los tanques desarenadores forman parte del tratamiento preliminar y se diseñan para eliminar la arena, aquí el termino arena incluye además, cascara de huevo, pedazos de hueso, semillas, residuos de café molido y otros sólidos cuya gravedad específica es mayor que la de las partículas orgánicas putrescibles presentes en las aguas residuales. La necesidad de eliminar estos materiales radica en:

- a) Proteger el equipo mecánico y las bombas de abrasión y de un desgaste excesivo,
- b) Prevenir el taponamiento de tuberías y reducir el depósito de este material en los canales,
- c) Prevenir el efecto de cementación en el fondo de los tanques digestores y de sedimentación primaria y
- d) Reducir el efecto de acumulación en los tanques de aeración y en los digestores de lodos lo cual puede reducir su volumen útil

II LOCALIZACION

Con el objeto de proporcionar mayor protección al equipo mecánico, se ha vuelto una necesidad la instalación de tanques desarenadores en la mayoría de plantas de tratamiento de aguas residuales.

Normalmente, estas unidades se localizan antes del bombeo de las aguas residuales crudas, sin embargo, en algunas ocasiones los colectores de llegada se encuentran a tal profundidad que resulta impráctico y poco económico la instalación de los desarenadores antes del bombeo. En esa situación puede ser preferible bombear las aguas, a un punto de mayor accesibilidad a costa de un mayor mantenimiento en el equipo de bombeo.

Normalmente, los tanques desarenadores son diseñados para eliminar las partículas que fuesen retenidas en la malla # 65, es decir, con un diámetro mayor a 0.21 mm. La longitud del canal estará regida por la profundidad requerida por la velocidad de sedimentación y la sección de control. El área transversal a su vez estará regida por el caudal y el número de canales. Es importante prever cierta longitud adicional para tener en cuenta la turbulencia que se forma en la entrada y en la salida, recomendándose un mínimo de aproximadamente el doble de la profundidad a flujo máximo aunque a veces se puede utilizar una longitud máxima adicional del 50% de la longitud teórica.

En la Tabla 1 se presentan los datos típicos de diseño para este tipo de desarenadores:

TABLA 1. Datos típicos de diseño para desarenadores de flujo horizontal.

Concepto	Valor	
	Rango	Típico
Tiempo de retención, s	45-90	60
Velocidad horizontal, m/s	0.25-0.40	0.30
Velocidades de sedimentación en:		
Material retenido en la malla 65, m/min*	1.0-1.3	1.15
Material retenido en la malla 100, m/min*	0.6-0.9	0.75
Pérdida de carga en la sección de control como porcentaje de la profundidad del canal, %	30-40	36**
Estimación de la longitud adicional por el efecto de turbulencia en la entrada y en la salida	2 Dm ***	0.5L ****

* Si la gravedad específica de la arena es significativamente menor que 2.65 se deberán usar velocidades menores

** Uso de medidor Parshall como sección de control

*** Dm = Profundidad máxima en el desarenador

*** L = Longitud teórica del desarenador

III.2 Desarenadores aereados (Fig. 2).

El excesivo desgaste del equipo de manejo de la arena y el descubrimiento de acumulaciones de ese material en los tanques de aereación fueron las causas que fomentaron el uso de los desarenadores aereados. Por lo general, estos tanques se proyectan para proporcionar tiempos de retención de casi tres minutos a

caudal máximo. La sección transversal del tanque es semejante a la proporcionada para la circulación en espiral en los tanques de aereación de lodos activados. En la Tabla 2 se presentan los datos típicos de diseño.

La agitación o velocidad de rotación en el tanque, es el factor que rige el tamaño de las partículas de una gravedad específica determinada que serán eliminadas. Si la velocidad es demasiado grande la arena será arrastrada fuera del tanque y, si fuese demasiado pequeña habrá materia orgánica que se depositará junto con la arena. Afortunadamente, la cantidad de aire se puede ajustar fácilmente. Si se ajusta adecuadamente, se obtendrán porcentajes de eliminación de casi el 100% y la arena quedará bien lavada. El agua residual se desplaza a través del tanque siguiendo una trayectoria helicoidal y pasa dos o tres veces por el fondo del tanque a caudal máximo, e incluso más veces con caudales menores.

El agua residual deberá introducirse en dirección transversal al tanque.

La pérdida de carga en este tipo de tanque es mínima y la limpieza se puede realizar manual, mecánica e hidráulicamente. La limpieza mecánica se realiza a través de cucharones y transportadores y la limpieza hidráulica incluye eyectores hidráulicos o propulsores de alta velocidad.

TABLA 2. Datos típicos para el diseño de desarenadores aereados.

Concepto	Valor	
	Rango	Típico
Dimensiones:		
Profundidad, m	2-5	---
Longitud, m	7.5-20	---
Ancho, m	2.5-7.0	
Relación ancho-profundidad	1:1-5:1	2:1
Tiempo de retención a flujo máximo, min.	2-5	3
Suministro de aire, m ³ /m de longitud por min.	0.15-0.45	0.3
Cantidades de arena, m ³ /1000 m ³	0.004-0.0200	0.015

III.3 Desarenadores de sección cuadrada o tanques de detritus (Fig. 3)

A este tipo de desarenadores se les llama también tanques de detritus y en ellos, tanto la arena como las partículas orgánicas son separadas mecánicamente antes de su remoción. La hidráulica en

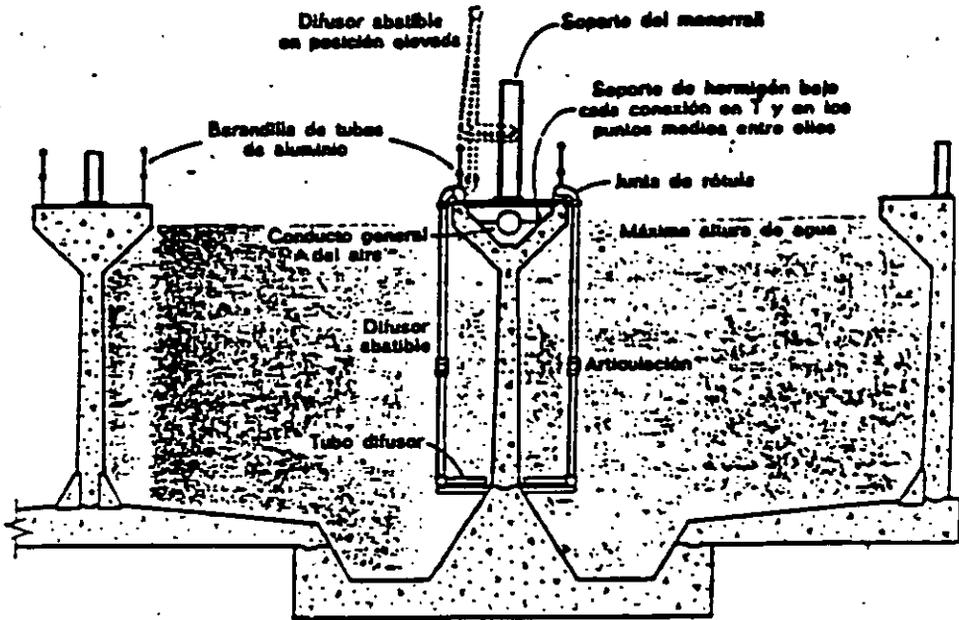


Figura 2. Sección transversal típica de un desarenador aerado.

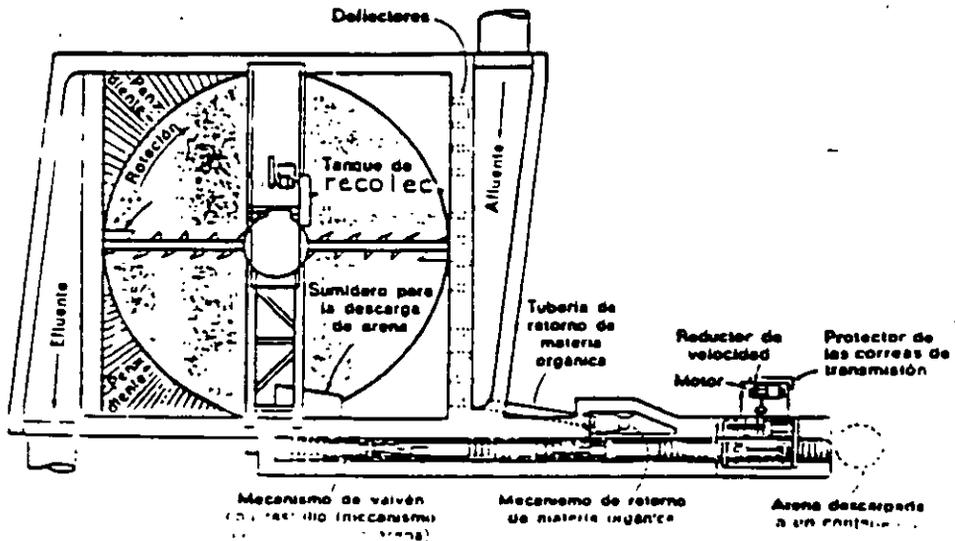


Figura 3. Desarenador de sección cuadrada o tanque de detritus.

este tipo de tanques se controla a través de deflectores ajustables localizados en la entrada del mismo, que además aseguran una velocidad relativamente uniforme y una adecuada distribución del material. Igual que en los desarenadores aereados, la pérdida de carga es relativamente pequeña.

Aunque este tipo de desarenación se ha usado en otros países desde hace tiempo, en México, son pocas las plantas de tratamiento que cuentan con este tipo de unidades. A continuación se presentan algunas de sus ventajas.

1. Debido a que se diseñan con base al área, son capaces de eliminar hasta el 95% del material cuyo tamaño es mayor al de diseño. Esto, siempre y cuando el flujo no exceda del máximo de diseño
2. El material que se elimina en esta unidad, saldrá lavado y drenado y, su porcentaje de sólidos orgánicos no excederá del 3% en peso.
3. No existe la necesidad de proveer una velocidad uniforme en este tipo de desarenador cuando se trabaja a flujo variables.
4. El desgaste del equipo por abrasión es mínimo.

Entre sus desventajas están las siguientes:

1. En la práctica, es difícil obtener la distribución uniforme del flujo (caudal) mediante el uso de deflectores.
2. En tanques poco profundos (menos de 0.9m), se puede perder material debido a la agitación provocada por la rastra al pasar frente al vertedor de salida

En este tipo de desarenadores, los sólidos sedimentados son arrastrados a un depósito localizado en un extremo del tanque, desde donde son eliminados a través de un mecanismo rotatorio inclinado (normalmente una bomba de tornillo). En ese proyecto, los sólidos orgánicos son separados de la arena y regresados al tanque. Según Metcalf y Eddy, este tipo de desarenadores se diseñan con base a la carga superficial, la cual, depende del tamaño de las partículas y de su temperatura. En la figura 4 se presentan algunas curvas típicas de diseño.

IV CONTROL DE LA VELOCIDAD

En los desarenadores no aereados, el control de la velocidad dentro de la longitud efectiva del canal se realiza a través del uso de una sección de control, es decir: un vertedor proporcional, un vertedor Sutro, un medidor Parshall, etc. Estas secciones de control mantienen constante la velocidad dentro del canal en un rango amplio de flujos.

El vertedor proporcional y el tipo Sutro (Fig. 5) son ampliamente utilizados en este tipo de trabajos y al compararlos, la única diferencia es que el vertedor proporcional tiene ambos lados curvados y el vertedor Sutro tiene un lado curvado y un lado recto, es decir, es exactamente la mitad del vertedor proporcional. Para determinar las características del flujo cuando se usa un vertedor tipo Sutro como sección de control se pueden usar las siguientes ecuaciones:

$$x = b (1 - 2/\pi \tan^{-1} \sqrt{y/a}) \quad (1)$$

$$Q = b \sqrt{2ag} (h + 2/3 a) \quad (2)$$

$$Q_1 = 2/3 b \sqrt{2g} [(h + a)^{3/2} - h^{3/2}] \quad (3)$$

Donde:

a, b = Constantes típicas del vertedor

y = Altura del líquido

x = Anchura del vertedor a la superficie líquida

h = Altura total del vertedor

Q = Gasto total del vertedor Sutro

Q₁ = Gasto a través de la porción rectangular del vertedor Sutro.

Como se ha mencionado, las descargas para un vertedor tipo proporcional serían simplemente el doble de las obtenidas por las ecuaciones 2 y 3.

Las fórmulas anteriores se utilizan para determinar la forma de un vertedor para una capacidad específica. Seleccionando dimensiones apropiadas para a ó b y h, la variable remanente que puede ser a ó b puede determinarse sustituyendo en la ecuación apropiada. Una vez determinadas a y b, x puede calcularse para cualquier valor de y.

V. CANTIDAD DE ARENA

Las cantidades de arena pueden variar enormemente de una localidad a otra, dependiendo del tipo del sistema de alcantarillado, características de la zona drenada, el estado en que se encuentran las alcantarillas, el tipo de descargas industriales y la proximidad y uso de playas arenosas. Los valores típicos están reportados en la Tabla 2.

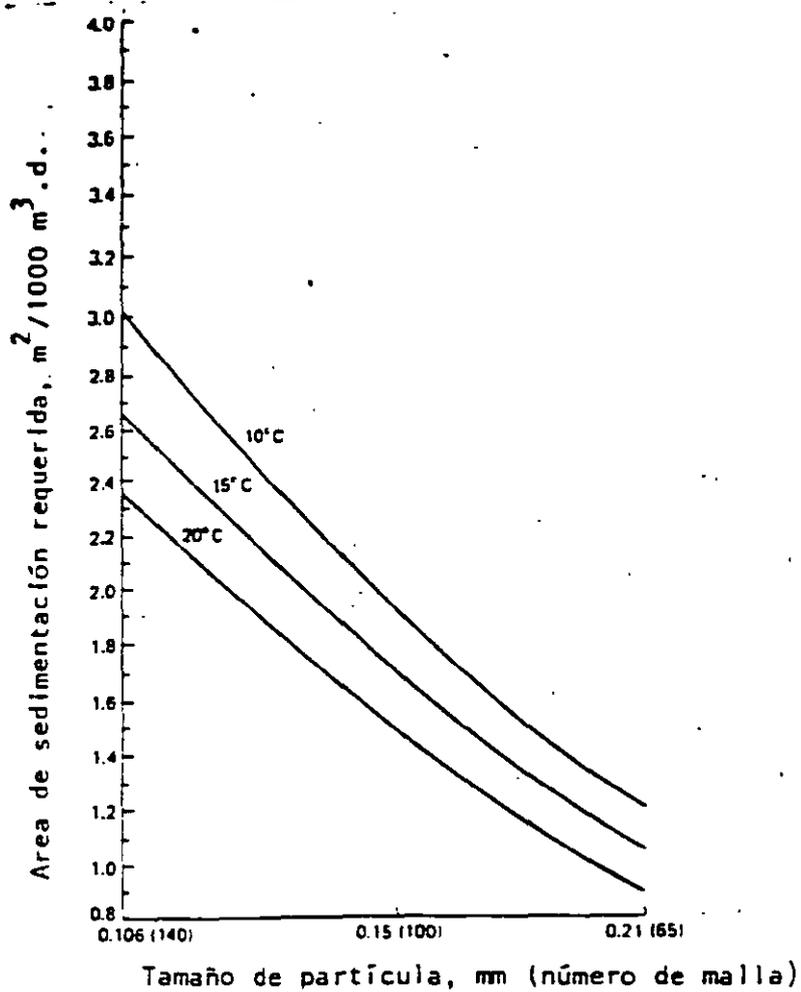


Figura 4. Area requerida por cada 1000 m³ de aguas residuales para la sedimentación de partículas con gravedad - específica = 2.65 a las temperaturas indicadas.

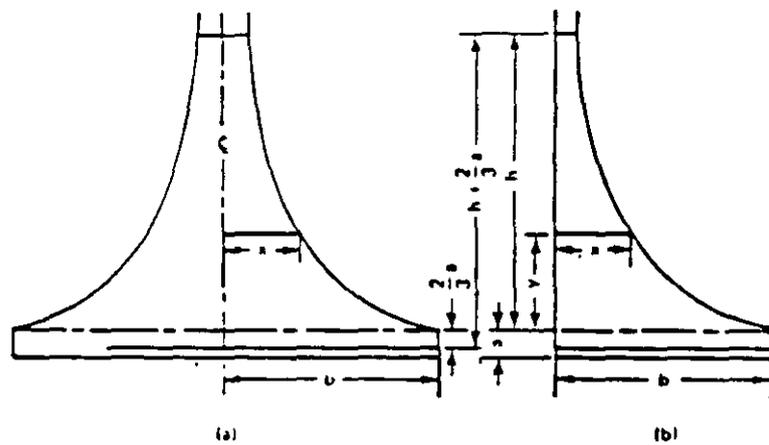


Figura 5. Elementos de un vertedor proporcional (a) y de un vertedor tipo Sutter (b)

VI. DISPOSICION O ELIMINACION DE ARENAS

Posiblemente, el método más común de disposición o eliminación de arenas sea el relleno sanitario para evitar condiciones desagradables. En países desarrollados, las arenas son incineradas junto con los lodos. Es recomendable sin embargo, lavar las arenas antes de su disposición.

VI.1 Lavado

El carácter de la arena normalmente recolectada en los desarenadores de flujo horizontal varía ampliamente desde lo que podría considerarse una arena limpia hasta aquella que contiene gran proporción de materia orgánica putrescible. La arena sin lavar puede contener hasta un 50% o más de materia orgánica. Este material a menos que se elimine rápidamente puede atraer insectos y roedores y tiene además un olor desagradable.

Existen varios tipos de lavadores de arenas. Uno de ellos, se basa en un tornillo o rastra inclinada que proporciona la agitación necesaria para la separación de la arena de la materia orgánica y, al mismo tiempo, eleva la arena lavada hasta un punto de descarga situado por encima del nivel del agua.

VII EJEMPLOS

VII.1 Diseño de un desarenador de flujo horizontal

Datos:

Gasto medio (un solo canal) = $Q_m = 104.54 \text{ l/s}$

Tipo de limpieza: manual

Carga superficial: $C_s = 0.023 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}^2$ a 20°C en aguas residuales domésticas.

"Experimental Sewage Treatment", Imhoff y Fair.

Tamaño de partículas a eliminar = 0.20 mm y mayores.

Velocidad de sedimentación de partículas de 0.20 mm de diámetro en agua limpia a 20°C . "Wastewater Treatment". Fair, Geyer y Okun,
 $V_s = 2.54 \text{ cm/s}$

$1 < R < 10$; $R = \text{No. de Reynolds}$

Gravedad específica de las partículas = 2.65

Solución:

1. Area horizontal del canal desarenador:

$$A_h = Q_m / C_s = \frac{101.54 \text{ l/s} \times 1 \text{ m}^3 / 1000 \text{ l.}}{0.023 \text{ m}^3 / \text{s.m}^2} = 4.545 \text{ m}^2$$

2. Longitud del canal (suponiendo un ancho = 0.60 m):

$$L = A_h / \text{ancho} = \frac{4.545 \text{ m}^2}{0.60 \text{ m}} = 7.575 \text{ m.}$$

Cuando está lleno el depósito para acumular arena, la velocidad horizontal del flujo a lo largo del canal debe ser: $V_h = 0.35 \text{ m/s}$

Cuando no hay arena, $V_h = 0.30 \text{ m/s}$.

La velocidad de arrastre de las partículas de arena es de aproximadamente:

$$V_a = 0.60 \text{ m/s.}$$

3. Area transversal del canal cuando no contiene arena:

$$A_t = Q / V_h = \frac{0.10454 \text{ m}^3 / \text{s}}{0.30 \text{ m/s}} = 0.3485 \text{ m}^2$$

$$A_t = Q / V_h = \frac{0.10454 \text{ m}^3 / \text{s}}{0.35 \text{ m/s}} = 0.2987 \text{ m}^2 \text{ (cuando tiene arena)}$$

4. Tirante si el canal tiene arena:

$$h_{c.a.} = A_t / \text{ancho} = \frac{0.2987 \text{ m}^2}{0.60 \text{ m}} = 0.498 \text{ m.}$$

Tirante si el canal no tiene arena:

$$h_{s.a.} = A_t / \text{ancho} = 0.3485 \text{ m}^2 / 0.60 \text{ m} = 0.581 \text{ m.}$$

Diferencia de tirantes: $0.581 - 0.498 = 0.083 \text{ m.}$

5. Volumen para depósito de arena:

$$V_{arena} = (0.083 \text{ m}) (0.60 \text{ m}) (7.575 \text{ m}) = 0.378 \text{ m}^3$$

6. Producción de arena:

Si las aguas residuales acarrean aproximadamente $0.20 \text{ m}^3 / \text{semana}$ de arena (0.3 toneladas por semana), el tiempo requerido para llenar el espacio disponible será:

Tiempo = Vol. disponible/generación por semana

$$= \frac{0.378 \text{ m}^3}{0.20 \text{ m}^3/\text{sem.}}$$

= 1.9 semanas

Por lo tanto, se debe retirar la arena cada dos semanas (Fig. 6).

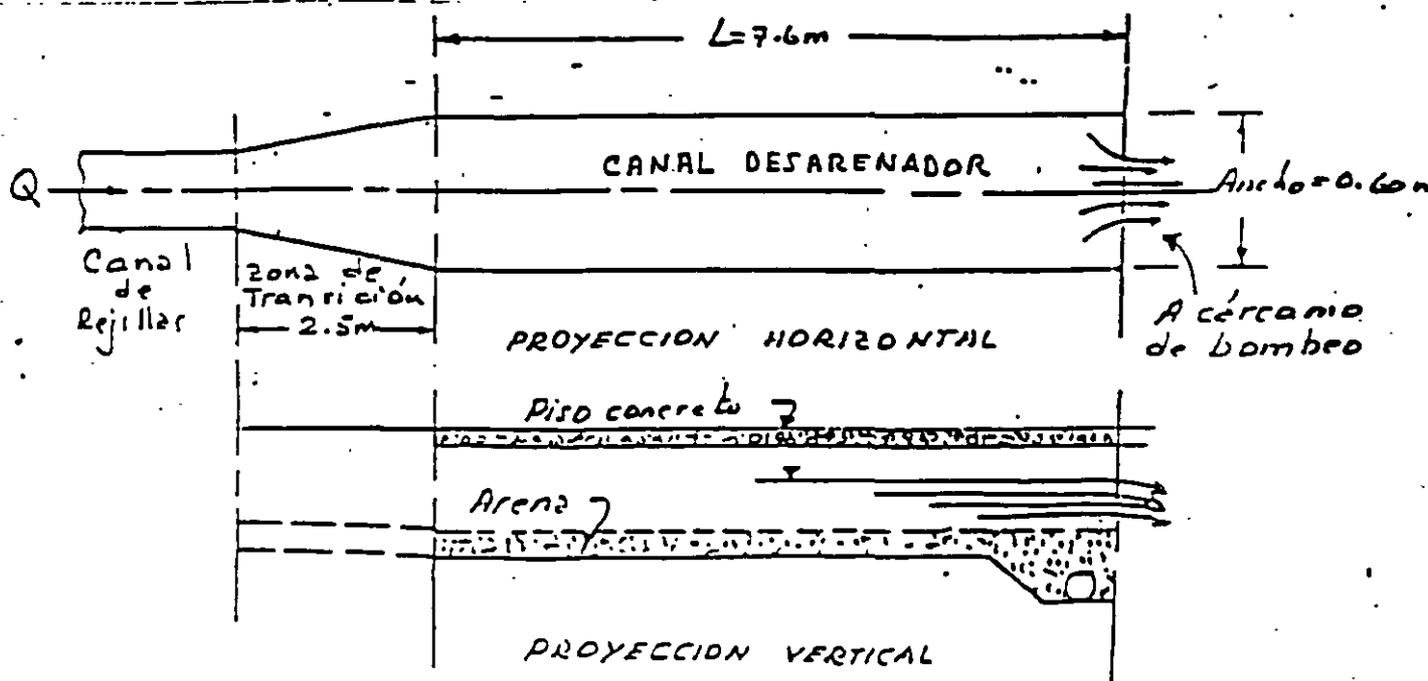


Figura 6 Desarenador del ejemplo VII.1

VII.2 Diseño de un desarenador aerado

Datos

Diseñar un desarenador aerado para el tratamiento de aguas residuales municipales.

El gasto promedio es de $0.5 \text{ m}^3/\text{s.}$, y el gasto máximo (pico) = $1.38 \text{ m}^3/\text{s.}$

Solución:

1. Determinar el volumen del desarenador. Debido a que será necesario drenar el tanque periódicamente para mantenimiento rutinario, se usarán dos tanques desarenadores. Suponiendo que el tiempo de retención promedio a gasto máximo es igual a 3 minutos:

$$\begin{aligned}\text{Volumen del desarenador} &= (1/2)(1.38 \text{ m}^3/\text{s}) 3 \text{ min} \times 60 \text{ s/min} \\ &= 124.2 \text{ m}^3\end{aligned}$$

2. Determinar las dimensiones del desarenador. Usar una relación profundidad/ancho de 1.2:1 y suponer que el ancho = 3.0 m.

a) La profundidad = 1.2 (3 m) = 3.6 m.

b) Longitud = Volumen/ancho por profundidad = $124.2 \text{ m}^3 / 3 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} = 11.5 \text{ m}$

c) Incrementar la longitud un 15% para tomar en cuenta las condiciones de entrada y salida: Longitud ajustada = $11.5 \text{ m} \times 1.15 = 13.2 \text{ m}$.

3. Determinar el requerimiento del suministro de aire. Suponer que 0.04 m³/min. m de longitud serán adecuados:

$$\begin{aligned}\text{Requerimiento de aire (en longitud)} &= 13.2 \text{ m} \times 0.04 \text{ m}^3/\text{min. m} \\ &= 0.53 \text{ m}^3/\text{min.}\end{aligned}$$

4. Estimar la cantidad de arena que debe ser manejada. Suponer un valor de 0.050 m³ por cada 1000 m³ de aguas residuales:

$$\begin{aligned}\text{Volumen de arena} &= (1.38 \text{ m}^3/\text{s}) \times 86400 \text{ s/d} \times 0.050 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3 \\ &= 5.96 \text{ m}^3/\text{d}\end{aligned}$$

OBSERVACION: En el diseño de desarenadores aereados es especialmente importante que el tamaño de las unidades para el manejo de la arena este basado en el gasto máximo.

VIII. BIBLIOGRAFIA

- 1) WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION AND AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, "Water Treatment Plant Design" MOP/8, Water Pollution Control Federation, Washington, D.C., 1977.

- 2) METCALF AND EDDY, INC., "Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse", McGraw-Hill, New York, 1979.
- 3) METCALF Y EDDY, INC, "Tratamiento y Depuración de las Aguas Residuales". Editorial Labor, 1981.
- 4) QASIM, S.R., "Wastewater Treatment Plants: Planning Design and Operation", CBS Colleague Publishing, New York, 1985.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS**

**TEMA:
CRIBADO**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
ABIRL DEL 200**

CRIBADO

1. INTRODUCCION

La primera operación unitaria en las plantas de tratamiento de aguas residuales es el cribado o desbaste. El propósito de esta operación es remover sólidos gruesos como papel, trapos, madera, plásticos y otros. Estos sólidos si no se eliminan pueden dañar el equipo de bombeo y de concentración de lodos, atorarse sobre los aeradores mecánicos, bloquear tuberías, boquillas, etc. creando serios problemas de operación y mantenimiento.

2. CLASIFICACION DE CRIBAS

Las cribas pueden ser de limpieza manual o mecánica y de acuerdo al tamaño de aberturas se clasifican en gruesas y finas:

Cribas gruesas

Este tipo de cribas representan generalmente el primer paso en el tratamiento de aguas residuales y consisten en rejillas, tamices y trituradores (comminutors).

Cribas finas

Las cribas finas fueron utilizadas inicialmente en los sistemas de tratamiento de agua en la industria. Generalmente tienen aberturas de 2 a 6 mm y en la actualidad se usan ya sea como una etapa de pretratamiento o bien para mejorar los efluentes del tratamiento secundario.

Las cribas finas pueden ser fijas o móviles. Las cribas finas o estáticas se mantienen permanentemente en posición vertical, inclinada u horizontal y deben limpiarse con rastrillos o cepillos. Las cribas móviles se limpian continuamente mientras están operando. Ambos tipos de cribas pueden ser capaces de remover de 20 a 35 por ciento de Sólidos Suspendidos y DBO5.

3. REJILLAS

Las rejillas (cribas gruesas) se fabrican con barras de acero u otro material de alta resistencia las cuales van soldadas a un marco que se coloca transversalmente al canal; son comunmente utilizadas en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales de tamaño medio y grande y su limpieza puede ser manual o mecánica. Las rejillas de limpieza manual tienen ángulos de inclinación típicos respecto a la horizontal de 30 a 45 grados. En rejillas mecánicas esta inclinación es de 45 a 90 grados con valores típicos de 60°. En la tabla 1 se presenta la información de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica.

Tabla 1 Información típica de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica

Concepto	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Velocidad a través de las rejillas, m/s	0.3-0.6	0.6-1.0
Tamaño de las barras:		
Ancho, mm	4 - 8	8 - 10
Profundidad, mm	25 - 50	50 - 75
Separación libre entre barras, mm	25 - 75	10 - 50
Pendiente con respecto a la horizontal, grados	45 - 60	75 - 85
Pérdida de carga admisible, mm (en rejilla combatada)		
Admisible, mm	150	150
Máxima, mm	800	800

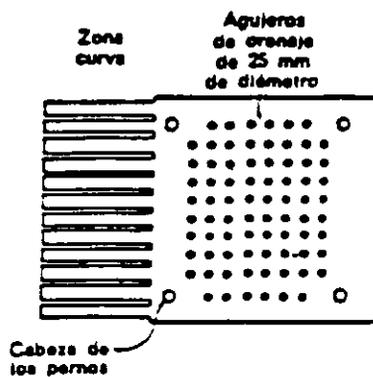
3.1 Rejillas de limpieza manual

Las rejillas de limpieza manual en los sistemas de tratamiento de aguas residuales se localizan generalmente antes de los sistemas de bombeo para su protección. La tendencia en los últimos años ha sido instalar rejillas de limpieza mecánica o trituradores, no sólo para reducir a un mínimo el trabajo manual de limpiar la rejillas sino también para disminuir los reboses y desbordamientos que se producen por el atascamiento de las mismas.

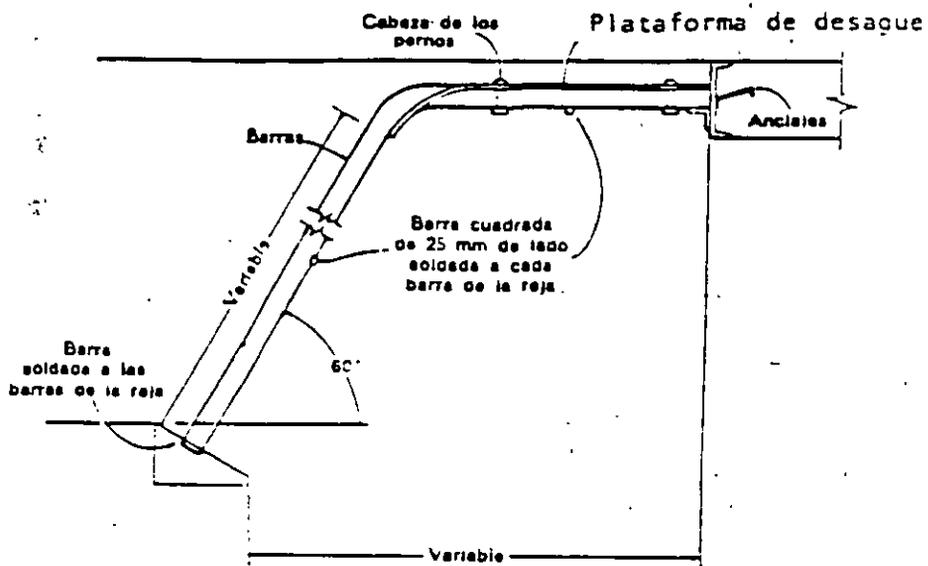
La longitud (profundidad) de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. En la parte superior de la rejilla deberá colocarse una placa perforada para que los sólidos removidos puedan almacenarse temporalmente para su desagüe. En la Figura 1 se muestra una rejilla de limpieza manual típica.

El canal donde se ubica la rejilla debe proyectarse de modo que se evite la acumulación de arena y otros materiales pesados antes y después de la reja. De preferencia, el canal debe ser recto, perpendicular a la rejilla para procurar una distribución uniforme de los sólidos en la sección transversal al flujo y sobre la rejilla.

Con objeto de proporcionar suficiente superficie de rejilla para la acumulación de basuras entre las operaciones de limpieza, es esencial que la velocidad de aproximación se limite a 0.45 m/s a caudal medio. Conforme se acumulan las basuras, obturando parcialmente la reja, aumenta la pérdida de carga, sumergiendo nuevas zonas a través de las cuales va a pasar el agua. El diseño estructural de la rejilla ha de ser adecuado para evitar su rotura en caso de que llegue a taponarse totalmente.



Vista en planta de la plataforma de desague



Detalle de una rejilla con barras de aluminio

Figura 1 Rejilla típica de limpieza manual

3.2 Rejillas de limpieza mecánica

Para realizar el proyecto de este tipo de dispositivos, se determina por anticipado el tipo de equipo a utilizar, las dimensiones del canal de la rejilla, el intervalo de variación de la profundidad del flujo en el canal, la separación entre barras y el método de control de la rejilla. Este tipo de rejillas según la empresa fabricante pueden limpiarse, por la cara anterior (frontal) o la posterior. Cada tipo tiene sus ventajas y desventajas. En la Figura 2 se muestra una rejilla mecánica de limpieza frontal.

En el modelo de limpieza frontal, el mecanismo se halla totalmente enfrente de la rejilla, una posible desventaja de este tipo de rejillas es que si se depositan algunos sólidos al pie de ésta, la pueden obstruir, bloqueando el mecanismo y poniéndolo fuera de operación.

En el modelo de limpieza por la cara posterior se evita precisamente el atascamiento que pudieran ocasionar los sólidos depositados al pie de la rejilla ya que existen diseños en los cuales los rastrillos entran a la rejillas por la zona posterior, pasan por debajo de ella y rastrillean en la cara frontal arrastrando los sólidos que pudieran quedarse en la base de la rejilla (Figura 3).

4. FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE REJILLAS

Los principales factores a considerar en el diseño de rejillas son:

4.1 Canal de rejillas

Consiste en un canal de sección rectangular. El piso del canal es 7 a 15 cm más bajo que la plantilla de la tubería de llegada pudiendo ser plano o con pendiente. El canal se diseña para evitar la acumulación de arenas y otros materiales pesados en el mismo canal. Se debe prever un medio de aproximación recto, perpendicular a las rejillas para asegurar una distribución uniforme de los sólidos gruesos en toda el área a cubrir.

Se deben instalar por lo menos dos rejillas, cada una diseñada para operar con el gasto pico de diseño. Una rejilla se opera mientras la otra se alterna. Para el mantenimiento de rutina se deben considerar medios (compuertas) para detener el flujo y drenar el canal.

La estructura de entrada debe tener una transición suave o divergente con el fin de minimizar las pérdidas de carga a la entrada al pasar las aguas residuales del interceptor al canal y prevenir la sedimentación y acumulación de arenas. En forma semejante, la estructura de salida debe tener convergencia uniforme. El efluente de canales individuales puede combinarse o mantenerse separado, según sea necesario. En la Figura 4 se muestran algunos arreglos de canales con rejillas.

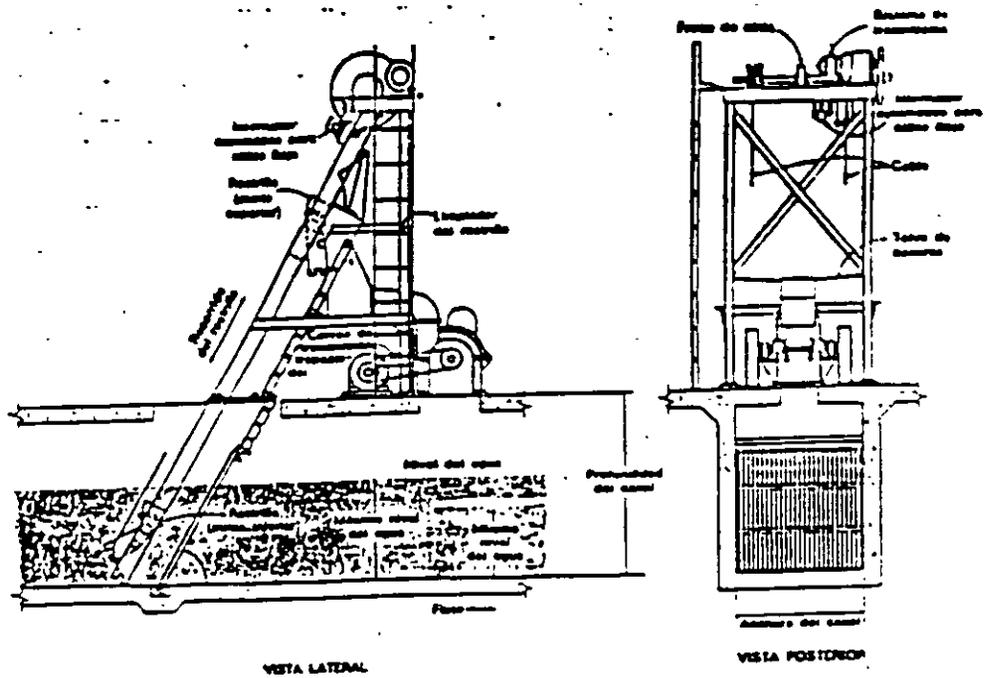


Figura 2 Rejilla mecánica de limpieza frontal

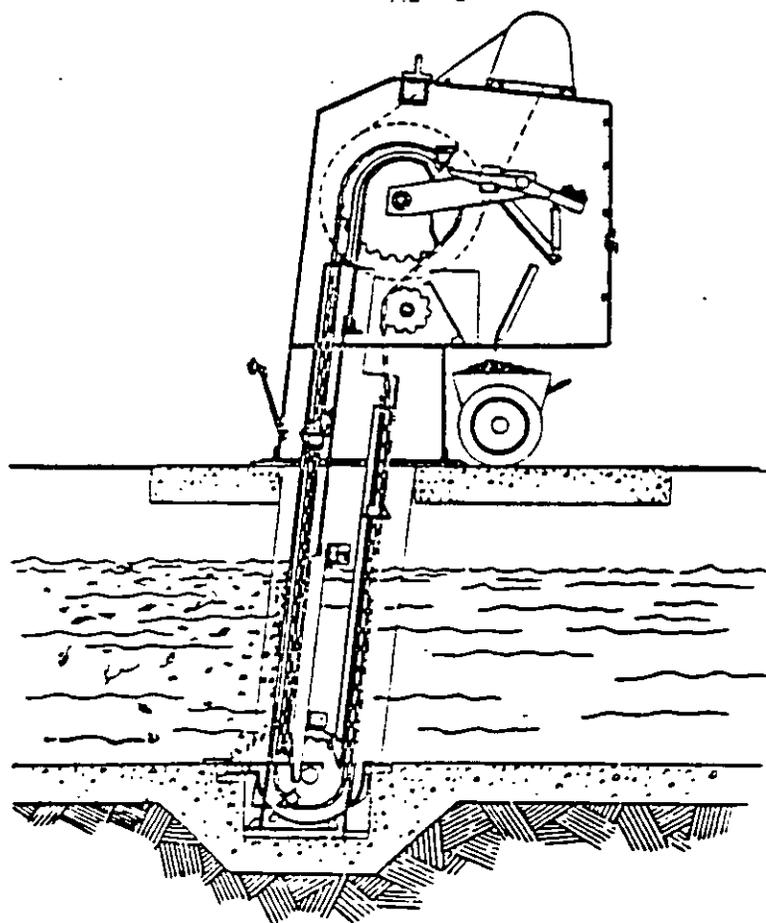


Figura 3 Rejilla mecánica de limpieza posterior

En todos los casos se deben tomar en cuenta las pérdidas de carga por entrada, salida, curvas, ampliaciones y contracciones.

4.2 Pérdida de carga

La pérdida de carga a través de las rejillas se calcula a partir de las siguientes ecuaciones:

$$h_L = \frac{V^2 - v^2}{2g} \left(\frac{1}{0.7} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$h_L = \beta (W/b)^{4/3} hv. \text{ sen } \theta \dots \dots \dots (2)$$

$$h_L = \frac{1}{2g} (Q/CA)^2 \dots \dots \dots (3)$$

La ecuación (1) se emplea para calcular la pérdida de carga a través de barras limpias o parcialmente colmatadas, mientras que la ecuación (2) se usa para calcular la pérdida de carga a través de cribas limpias solamente. La ecuación (3) es la fórmula común de orificios y también se usa para calcular la pérdida de carga a través de cribas finas como mallas o tamices.

Simbología:

- h_L = Pérdida de carga a través de la rejilla, en m.
- V, v = Velocidad a través de la rejilla y en el canal a las arriba de la rejilla, r s.
- g = constante de gravedad = 9.81 m/seg²
- W = ancho máximo de la sección transversal de las barras frente a la dirección del flujo (espesor), en m.
- b = Espaciamiento libre mínimo de las barras, en m.
- θ = Angulo de la rejilla con la horizontal
- hv = Carga de velocidad del flujo que se aproxima a las rejillas, en m.
- Q = Gasto a través de la rejilla
- A = Area abierta efectivamente sumergida, en m²
- C = Coeficiente de descarga, igual a 0.60 para rejillas limpias
- β = Factor de forma de las barras:

Valores de Kirschmer, β para rejillas limpias

Tipo de barra	β
Rectangular cortes rectos	2.42
Rectangular con cara semicircular aguas arriba	1.83
Circular	1.79
Rectangular con cara semicircular aguas arriba y aguas abajo	1.67

4.3 Remoción de sólidos

Las rejillas que se limpian manualmente tienen barras inclinadas para facilitar el rastrillado. El material se coloca posteriormente sobre una placa perforada para drenarlo y almacenarlo.

Como se ha mencionado, las rejillas que se limpian mecánicamente son del tipo frontal o posterior. En ambos casos el rastrillo viajero mueve el material hacia arriba y lo deja caer en una fosa colectora o en un transportador. El dispositivo de limpieza posterior tiene la ventaja que no se atasca fácilmente debido a obstrucciones en la base de la criba. En ambos tipos, el rastrillo opera continuamente por medio de cadenas sin fin y catarinas. La operación puede hacerse intermitentemente por medio de un reloj o actuarse por una diferencial de pérdida de carga preestablecida a través de la criba.

4.4 Cantidades y composición de los sólidos retenidos

La cantidad de sólidos retenidos depende del tipo de agua residual, localización geográfica, condiciones climatológicas y características de las cribas.

La cantidad de material retenido por rejillas varía de 3.5 a 80 m³ por cada millón de metros cúbicos de aguas residuales con un promedio aproximado de 20 m³ por cada millón de metros cúbicos. En la Figura 5 se presenta una gráfica que muestra las cantidades de sólidos removidos en rejillas de limpieza mecánica.

Los sólidos removidos contienen aproximadamente 80 por ciento de humedad y normalmente pesan 960 kg/m³

El material presenta mal olor y atrae moscas. La eliminación se hace por medio de rellenos sanitarios o incineración. Con frecuencia el material se pasa a través de trituradores y se retorna a la planta de tratamiento.

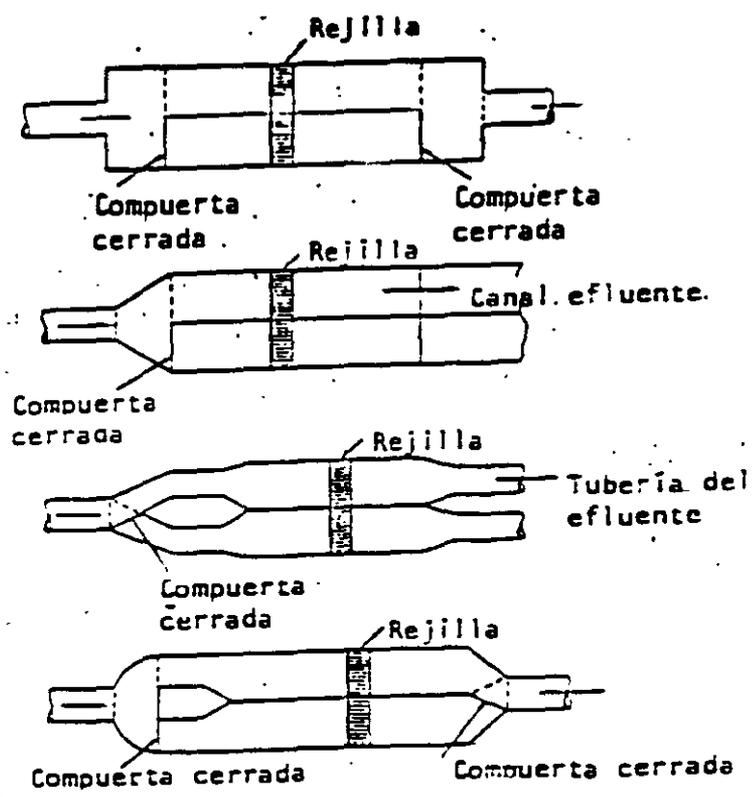


Figura 4 Arreglos de canales dobles con rejilla

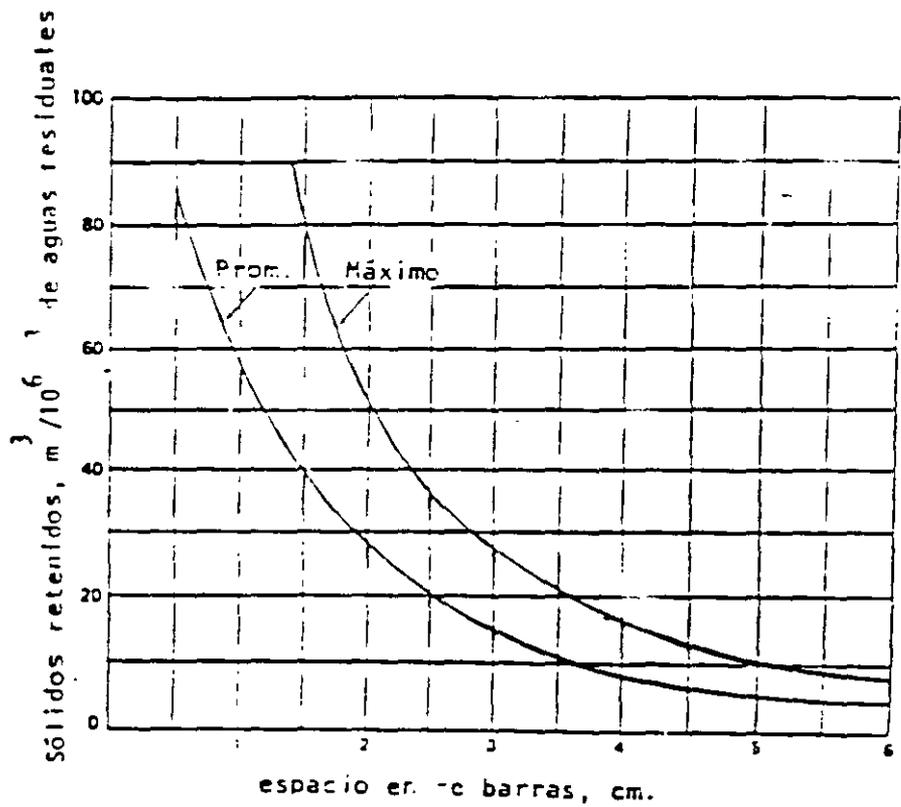


Figura 5 Cantidades de sólidos retenidos por rejillas de limpieza mecánica

5. INFORMACION REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE REJILLAS

- a) Gastos de aguas residuales, incluyendo el flujo pico en época de lluvias y en época de secas y el gasto promedio de diseño.
- b) Datos hidráulicos y de diseño del conducto influente
- c) Criterios de diseño de la planta de tratamiento
- d) Velocidades a través de las barras
- e) Fabricantes de equipo y catálogos para selección
- f) Condiciones de dispositivos existentes si la planta se va a ampliar
- g) Plano del sitio y contornos
- h) Espaciamiento de las barras y restricciones de pérdida de carga a través de las rejillas y de toda la planta
- i) Velocidades a través del canal de cribado.

6. BIBLIOGRAFIA

- a) METCALF Y EDDY, INC., "Tratamiento y depuración de las aguas residuales". Editorial Labor, 1981.
- b) QASIM, S.R., "Wastewater treatment plants: planning design and operation", CBS College Publishing, New York, 1985.
- c) MENDOZA, G.G. Apuntes sobre Cribado, curso "Tratamiento de aguas residuales, municipales, industriales y reusos". División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F. 1989



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS**

TEMA:

TABLE 10- 16 TYPICAL TREABILITY CONSTANTS

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
ABIRL DEL 2003**

TABLE 10-16

Typical treatability constants for
20-foot tower trickling filter packed
with plastic media^a

Type of wastewater	Treatability constant, k , gal/min ^{0.5} ft
Domestic	0.065–0.10
Domestic and food waste	0.060–0.08
Fruit-canning wastes	0.020–0.05
Meat packing	0.030–0.05
Paper mill wastes	0.020–0.04
Potato processing	0.035–0.05
Refinery	0.020–0.07

^a Data are for 20°C.

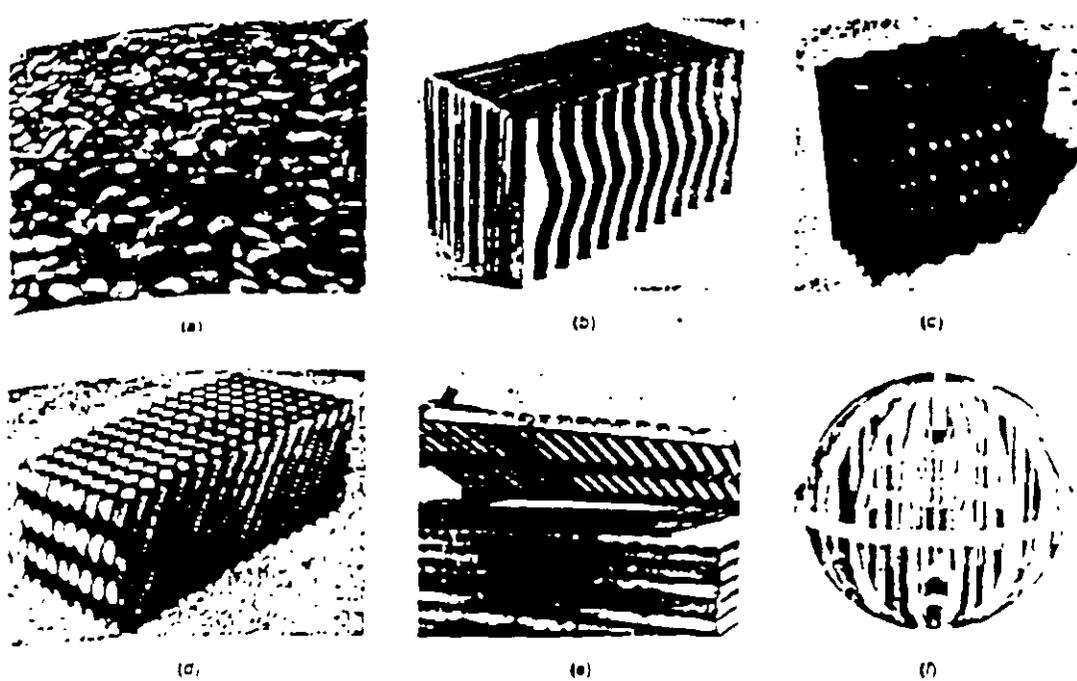


FIGURE 10-3^a
 Typical packing media for trickling filters: (a) rock, (b) and (c) plastic-vertical flow, (d) plastic-cross flow, (e) redwood horizontal, and (f) random pack. (Figs. (c) and (d), from American Surtpac Corp. Division New Microtloc and (f) from Jaeger Products, Inc.)

TABLE 10-15
 Physical properties of trickling-filter media^b

Media	Nominal size in	Mass/unit volume, lb/ft ³	Specific surface area, ft ² /ft ³	Void space, %
Rock				
Small	1-2.5	76-90	17-21	40-50
Large	4-5	50-62	12-50	50-60
Blast furnace slag				
Small	2-3	56-75	17-21	4-50
Large	3-5	50-52	14-18	5-60
Plastic				
Conventional	24 × 24 × 10 ^c	2-6	24-30	31-67
High-specific surface	24 × 24 × 2 ^c	2-6	30-60	31-60
Redwood	40 × 48 × 2 ^c	2-11	12-15	7-30
Random pack ^d	1-3.5	3-6	30-85	31-93

^a Adapted in part from Ref. 50

^b Module size,

1 ft × 1 ft × 25.4 m
 1 ft³ × 16.0135 = m³
 1 lb/ft³ × 0.075 = m³

TABLE 10-13
Typical design information for trickling filters^a

Item	Low-rate	Intermediate rate	High-rate	Super high-rate	Roughing	Two-stage
Filter medium ^b	Rock, slag	Rock, slag	Rock	Plastic	Plastic, redwood	Rock, plastic
Hydraulic loading,						
gal/ft ² · min	0.02–0.06	0.06–0.16	0.16–0.64	0.2–1.20	0.5–3.2	0.16–0.6
Mgal/acre · d	1–4	4–10	10–40	15–90	50–200 ^c	10–40 ^c
BOD ₅ loading, lb/10 ³ ft ² · d	5–25	15–30	30–60	30–100	100–500	60–120
kg	6–8	6–8	3–6	10–40	15–40	6–8
Recirculation ratio	0	0–1	1–2	1–2	1–4	0.5–2
beds	Many	Some	Few	Few or none	Few or none	Few or none
Sloughing	Intermittent	Intermittent	Continuous	Continuous	Continuous	Continuous
BOD ₅ removal efficiency, %	80–90	50–70	65–95	65–80	40–65	85–95
Effluent	Well-nitrified	Partially nitrified	Little nitrification	Little nitrification	No nitrification	Well-nitrified

^a Adapted in part from Fields 56 and 60.

^b See Table 10-15 for physical characteristics of various filter mediums.

^c Does not include recirculation.

Note: ft × 0.3048 = m

gal/ft² · min × 58.6740 = m³/m² · d

Mgal/acre · d × 0.0254 = m³/m² · d

lb/10³ ft² · d × 0.0160 = kg/m² · d

EJEMPLO DE DISEÑO DE FILTROS ROCIADORES

DATOS

$$Q = 100 \text{ l/seg} = 8640 \text{ m}^3/\text{d} = \underline{1585.04} \text{ gal/min}$$

$$S_i = \text{DBOSINF} = \underline{250} \text{ mg/l}$$

$$S_e = \text{DBO5EFL} = \underline{30} \text{ mg/l}$$

$$D = \text{profundidad del tanque} = 4\text{m} = \underline{13.12} \text{ ft}$$

$$\text{Temperatura} = \underline{18^\circ\text{C}}$$

$$K_{20} = \text{constante de reacción a } 20^\circ\text{C} = \underline{0.085}$$

SOLUCION

Se utilizará la expresión propuesta por Metcalf and Eddy

$$S_e / S_i = \exp [- K_{20} D (Qv)]^{-n} \dots\dots\dots (1)$$

Sustituyendo $Qv = Q / A$, y despejando A , se tiene :

$$A = Q \left[\frac{-\ln S_e / S_i}{K_{20} D} \right]^{1/n} \dots\dots\dots (2)$$

Seleccionando un valor de $K=0.085 \text{ gal} / \text{min}^{0.5} \text{ ft}$ para aguas residuales domésticas.

Corrigiendo por profundidad.

$$K_2 = K_1 \left[\frac{D_1}{D_2} \right]^x$$

$$K_{13.12} = 0.085 \left(\frac{20}{13.12} \right)^{0.5} = \underline{0.1049}$$

Para considerar el efecto de la temperatura en la constante de reacción, se utiliza la ecuación de Van't Hoff-Arrhenius

$$K_T = K_{20} \varnothing^{(T-20)} \dots\dots\dots (3)$$

para temperaturas entre 20° y 30° C, \varnothing es alrededor de 1.056

para temperaturas entre 4° y 20° C, \varnothing es alrededor de 1.135

Para el ejemplo se tomará $\phi = 1.1$

por lo que

$$K_{18} = K_{20} (1.1)^{(18-20)}$$

$$K_{18} = 0.1049 (1.1)^{(-2)} = \underline{0.0867}$$

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación (2) se tiene:

$$A = 5508 \text{ ft}^2 ; \text{ Diámetro} = \underline{83.74 \text{ ft}}$$

$$\text{Diámetro comercial} = \underline{85 \text{ ft}}$$



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS**

**TEMA:
CARACTERÍSTICAS Y GESTIÓN DE AGUAS RESIDUALES**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
ABIRL DEL 2003**

CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

PEDRO MARTINEZ PEREDA

AR-MUNICIPALES = AR de: residencias, establecimientos
(Recibidas comerciales e instituciones (AR-Domésticas)
en drenajes +
para trata- AR de plantas manufactureras
miento en ins- (Industrias)
talaciones
municipales)

Componentes indeseables en AR-Municipales "crudas"

Algunos Pueden agotar el OXIGENO cuando se descargan
en un cuerpo de agua receptor

Otros Pueden estimular el crecimiento de ciertos
microorganismos, como las algas.

Estos componentes indeseables consisten de materiales
orgánicos e inorgánicos que se pueden encontrar en
forma soluble y/o insoluble.

∴ Se requiere de la CARACTERIZACION de las AR

A. MATERIALES ORGÁNICOS

Mezcla de muchos materiales carbonosos diferente
∴ Las pruebas para el contenido orgánico de tales
AR son no-específicas. Las tres pruebas más comuni-

- a) DEMANDA BIÓQUÍMICA DE OXÍGENO (DBO)
- b) DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO (DQO)
- c) CARBÓN ORGÁNICO TOTAL

a) DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO

Da una medida del oxígeno utilizado por un grupo heterogéneo de microorganismos, fundamentalmente bacterias durante la oxidación del material orgánico contenido en una muestra de AR.

Hipótesis: todo el material orgánico contenido en la muestra de AR se oxidará a CO_2 y H_2O siendo el O_2 molecular el aceptor de electrones.

\therefore Es una medida directa de los requerimientos de oxígeno y una medida indirecta de la contaminación por materia orgánica biodegradable.

El método de la botella de dilución para DBO utiliza botellas de 300 ml de volumen.

Después del periodo de incubación deseado pueden hacerse los cálculos de la DBO, utilizando las siguientes ecuaciones:

a.) Para pipeteo directo:

$$\text{DBO (en mg/l)} = \left[(\text{OD}_b - \text{OD}_i) \frac{\text{Volumen de la botella}}{\text{ml de muestra}} \right] - (\text{OD}_b - \text{OD}_s)$$

b) Para porcentaje de mezcla:

$$\text{DBO (mg/l)} = \left[(\text{OD}_b - \text{OD}_i) \frac{100}{\%} \right] - (\text{OD}_b - \text{OD}_i)$$

OD_b = Concn. de oxígeno disuelto en el blanco al concluir el período de incubación.

OD_i = Concn. de oxígeno disuelto de la muestra diluida al concluir el período de incubación.

OD_s = Concn. de oxígeno disuelto presente originalmente en la muestra sin diluir.

Para que los resultados de la prueba de DBO sean válidos se requiere que al concluir la prueba haya un remanente de por lo menos 2 mg/l de oxígeno en la botella, y que se utilice más de 1 mg/l de oxígeno disuelto durante el período de incubación.

EJEMPLO 1

Para determinar la DBO de un AR municipal que contiene 2.0 mg/l de OD, se agregan 2 ml de material de siembra a cada una de las tres botellas de DBO que tienen un volumen de 300 ml cada una y 5 ml de muestra. Las botellas se llenan con agua de dilución saturada con OD. Al mismo tiempo se prepararon 3 blancos (testigos), que no contenían muestra pero sí contenían 2 ml de material de siembra y agua de dilución.

¿Cuál es la $DBO_{5,20}$ del AR si las botellas con la muestra contenían una media de concn. de OD de 2.5 mg/l y las botellas blanco una concn. de OD de 6.8 mg/l al concluir el período de incubación de 5 días a 20°C?

Aplicando la ecuación a, resulta

$$DBO_{5,20} \left(\frac{mg}{l} \right) = \left[(6.8 - 2.5) \frac{300}{5} \right] - (6.8 - 2.0) = 253 \frac{mg}{l}$$

$$DBO_{t,T} \left(\frac{mg}{l} \right) = \left[(OD_b - OD_i) \frac{\text{Vol. Botella}}{\text{ml de muestra}} \right] - (OD_b - OD_s)$$

EJEMPLO 2.

La DBO de 5 días de un AR es de 250 mg/l. Suponiendo que $k' = 0.20 \text{ día}^{-1}$, ¿Cuál es la DBO última, L_0 ?

Sustituyendo en la ecuación

$$y = L_0 (1 - 10^{-k't}) = 250 = L_0 (1 - 10^{-(0.20 \times 5)})$$

$$L_0 = \frac{250}{(1 - 10^{-1})} = 278 \text{ mg/l}$$

Generalmente se supone que la remoción de DBO se aproxima a una cinética de primer orden; es decir que la velocidad (tasa) de remoción de DBO (velocidad de oxidación de materia orgánica) es directamente proporcional a la cantidad de DBO remanente en cualquier tiempo. Matemáticamente, la expresión para la progresión en el tiempo es

$$\frac{dL}{dt} = -KL \quad \text{Ec. 1}$$

donde,

$$\frac{dL}{dt} = \text{velocidad de remoción de DBO (M.O.)}$$

L = Concn. de DBO remanente, masa/volumen

K = Constante de reacción de DBO, tiempo⁻¹

Suponiendo que para $t=0$, $L = L_0$

L_0 = DBO última (DBO total presente antes de que haya ocurrido cualquier acción biológica)

La Ec. 1 se puede integrar

$$L = L_0 e^{-Kt} \quad \text{Ec. 2}$$

Si Y , representa la DBO satisfecha en cualquier tiempo, t , entonces

$$L_0 = L + Y \quad \text{Ec. 3}$$

$$L = L_0 - Y \quad \text{Ec. 4}$$

Sustituyendo por L , su valor en la Ecu. 1

$$y = L_0 (1 - e^{-Kt}) \quad \text{Ecu. 5}$$

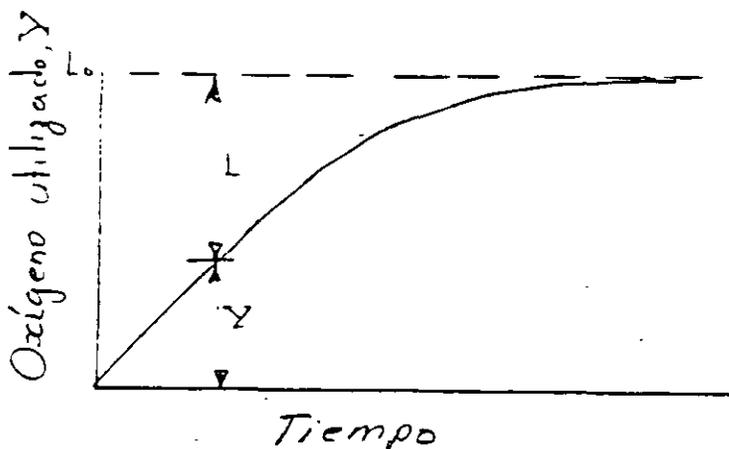
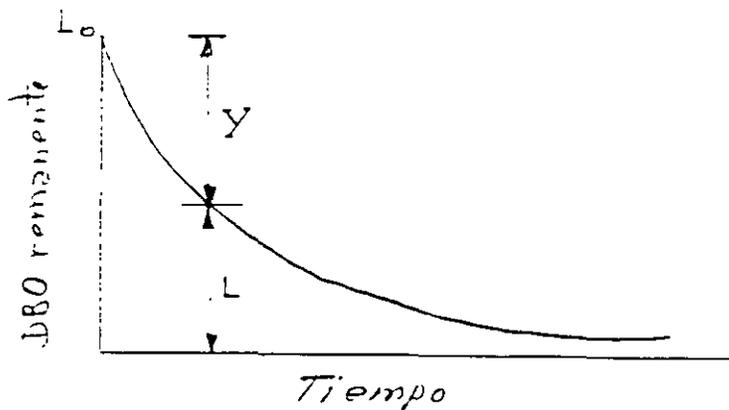
Utilizando logaritmos comunes

$$y = L_0 (1 - 10^{-K't}) \quad \text{Ecu. 6}$$

donde

$$K' = \frac{K}{2.3} \quad \text{Ecu. 7}$$

La relación entre L_0 , L e Y se ilustra en las curvas generalizadas de DBO, en las Figuras.

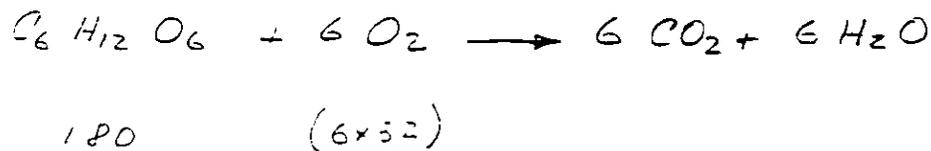


DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO

Se basa en el principio de que la mayoría de los compuestos orgánicos se oxidan a CO_2 y H_2O por agentes oxidantes fuertes en condiciones ácidas. La medida representa el oxígeno que sería necesario para la oxidación microbiana aerobia a CO_2 y H_2O , suponiendo que todo el material orgánico fuera biodegradable.

Si se conoce la reacción de oxidación-reducción, es posible calcular la demanda química de oxígeno teórica, para compuestos orgánicos.

Ej. Oxidación de glucosa a CO_2 y H_2O



$$\frac{6 \times 32}{180} = 1.066 \text{ g de oxígeno se requieren por gramo de glucosa oxidado}$$

Algunas veces es posible establecer una correlación entre valores de COD y DBO

CARBON ORGANICO TOTAL, COT

EL ANALIZADOR DE CARBON TOTAL (Total Carbon Analyzer)

permite el análisis de todo el carbon soluble de una muestra de agua.

1. La muestra acuosa se inyecta directamente en una cámara de combustión y se calienta a 950°C en una corriente de gas portador de flujo constante.
2. La materia orgánica se oxida a CO_2 y H_2O (vapor) sobre un empaque de asbesto impregnado con un catalizador. Ambos se transportan desde el tubo por el gas portador.
3. Fuera del tubo de combustión el agua se condensa y el CO_2 es conducido a través de un analizador infrarrojo no disperso de CO_2 .
4. La cantidad de CO_2 medida es proporcional a la concentración inicial en la muestra.

pH

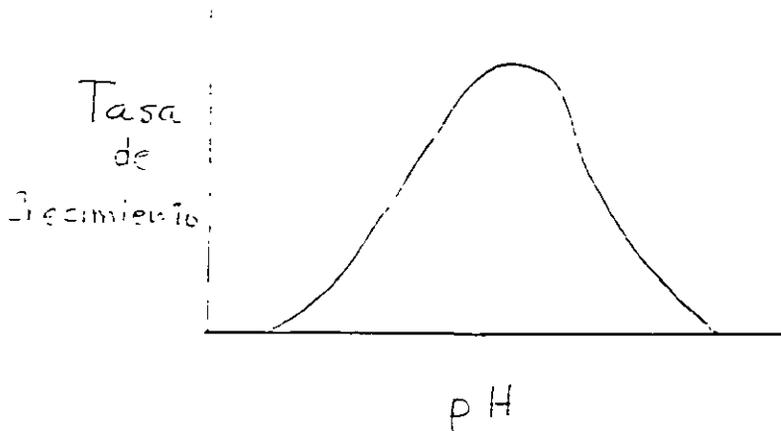
La escala de pH es un medio para designar la concn. de H^+ iones en una solución acuosa en el rango de acidez entre $1.0 M H^+$ y $1.0 M OH^-$.

El término pH se define como

$$pH = \log. \frac{1}{[H^+]}$$

donde $[H^+]$ representa la concn. de iones hidrógeno en moles por litro. Como la constante de ionización del agua es aproximadamente 10^{-14} , la escala de pH tiene un rango aproximado de 0 a 14; $pH=7$ representa neutralidad.

La mayoría de los microorganismos crecen mejor a valores de pH próximos a la neutralidad.



ACIDOS: Sustancias que se disocian para ceder iones H^+

BASES: Substs. que se disocian para ceder iones OH^-

CONTENIDO DE SÓLIDOS

CONTENIDO TOTAL DE SÓLIDOS

Una de las características físicas más importantes del AR. Incluye los suspendidos y los disueltos

SÓLIDOS SUSPENDIDOS

Combinación de sólidos sedimentables y no-sedimentables (coloidales). Generalmente se determinan filtrando una muestra de AR a través de un filtro de fibra de vidrio en un crisol Gooch, o a través de un filtro de membrana.

Los sólidos sedimentables son los que usualmente sedimentan en tanques de sedimentación durante el período de detención normal. Se determinan midiendo el volumen de lodos en la parte baja de un CONO IMHOFF después de una hora de sedimentación.

Los sólidos remanentes después de evaporación o de filtración se secan, se pesan y se queman. La pérdida de peso por ignición a 600°C es una medida de los SÓLIDOS VOLÁTILES, y se clasifican como materia orgánica. Los sólidos remanentes son los SÓLIDOS FIJOS, que se consideran inorgánicos

ESTADO DE SÓLIDOS	SÓLIDOS (mg/l)			DBO _{5,20} (mg/l)	DQO (mg/l)
	Mineral	Orgánico	Total		
Suspendidos	65	170	235	110	108
Sedimentables	40	100	140	50	42
No-sedimentables	25	70	95	60	66
Disueltos	210	210	420	30	42
TOTAL	275	380	655	140	150

COMPOSICIÓN MEDIA DE AR MUNICIPALES (Fair G.M., 1971)

COMPOSICION Y CAUDAL DE AR.

La Tabla presenta valores medios de composición de AR. Estos valores sirven solo de guía y no como base para diseño.

Gastos de AR en areas residenciales 50 a 100 gpcd

Contribución de DBO a las AR 0.10 a 0.30 lb/dia.persona

Para AR estrictamente doméstica

Parámetro	Carga por persona
Q de AR	58 gal/día
DBO ₅	0.1 lb/día
DQO	0.2 lb/día
SS	0.08 lb/día

Un método para estimar el gasto medio de AR doméstica es tomar 0.7 a 0.9 el volumen de agua utilizada para consumo doméstico durante la temporada de no-irrigación

En la mayoría de los casos el gasto de AR de una comunidad en promedio, en EUA, se estima en 100 gpcd, valor que incluye gastos de establecimientos de negocios, areas residenciales e infiltración

EXAMEN PARCIAL

EE43

PROBLEMA 2.

LA DBO_5 de un agua residual es de 150 mg/l a 20°C . El valor de $k_d = 0.23$ por día. ¿Cuál sería la DBO_8 si la prueba se efectuara a 15°C ?

SOLN. \rightarrow

1. Se calcula la DBO ultima

$$L_0 = \frac{L_5}{1 - e^{-k_d t}} = \frac{150 \frac{\text{mg}}{\text{l}}}{1 - e^{-0.23 \times 5}} = 220 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

2. Corregir el valor de k_d a 15°C

$$k_T = k_{20} \theta^{T-20} =$$

$$k_{d,15} = (0.23)(1.047^{-5}) = 0.18$$

3. Se calcula DBO_8

$$L_t = L_0 (1 - e^{-k_d t})$$

$$= 220(1 - e^{-0.18 \times 8}) = 168 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

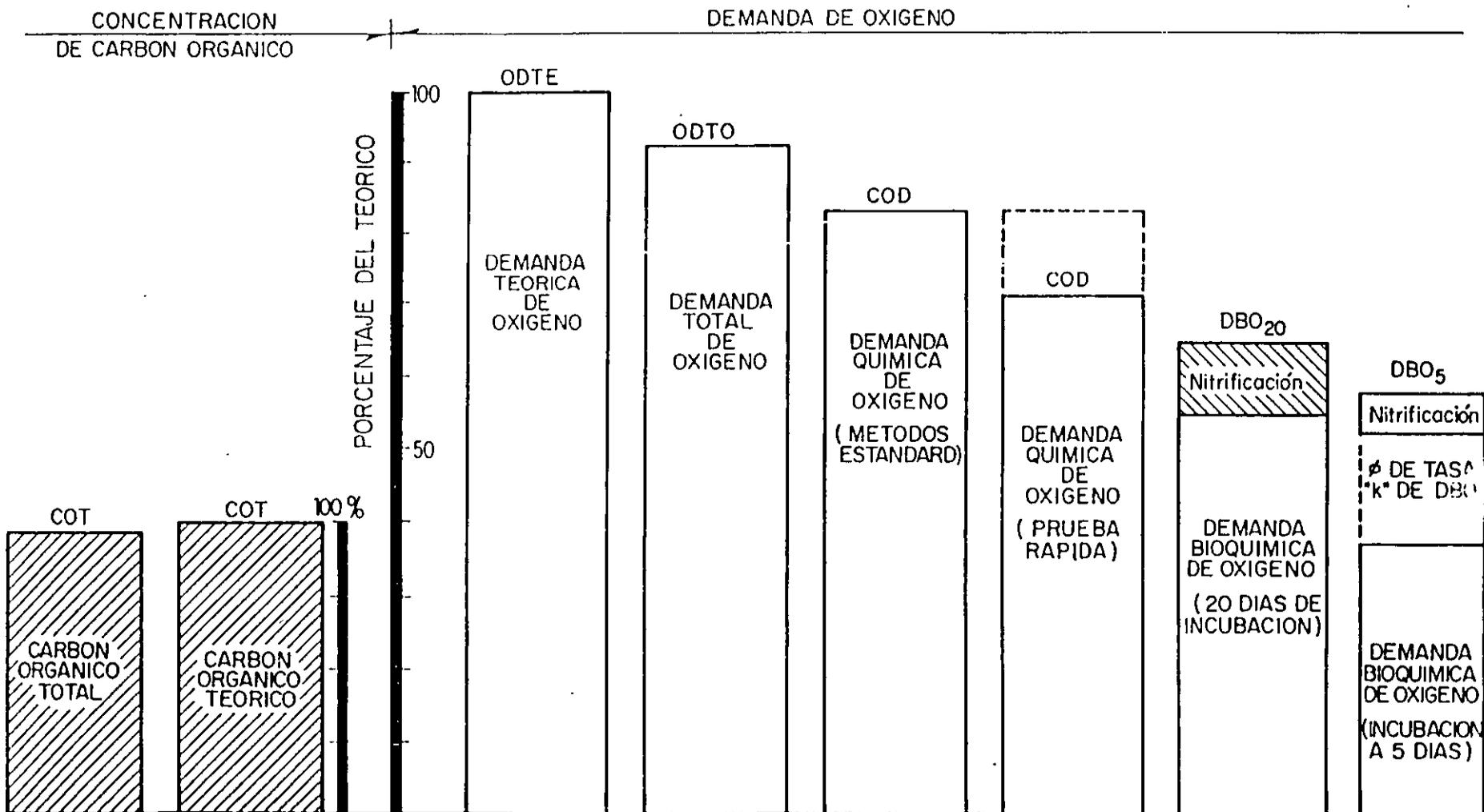
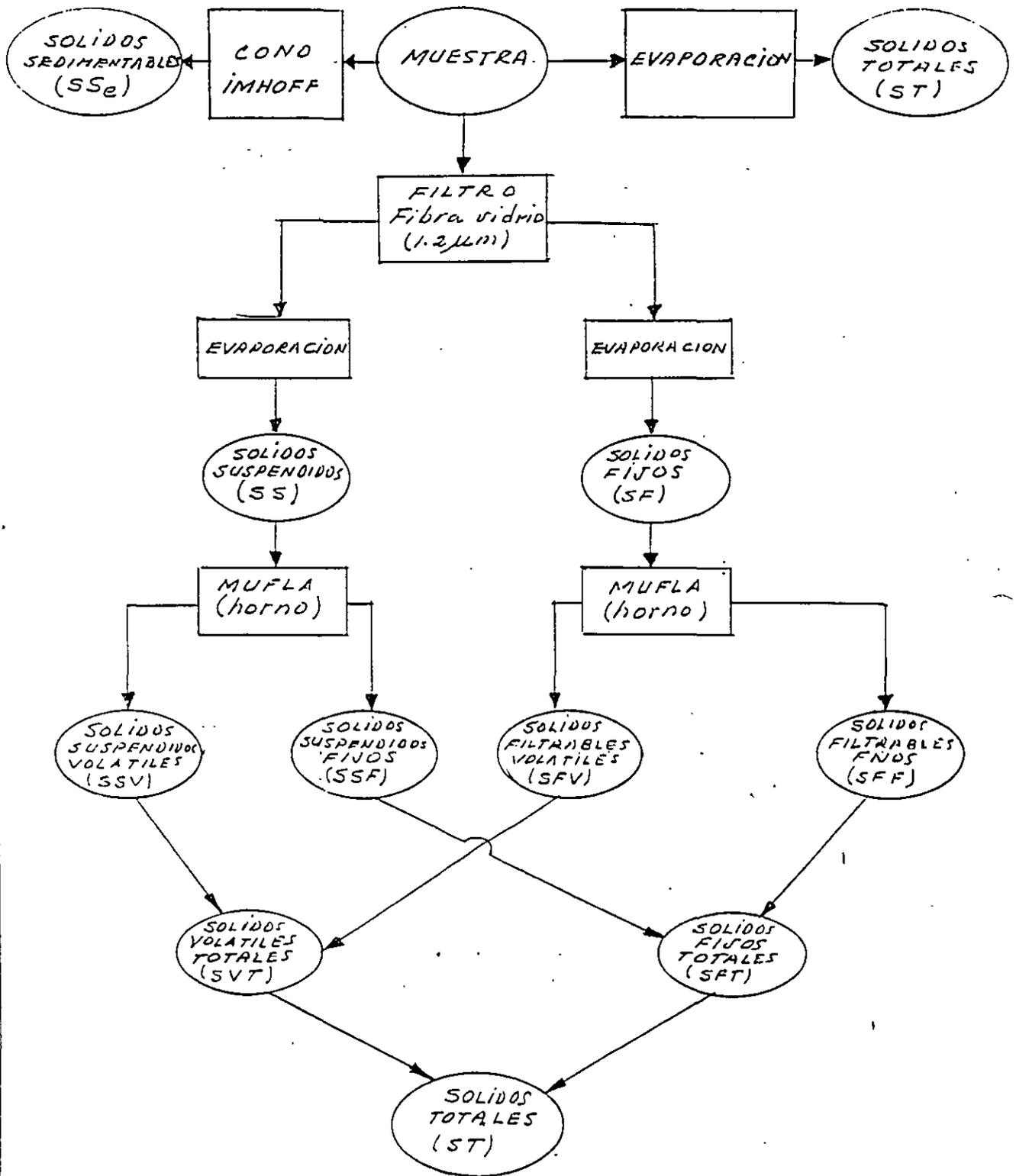


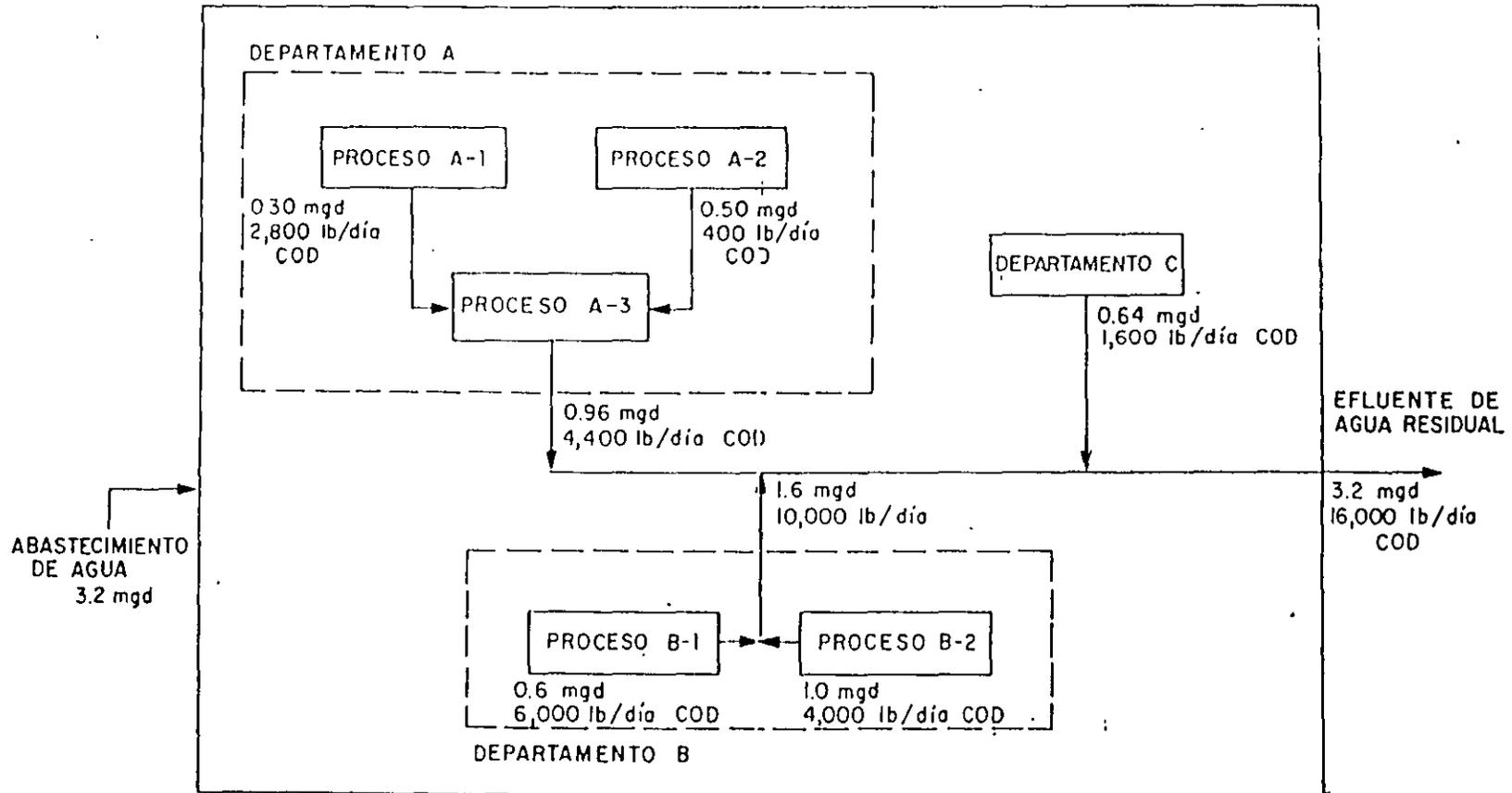
FIG. RELACIONES ENTRE PARAMETROS DE OXIGENO Y CARBON



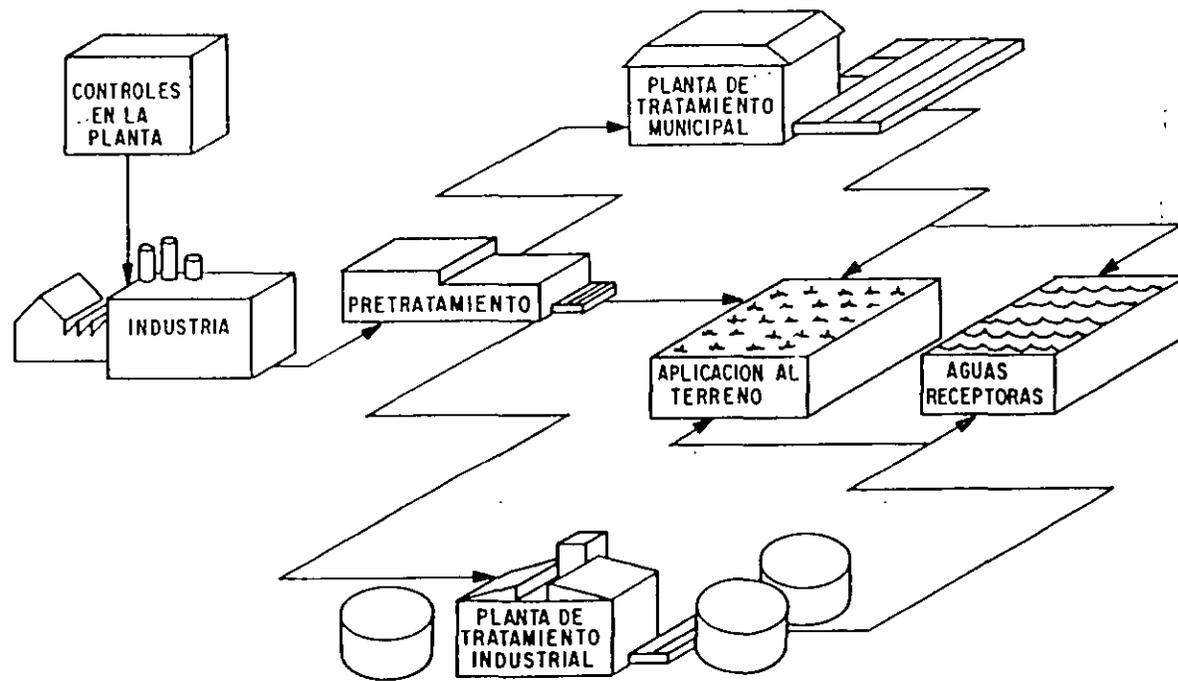
INTERRELACIONES DE SOLIDOS EN AGUA Y AGUAS RESIDUALES

12 MIL 31 PRESENTS 15000000
12 MIL 31 PRESENTS 15000000
12 MIL 31 PRESENTS 15000000

PLANTA TOTAL



BALANCE TIPICO DE CAUDAL Y CARGA DE AGUA RESIDUAL PARA AUDITORIA INDUSTRIAL EN UNA PLANTA



ALTERNATIVAS DE GESTION DE LAS AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

TABLA 2
PRESERVACIÓN DE MUESTRAS

Parámetro	Preservación	Máximo período Retención
Aceite y grasas	2 ml H ₂ SO ₄ /l, 4 °C	24 días
Acidez-alcalinidad	Refrigeración-4 °C	24 horas
Cianuros	NaOH a pH = 10	24 horas
Calcio	No requerida	7 días
Carbón orgánico	2 ml/H ₂ SO ₄ /l (pH=2)	7 días
Cloruro	No requerida	7 días
Color	Refrigeración - 4 °C	24 horas
DBO	Refrigeración - 4 °C	6 horas
DQO	2 ml H ₂ SO ₄ /l	7 días
Dureza	No requerida	7 días
Fluoruros	No requerida	7 días
Fenoles	1.0 gm CuSO ₄ /l + H ₃ PO ₄ pH = 4.0, T = 4 °C	24 horas
Fósforo	40 mg HgCl ₂ /l, 4 °C	7 días
Metales totales	5 ml HNO ₃ /l	6 meses
Metales disueltos	Filtrar 3 ml/l HNO ₃ pH = 2	6 meses
Nitrógeno - NH ₃	40 mg HgCl ₂ /l, 4 °C	7 días
Nitrógeno Kjeldahl	40 mg HgCl ₂ /l, 4 °C	24 horas
Nitrógeno - NO ₂ , NO ₃	40 mg HgCl ₂ /l, 4 °C	7 días
Olor	Refrigeración 4 °C	7 días
Oxígeno Disuelto	Determinación en sitio	
pH	Determinación en sitio	
Sólidos	No necesaria	7 días
Sulfatos	Refrigeración 4 °C	7 días
Sulfuros	2 ml acetato Zn/l	7 días
Turbiedad	No necesaria	7 días

TABLA
COMPOSICIÓN DE ALGUNOS DESECHOS INDUSTRIALES

<u>TIPO DE DESECHO</u>	<u>DBO</u> <u>mg/l</u>	<u>DQO</u> <u>mg/l</u>	<u>Sólidos en</u> <u>suspensión,</u> <u>mg/l</u>	<u>pH</u>
<u>Industrias de indumentaria</u>				
Textiles-algodón	200-1000	400-1800	200	8-12
lana (limpiado)	2000-5000	2000-5000	3000-30,000	9-11
lana (compuesta)	1000	-	100	9-10
Curtiembres	1000-2000	2000-4000	2000-3000	11-12
<u>Industrias de alimentos</u>				
Cervecerías	850	1700	90	4-6
Destilerías	7000	10,000	bajo	-
Procesamiento de leche	600-1000	150-250	200-400	Acido
Enlatadoras (cítricos)	2000	-	-	Acido
Mataderos y frigoríficos	1500-2500	200-400	800	7
Desechos agrícolas	1000-2000	500-1000	1500-3000	7.5-8.5
Procesamiento de aves	500-800	600-1050	450-800	6.5-9
<u>Industriales de materiales</u>				
Pulpa-sulfito	1400-1700	84-10,000	variable	
kraft	100-350	170-600	75-300	7.9-5
Papel cartón	100-450	300-1400	40-100	
Cartón prensado	950	850	1,350	
Refinerías	100-500	150-800	130-600	2-6

**CARACTERISTICAS DE DESECHOS DOMESTICOS DESPUES DE
VARIOS GRADOS DE TRATAMIENTO**

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	(G)
DBO (mg/l)	200	132	12	12	10	1	<2
Sólidos en suspensión (mg/l)	250	103	<20	<20	5	0	0
PO ₄ (mg/l como PO ₄)	40.0	40.0	26.0	26.0	<1	<1	<1
NH ₃ (mg/l como N)	30.0	30.0	20	<1	<1	<1	<1
N Org. (mg/l como N)	20	16	5	<4	<4	<4	<1
SDT (mg/l)	620	620	435	435	**	**	<50
DQO (mg/l)	550	275	100	100	40	12	<5

Grado de tratamiento

- A. Efluente crudo
- B. Efluente de tratamiento primario
- C. Efluente de lodos activados o filtro percolador estándar
- D. Efluente de lodos activados + Nitrificación + Denitrificación
- E. Efluente de lodos activados + Nitrificación + Denitrificación + Cal
- F. Efluente de lodos activados + Nitrificación + Denitrificación + Cal + filtro rápido + Carbón activado
- G. Efluente de lodos activados + Nitrificación + Denitrificación + Destilación

Concentración de STD en efluente depende de la calidad del agua potable

STD= Sólidos totales disueltos

DQO= Demanda química de oxígeno

K

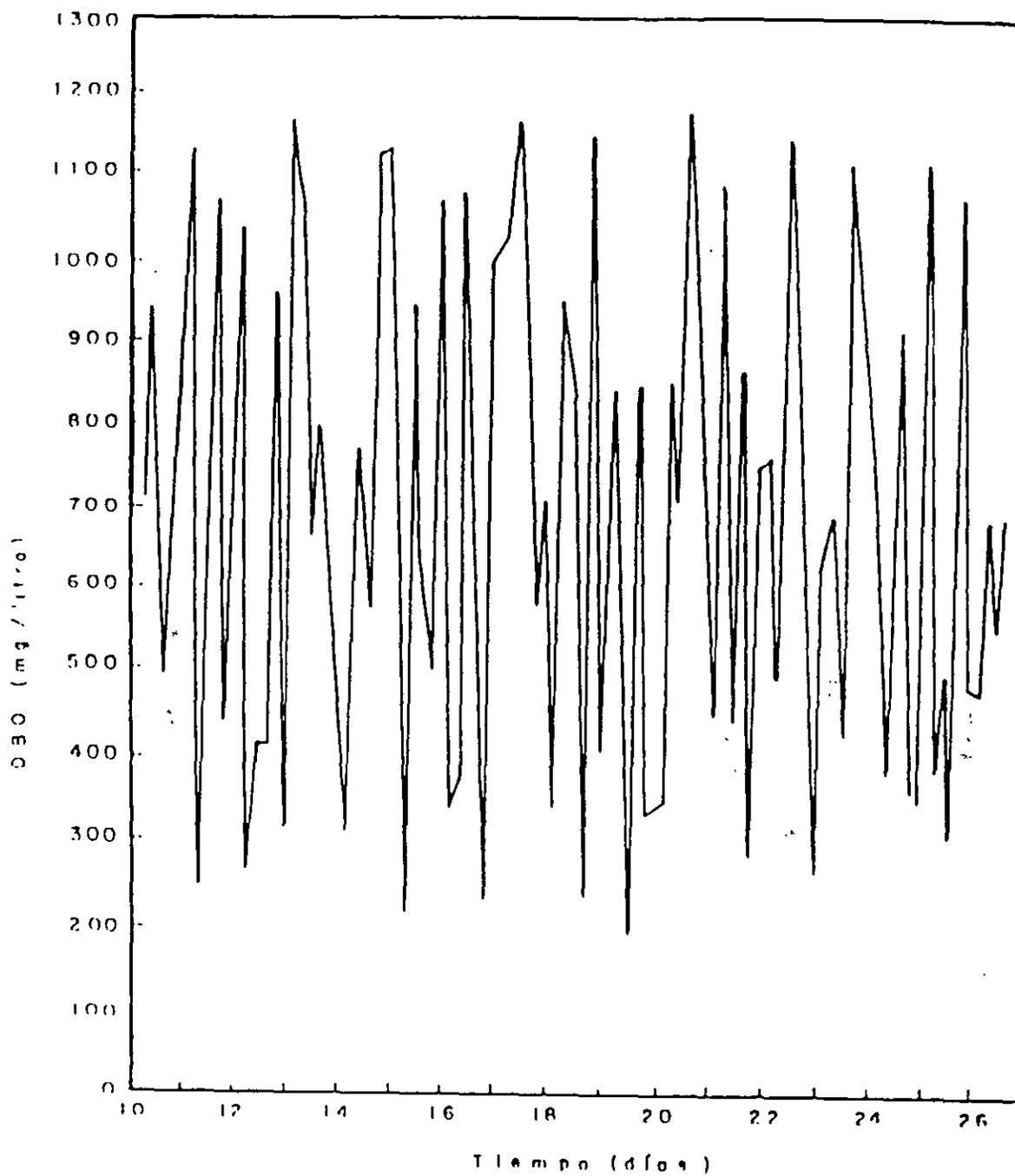
CONTENIDO DE NUTRIENTES DE DESECHOS INDUSTRIALES REPRESENTATIVOS

(Valores son Promedios Aritméticos)

TIPO	DBO	:	DQO	:	N	:	P
Refinería	100	:	340	:	37	:	2
Enlatadora	100	:	-	:	3*	:	2
Patatas	100	:	188	:	-	:	-
Cervecería	100	:	-	:	4	:	1
Destinería	100	:	-	:	6	:	-
Curtiembre	100	:	-	:	15	:	-
Aves	100	:	-	:	12	:	-
Pulpa y papel	100	:	400	:	2	:	0.6
Leche	100	:	135	:	4	:	2
Empacadora de carne	100	:	-	:	9	:	4
Explosivos	100	:	-	:	1000	:	-
Textil	100	:	-	:	5	:	1.5

(*) Valor promedio para enlatado de remolacha, arvejas, frijol, coliflor, vegetales de hoja, frutas suaves, apio, espinaca.

Esta relación puede variar considerablemente dependiendo del vegetal o fruta procesada. Este valor es aplicable solo a enlatadoras que usanb los materiales anteriormente indiscados.



Variación cronológica de la concentración de DBO en un efluente

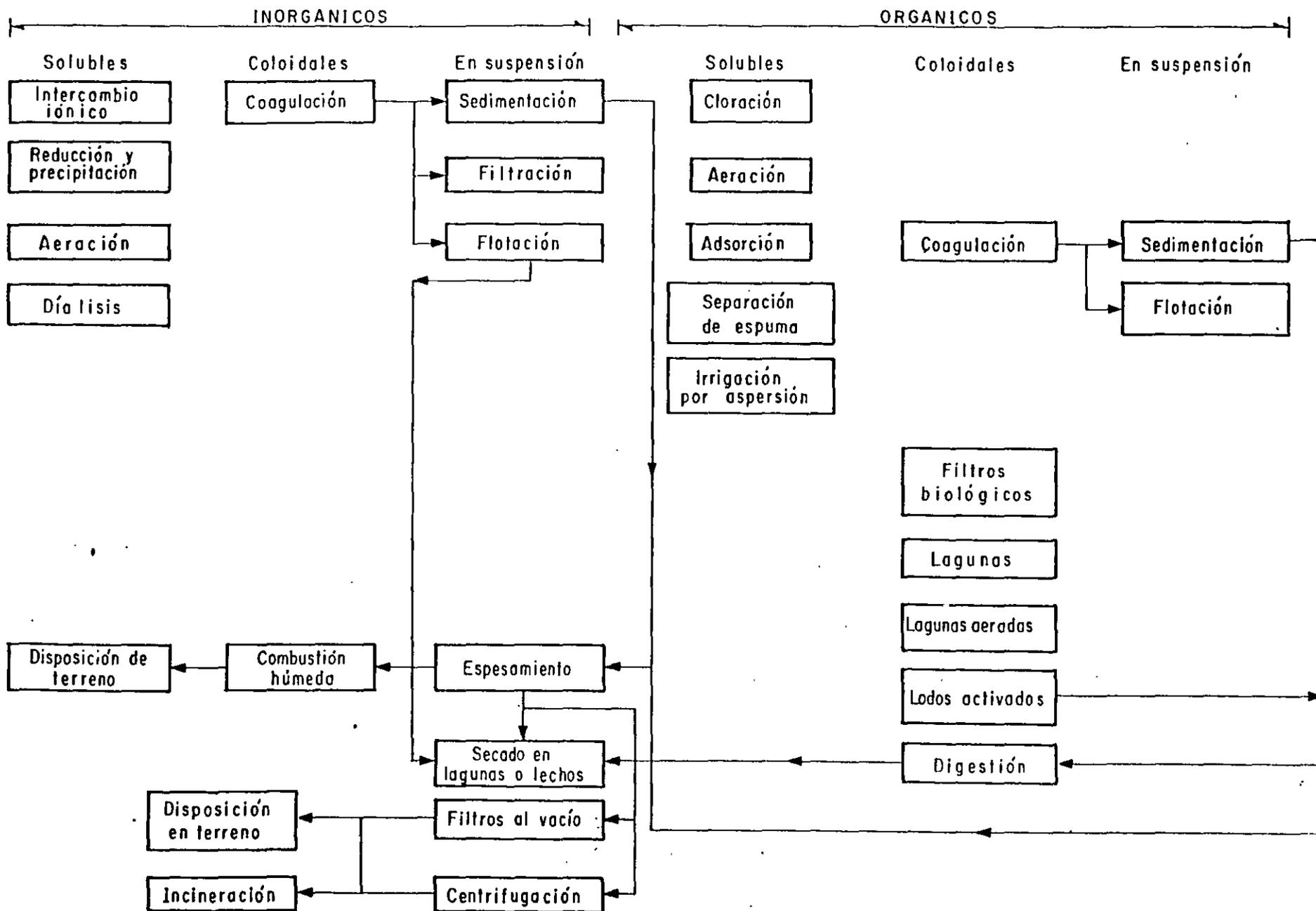


Fig 2 Procesos para la remoción de contaminantes industriales

1. EFFECTO DE LA SEPARACION DE DESCARGAS EN LOS VOLUMENES Y CARGAS A TRATAR

Ejemplo 1 : El estudio de los desechos de una fábrica que produce jabón, detergentes y artículos de tocador mostró los resultados que aparecen a continuación.

PARAMETROS	Estación	DQO (mg/l)	DBO (mg/l)	S.S (mg/l)	Q (l/min)
Jabón líquido	D	1.100	560	195	11.3
Artículos tocador	E	2.680	1.540	810	1.8
Jabón baño	R	29	16	39	1.1
ABS	S	1.440	380	309	4.2
Casa Máquinas	P	66	10	50	20.8
Condensador	C	59	21	24	4.1
Soda Cáustica	B	30.000	10.000	563	1.0
Drenaje de fondo de los tanques	A	150.000	120.000	426	1.0
Cenizas	F			6.750	37.8
Alcantarillado Sanit. Total		2.466	1.696	3.152	83.1

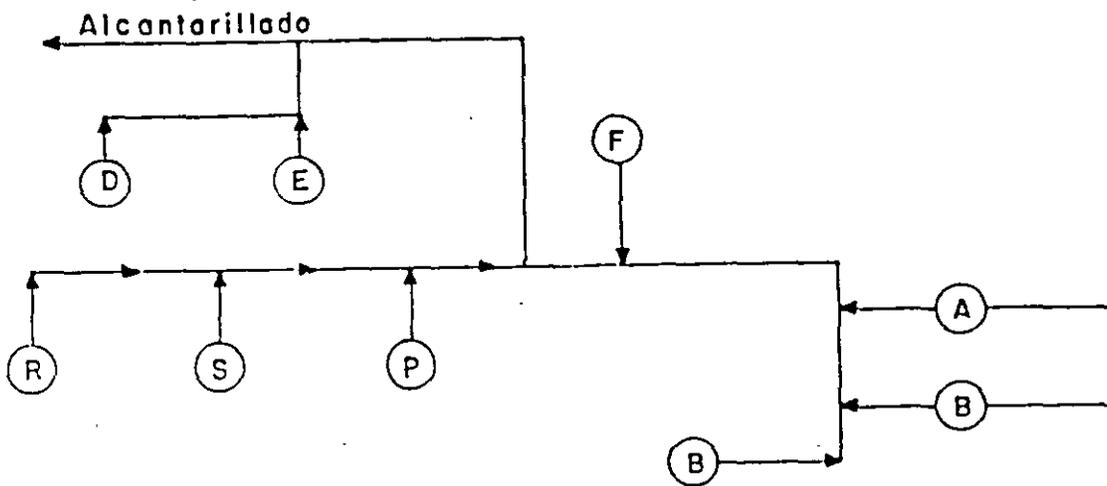


Diagrama de flujo actual de la fábrica.

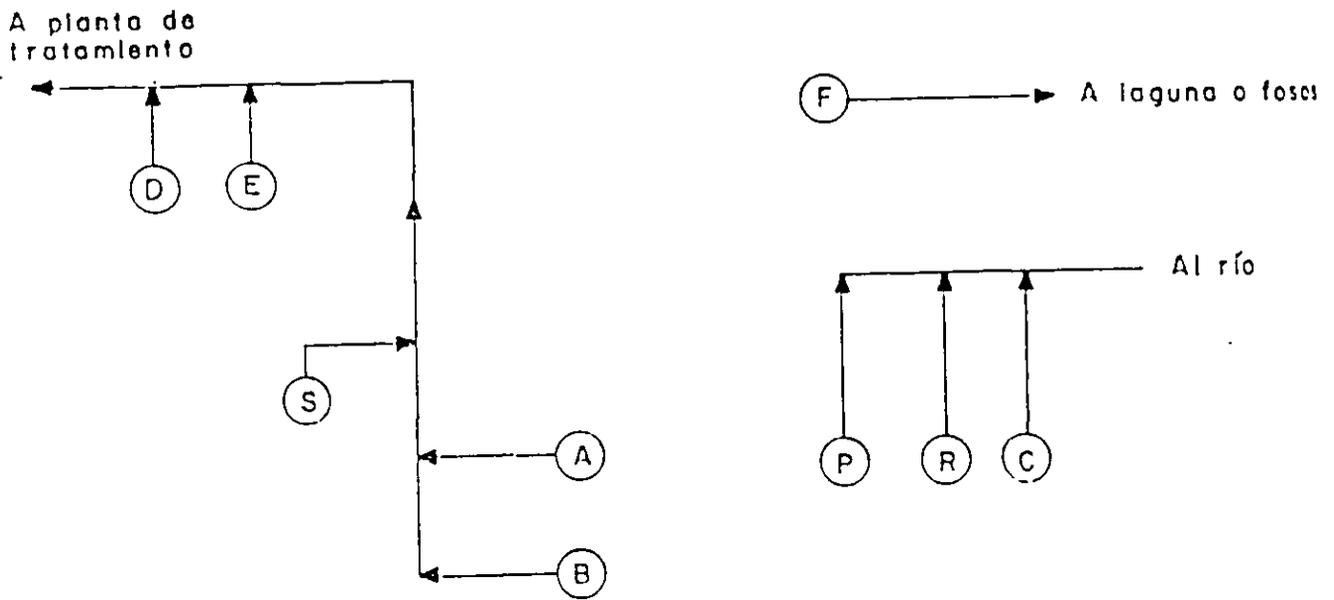
1. Desarrollar un balance de masa para la planta.
2. Las cenizas F, Soda Cáustica B y Drenaje de tanques A, son descargados intermitente. Qué reorganización podría dar a la planta?

Solución:

a. Balance de Masa

	D	E	R	S	P	F	B	C	A	Alcant.
DQO (Kg/día)	17.9	7.0	0.05	8.7	2.0	-	43.2	0.35	216	295.2
DBO (Kg/día)	9.11	4.0	0.025	2.30	0.30	-	14.4	0.12	172.8	203.0
S.S. (Kg/día)	3.17	2.1	0.06	1.9	1.50	367	0.8	0.14	0.61	377.3
Flujo (l/min)	11.3	1.8	1.1	4.2	20.8	37.8	1.0	4.1	1.0	83.1

b) Diagrama de flujo según nueva reorganización



c. Balace de Masa para la planta Reorganizada

	D	E	S	A	B	TOTAL
DQD (Kg/día)	17.9	7.0	8.7	216	43.2	292.8
DBO (Kg/día)	9.11	4.0	2.3	172.8	14.4	202.6
S.S. (Kg/día)	3.17	2.1	1.9	0.61	0.8	8.58
Q (l/ min)	11.3	1.8	1.1	4.2	1.0	19.4

d. Cantidad a tratar

PARAMETRO	Antes		Después	
	Kg/día	mg/l	Kg/día	mg/l
DQO	295.2	470	292.8	1.958
DBO	203.0	240	202.6	1.053
S.S.	377.3	120	8.58	291

Caudal (Q)

83.1 l/min

19.4 l/min

CARACTERÍSTICAS DE RESIDUOS GENERADOS EN DIFERENTES OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS

Identificación	Unidad de tratamiento	Características
a	A; Rejillas	Basura, generalmente se dispone en relleno sanitario, $20.0 \times 10^{-3} \text{ m}^3/10^3 \text{ m}^3$
b	B. Desarenador	Sólidos inorgánicos pesados, $30 \times 10^{-3} \text{ m}^3/10^3 \text{ m}^3$
c	IC. Lodo primario	Lodo viscoso, olor desagradable. $150 - 250 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 3.0 - 4.5 por ciento.
c'	IC. Espuma y natas	Material flotante, grasas y aceites 8 g/m^3
d	D.F. Lodo biológico (lodos activados)	$50 - 90 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 0.3 - 1.0 por ciento.
e	E.F. Lodo biológico (filtros biológicos)	$40 - 60 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 3 por ciento.
f	H.F. Lodo de precipitación química	Lodo viscoso o gelatinoso, $80 - 300 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 3 - 4 por ciento
g	H.D o F.F. Lodo químico-biológico	Generación $100 - 150 \text{ g/m}^3$ a 0.8 por ciento de L.A. y $50 - 80 \text{ g/m}^3$ de F.B.
h	H.F. Lodo de precipitación con cal una etapa	Lodo viscoso o gelatinoso, generación $500 - 600 \text{ g/m}^3$. Contenido de sólidos 2 - 5 por ciento.
i	H.D o E.F. Lodo biológico con cal	Generación $200 - 300 \text{ g/m}^3$ al 1 por ciento de L.A. y $150 - 200 \text{ g/m}^3$ al 3 por ciento de F.B.
j	I2.F1.F2 Lodo de cal dos etapas	Lodo viscoso y gelatinoso, generación 900 g/m^3 al 5 por ciento
k	J1.F. Nitrificación una etapa	Generación de lodo $70 - 100 \text{ g/m}^3$ al 0.8 por ciento de L.A. y $40 - 70 \text{ g/m}^3$ al 3 por ciento de F.B.

CARACTERÍSTICAS DE RESIDUOS GENERADOS EN DIFERENTES OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS

Identificación	Unidad de tratamiento	Características
l	J2,F; Nitrificación etapas separadas	Generación de sólidos 10 -12 g/m ³ contenido de sólidos 0.8 - 3 por ciento.
m	K,F; Denitrificación etapas separadas	Generación de sólidos 40 - 20 g/m ³ contenido de sólidos 0.8 - 2 por ciento.
n	O; Retrolavado del filtrado.	Generalmente este líquido, con sólidos suspendidos se retorna al principio de la planta
o	P; Retrolavado de carbón activado.	Generalmente este líquido, con sólidos suspendidos se retorna al principio de la planta
p	Q, Salmuera del sistema de ósmosis inversa	Sales disueltas, requiere tratamiento y disposición especial.
q	R, Salmuera del sistema de electrodiálisis	Sales disueltas, requiere tratamiento y disposición especial.

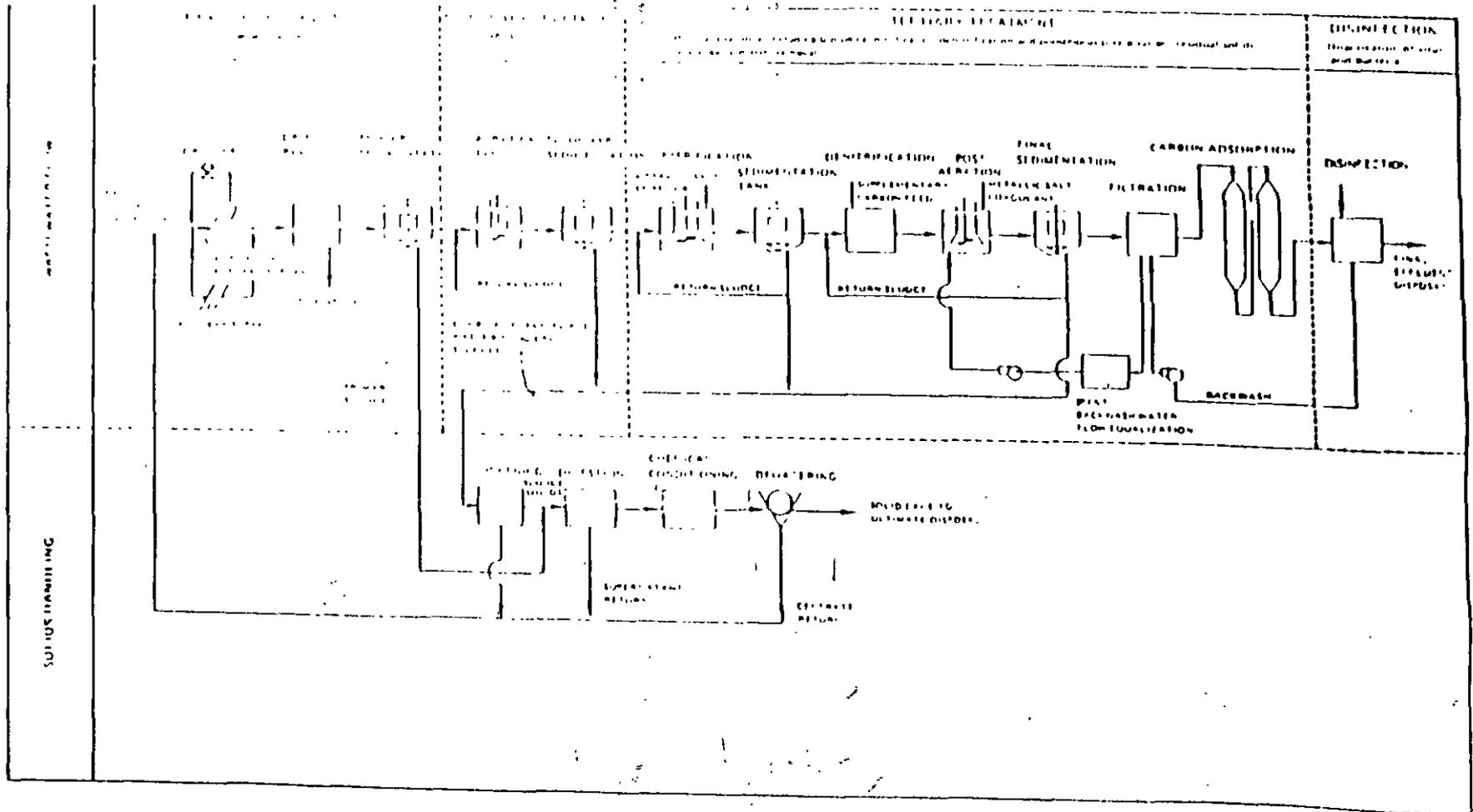


FIGURE 2-1. Typical schematic flow and process diagram.

GRADOS DE TRATAMIENTO DE VAJOS A CABO POR VARIAS OPTIMIZACIONES Y PROCESOS.

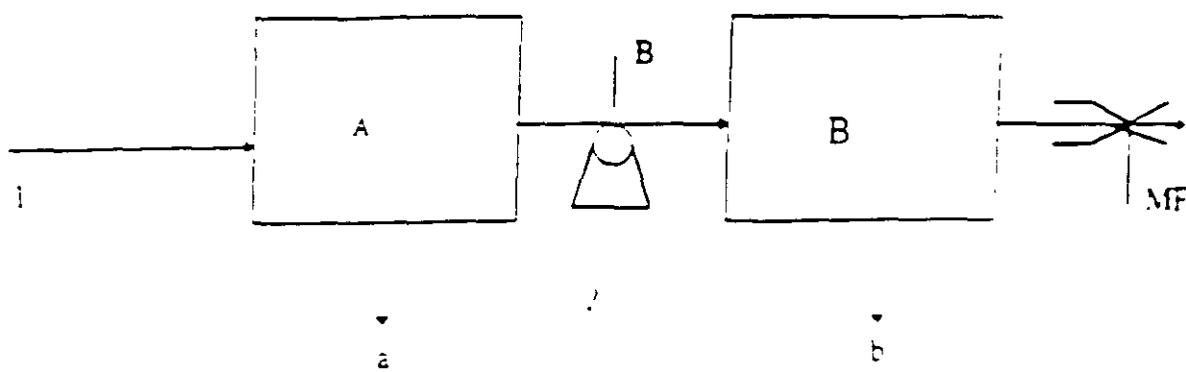
UNIDAD DE TRATAMIENTO Y/O OPTIMIZACIÓN	SÍMBOLO DE TRATAMIENTO O/OPTIMIZACIÓN	ESTACION A TRAVÉS DE LA UNIDAD	EFICIENCIA DE REMOCIÓN A TRAVÉS DE LAS UNIDADES					
			DB5	TRXO	STI	PT	NO	NI3-N
			MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA
Pretratamiento	A, E, D, M	1 - 2	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA
Coagulación primario	C	3 - 4	30-40	30-40	50-65	10-20	10-20	0
Floculación primario (con coagulante)	D, E	5 - 6	60-85	60-85	60-90	10-25	15-50	6-15
Floculación secundaria (con coagulante)	F, I	7 - 8	60-80	60-80	60-85	8-12	15-50	6-15
Desagües	H	9-10	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA
Coagulación y floculación secundarias después de pretratamiento o tratamiento secundario	H, I	11 - 12	40-70	40-70	50-80	70-90	50-90	0
Coagulación y floculación de BAF biológico	H, D, E, F, I	13 - 14	80-90	80-90	70-90	75-85	60-90	0
Aclaración (con coagulante) después de pretratamiento	H, I	15 - 16	50-70	50-70	60-80	70-90	60-90	0
Aclaración (con coagulante) después de BAF biológico	H, D, E, F, I	17 - 18	80-90	80-90	70-80	75-85	60-90	0
Aclaración (con coagulante) después de puras de purificación biológica	D, E, F, I	19 - 20	50-85	50-85	50-80	65-85	70-90	0
Nitrificación primaria (con coagulante de BAF) y desnitrificación	H, I	21 - 22	60-95	60-90	70-90	10-15	75-85	65-85 (a)
Nitrificación primaria y secundaria con coagulante suspendido o a flote	H, I	23 - 24	50-70	50-60	MINIMA	--	40-50	90-98
Desagües secundarios suspendidos o a flote con coagulante suspendido o a flote	K, I	25 - 26	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA (b)
Desagües secundarios de clarificación	L	27 - 28	0	--	0	0	--	80-85
Punto de suspensión con clarificación	M	29 - 30	--	--	0	0	--	80-90
Aclaración terciaria (con coagulante)	N	31 - 32	0	0	0	0	0	90-98
Filtración	O	33 - 34	20-50	20-50	60-80	20-50	50-70	0
Aclaración con carbón	P	35 - 36	50-85	50-85	50-80	10-30	30-50	--
Ósmosis inversa	Q	37 - 38	90-100	90-100	--	90-100	90-100	60-90
Electrólisis	R	39 - 40	20-60	20-60	--	--	60-85	30-50

(a) la concentración de NO₃-N puede alcanzar 15 - 20 mg/l en el efluente

(b) remoción de NO₃-N de 85 a 95 %

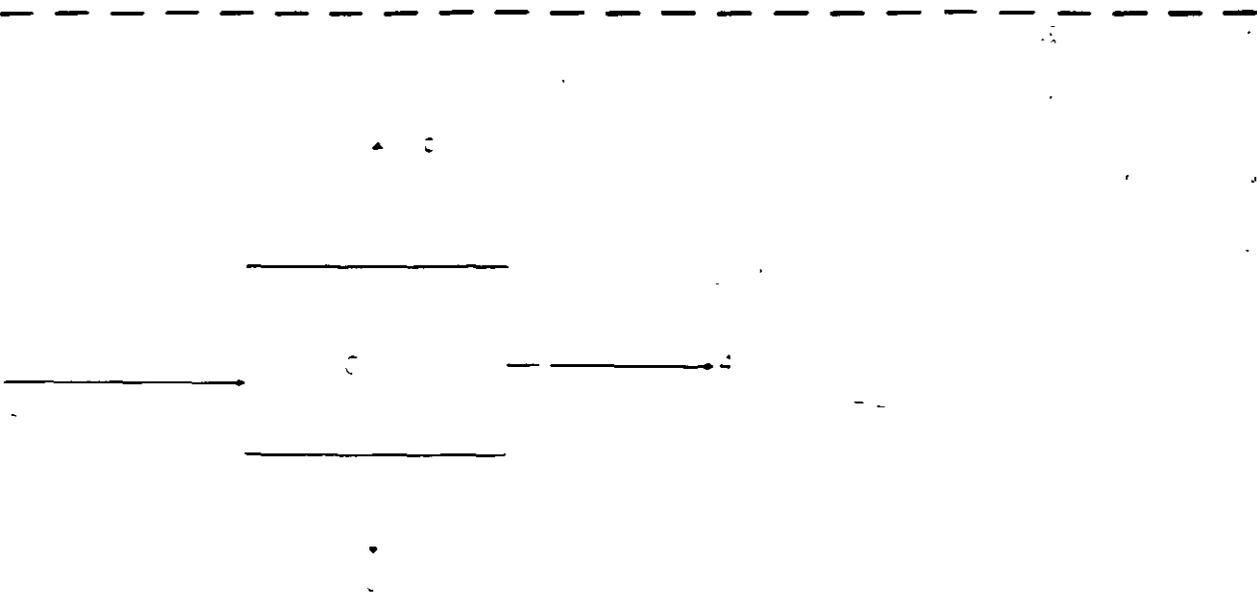
TI = fósforo total

NO = Nitrógeno orgánico

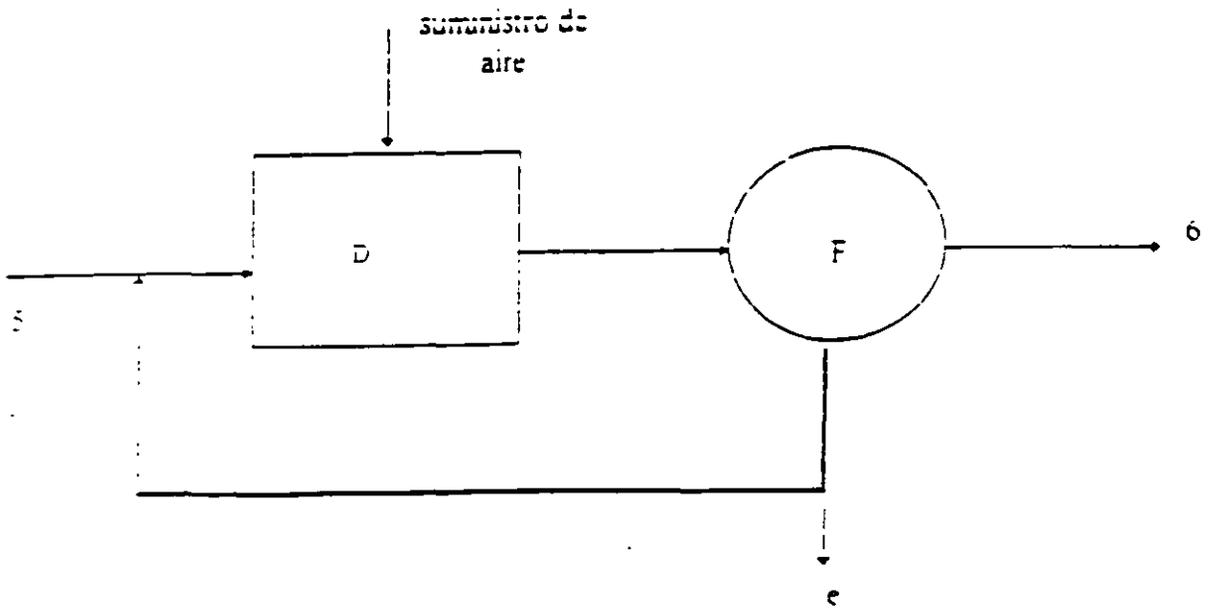


B BOMBEO
 MF MEDICION DE FLUJO

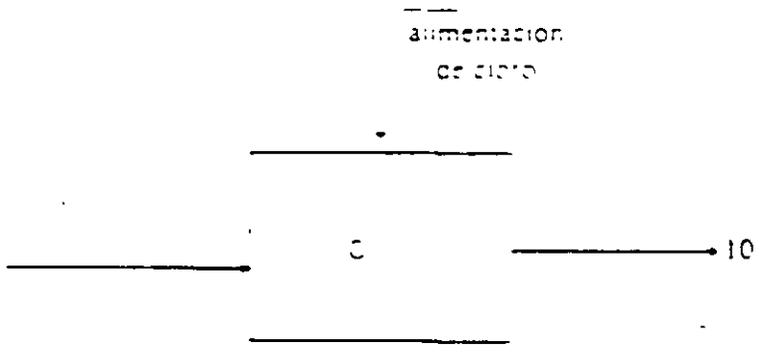
PRETRATAMIENTO



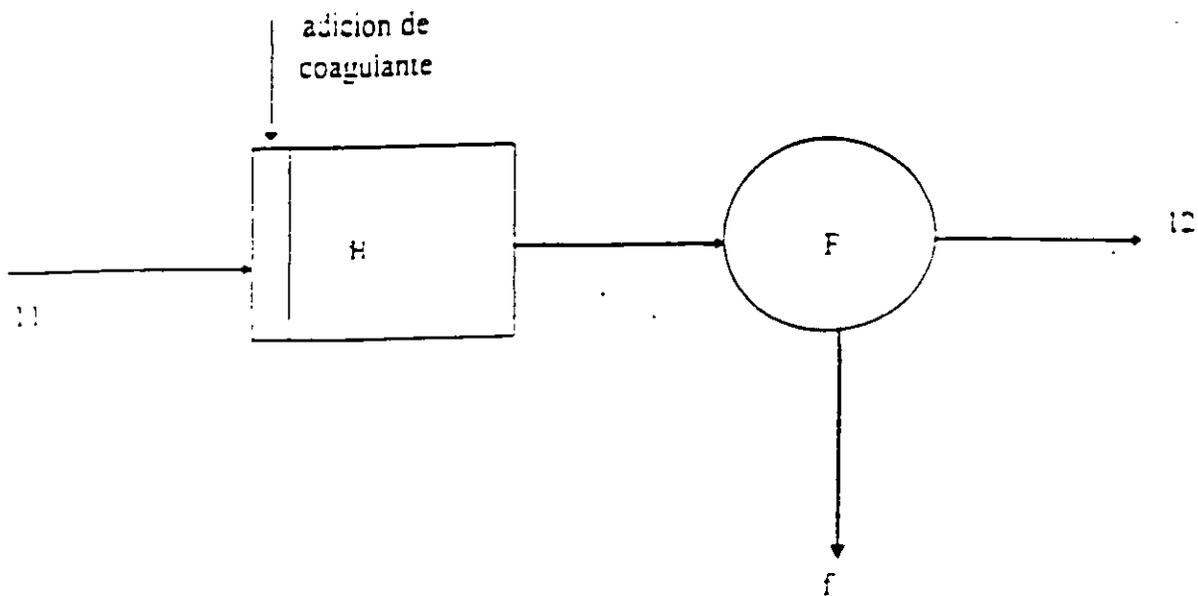
SEDIMENTACION PRIMARIA



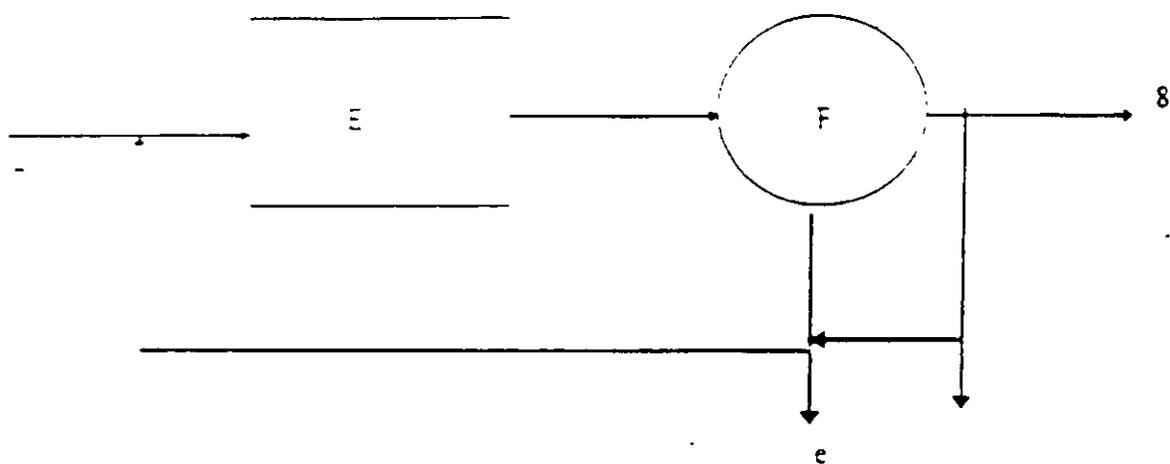
**REACTOR DE CRECIMIENTO
 EN SUSPENSIÓN
 (TRATAMIENTO SECUNDARIO)**



**DESINFECCION UTILIZANDO
 CLORO**

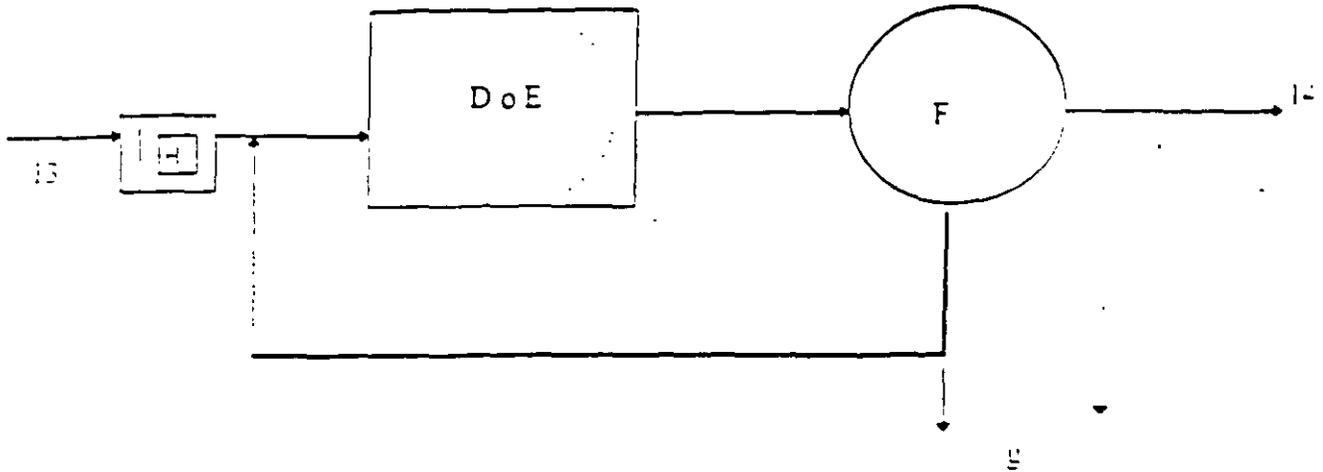


COAGULACIÓN DESPUES DE
PRIMARIO O SECUNDARIO



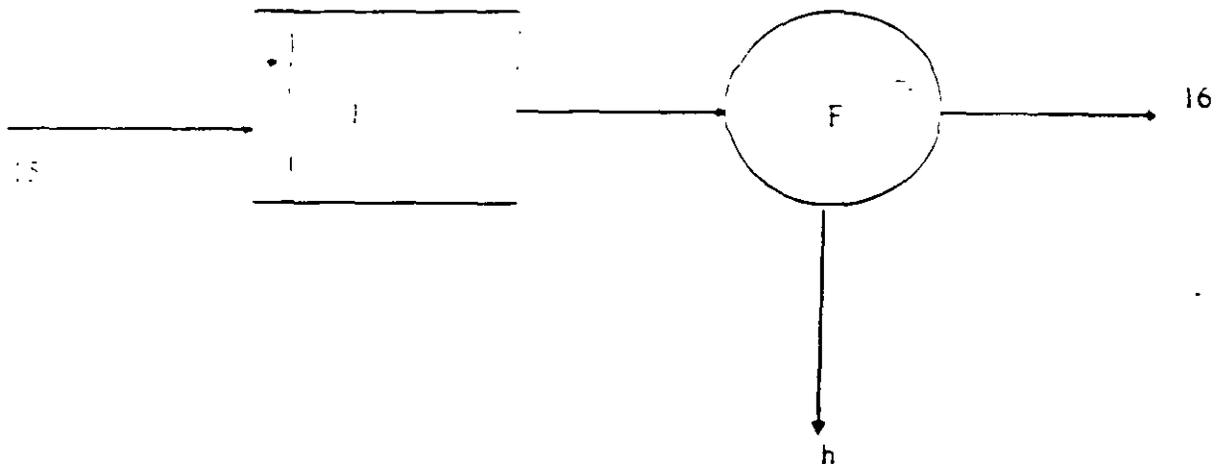
REACTOR DE CRECIMIENTO
CON PELÍCULA FIJA
(TRATAMIENTO SECUNDARIO)

adicion de
coagulante

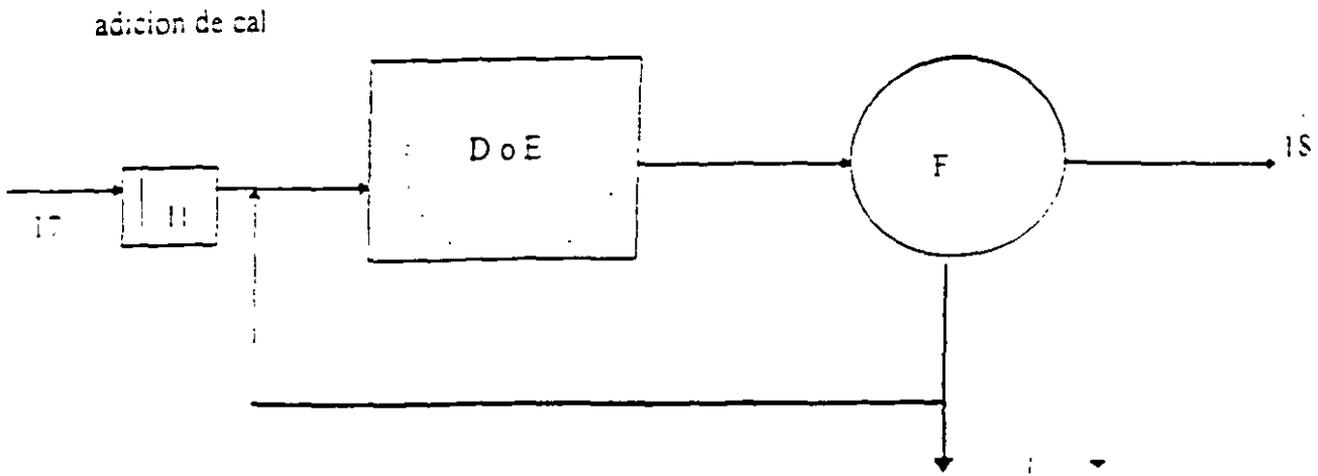


**COAGULACIÓN CON
TRATAMIENTO BIOLÓGICO**

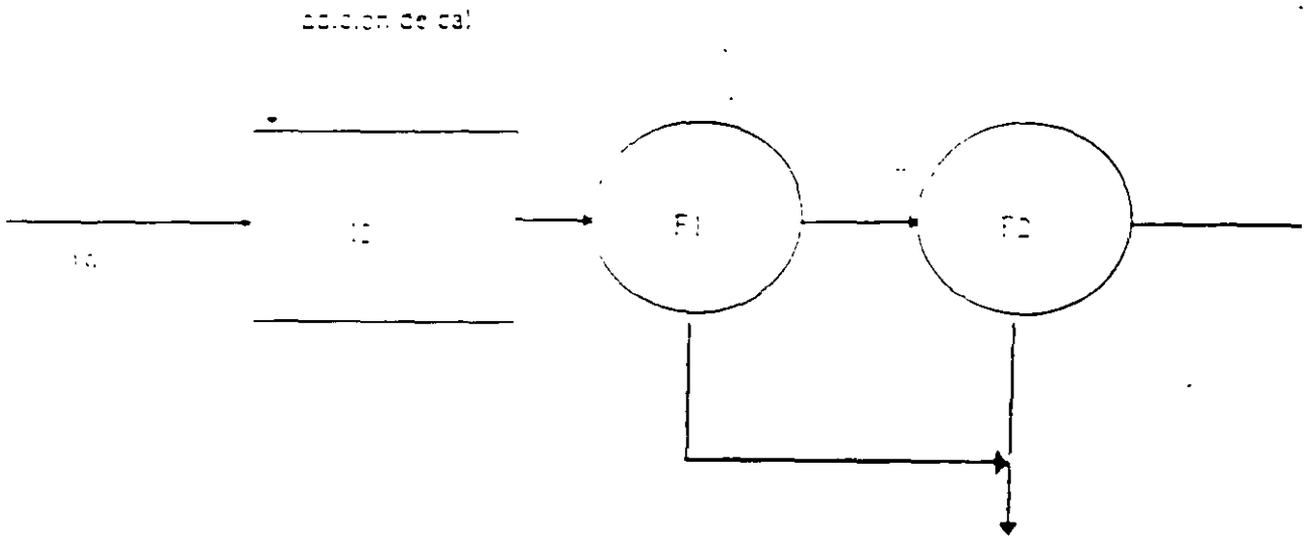
solucion de cal



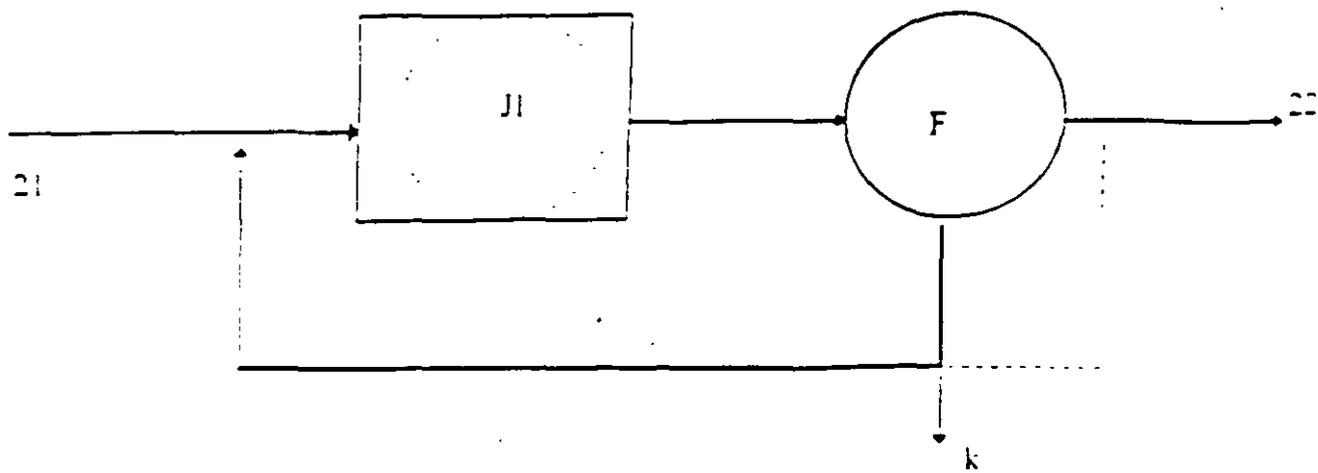
**ADICION DE CAL (UNA ETAPA)
DESPUÉS DE TRATAMIENTO
PRIMARIO O SECUNDARIO**



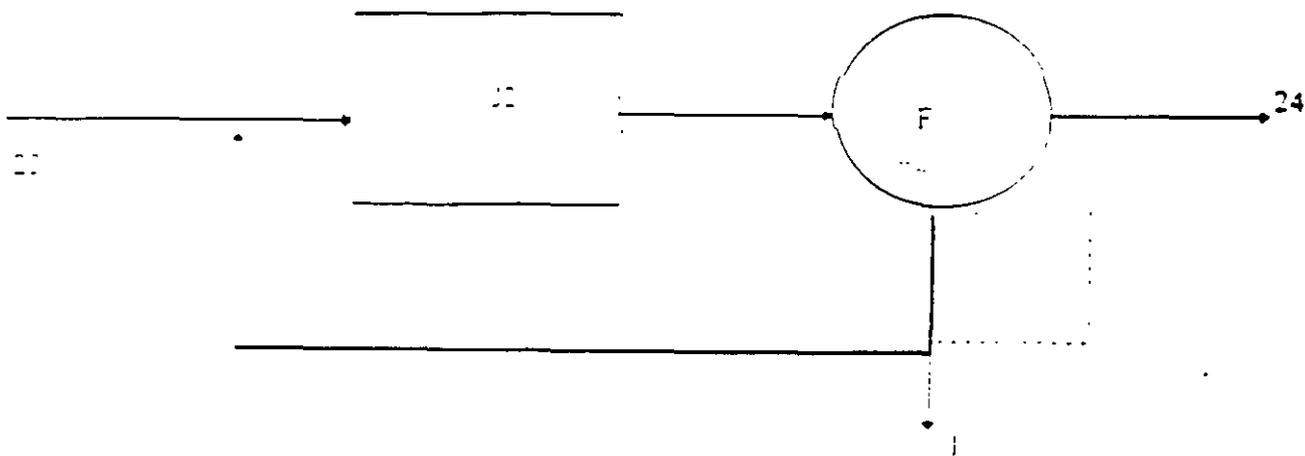
ADICIÓN DE CAL(UNA ETAPA) EN TRATAMIENTO BIOLÓGICO



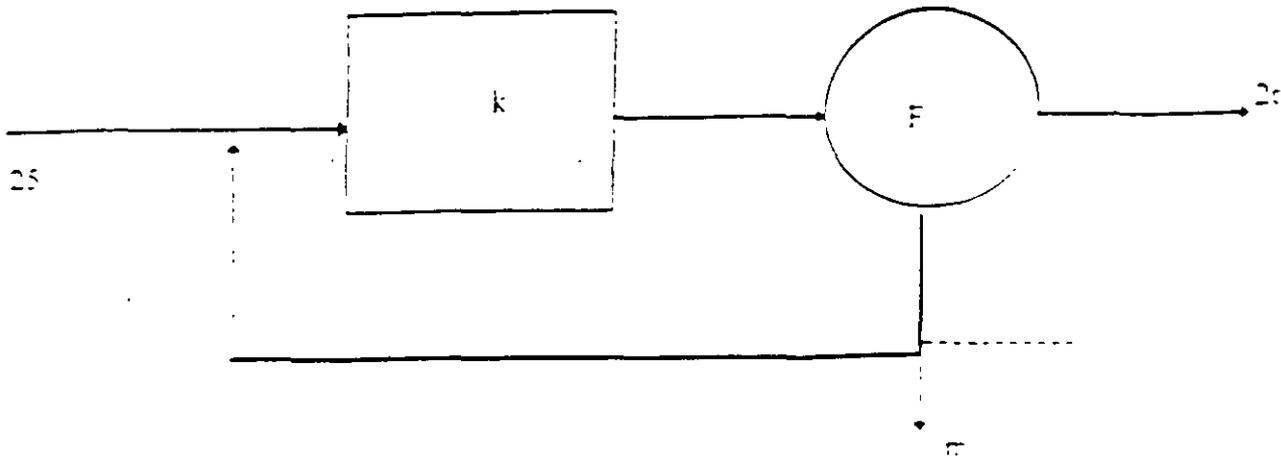
ADICION DE CAL(DOS ETAPAS) DESPUÉS DE TRATAMIENTO PRIMARIO O SECUNDARIO



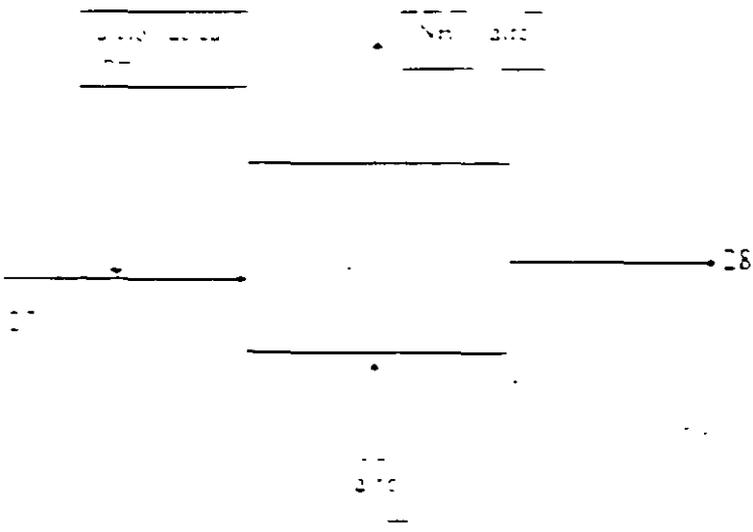
NITRIFICACIÓN UNA ETAPA



NITRIFICACION SEPARADA DESPUES DE TRATAMIENTO SECUNDARIO

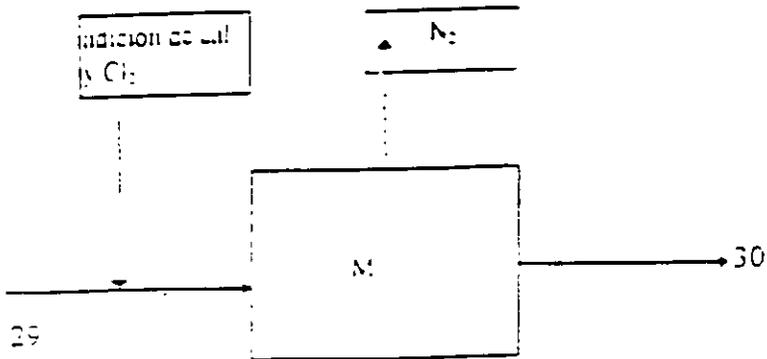


DENITRIFICACIÓN SEPARADA

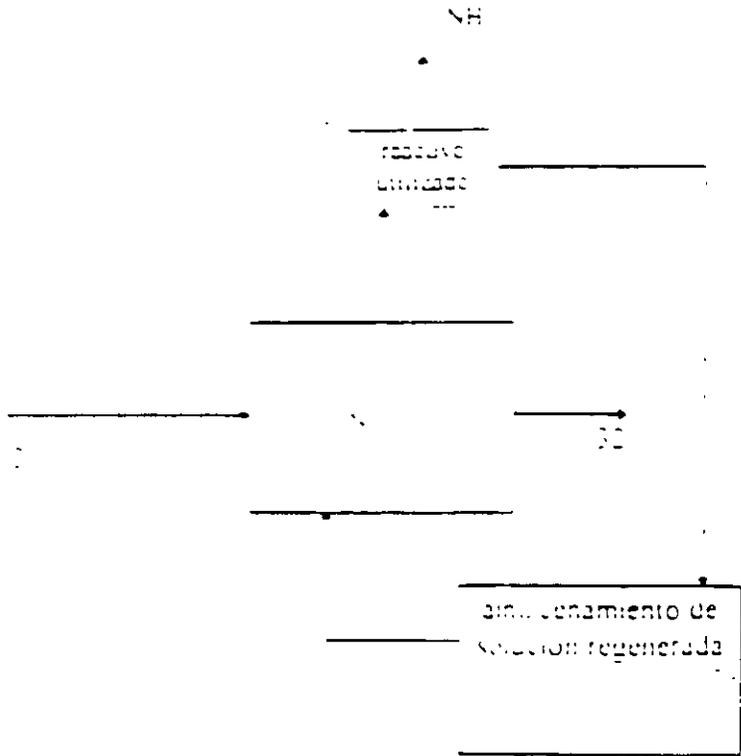


DESPRENDIMIENTO DE AMONIACO

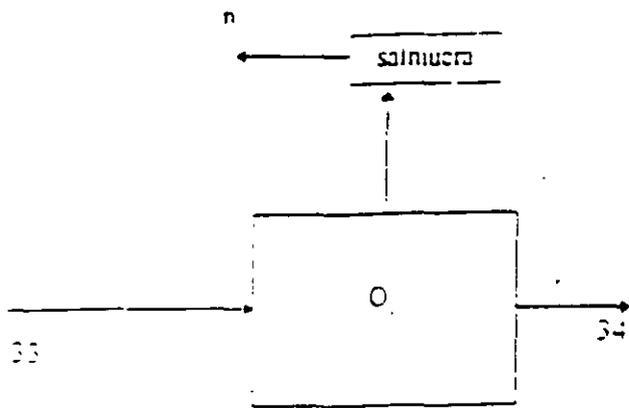
(5/1)



DESPRENDIMIENTO DE NITRÓGENO (PUNTO DE ROMPIMIENTO CON CLORO)



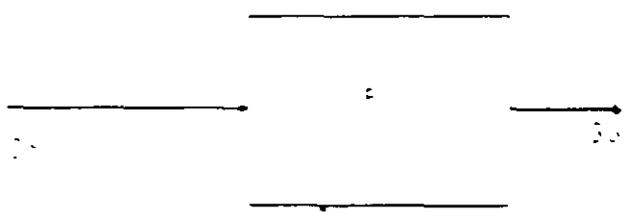
INTERCAMBIO IONICO PARA REMOCIÓN DE NH_3



retrolavado

FILTRACIÓN

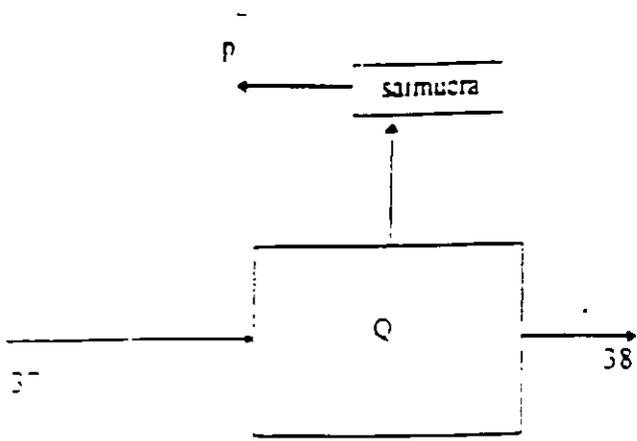
almacenamiento de
retrolavado



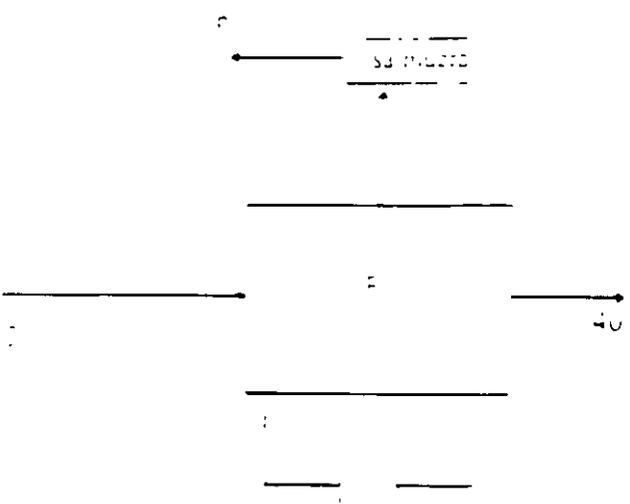
Carbon utilizado
para regeneración

retrolavado

**ADSORPCION CON
CARBON**

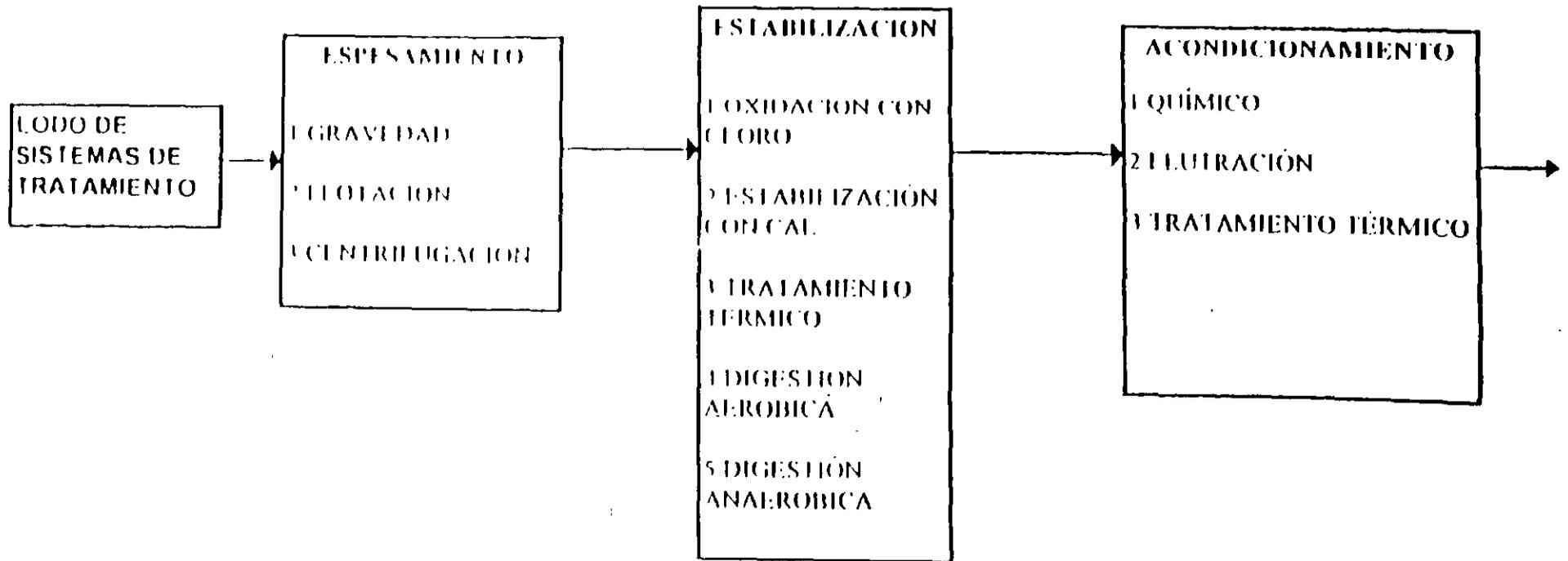


OSMOSIS INVERSA

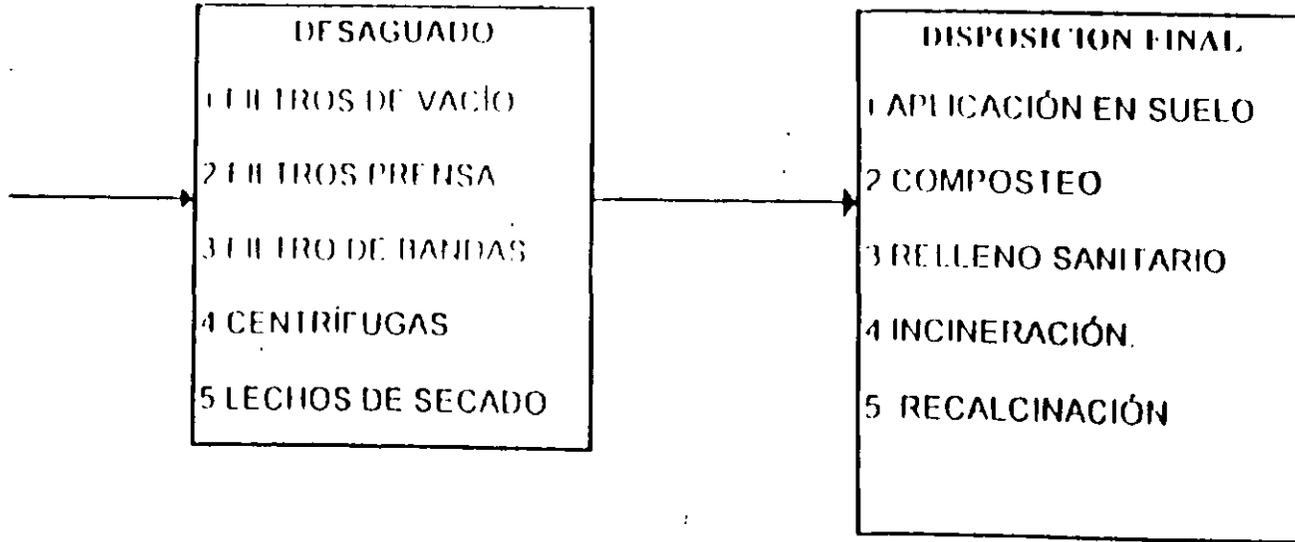


ELECTRODIALISIS

ALTERNATIVAS DE OPERACIONES Y PROCESOS PARA TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS



ALTERNATIVAS DE OPERACIONES Y PROCESOS PARA TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS



CRITERIOS DE DISEÑO PARA ESPESADORES POR GRAVEDAD

TIPO DE LODO	AFLUENTE % DE CONCENTRACION DE LODOS	LODOS ESPESADOS % DE CONCENTRACION DE LODOS	CARGA HIDRÁULICA M ³ /M ² ·D	CARGA DE SÓLIDOS Kg/M ² ·D	% CAPTURA DE SÓLIDOS	EFLUENTE SST mg/l.
PRIMARIO	1.0 - 7.0	5.0 - 10.0	24.0 - 33.0	90 - 144	85 - 98	300 - 1,000
FILTROS BIOLÓGICOS	1.0 - 4.0	2.0 - 8.0	2.0 - 6.0	35 - 50	80 - 92	200 - 1,000
LODOS ACTIV	0.2 - 1.5	2.0 - 4.0	2.0 - 4.0	10.0 - 35	60 - 85	200 - 1,000
PRIM. I. A.	0.5 - 2.0	4.0 - 6.0	4.0 - 10.0	25 - 80	85 - 92	300 - 800

CRITERIOS TÍPICOS DE DISEÑO PARA DIGESTORES ANAEROBIOS ESTÁNDARES Y DE ALTA TASA

PARAMETRO	TASA ESTÁNDAR	ALTA TASA
Tiempo de retención de sólidos días	30 - 60	10 - 20
Carga de lodos kg SV/m ² d	0.64 - 1.60	2.4 - 6.41
Criterio de volumen.		
Lodo primario m ³ /per capita	0.03 - 0.04	0.02 - 0.03
Lodo primario + lodo de desecho de lodos activados m ³ /per capita	0.06 - 0.08	0.02 - 0.03
Lodo primario + lodo de filtro biológico, m ³ /per capita	0.06 - 0.14	0.02 - 0.04
Alimentación de lodos concentración de sólidos % peso seco	2 - 4	4 - 6
Sólidos digeridos concentración en el dren, % de peso seco	4 - 6	4 - 6

CARACTERÍSTICAS DEL SOBRENADANTE DE UN DIGESTOR ANAEROBIO, TRATANDO LODO PRIMARIO MAS LODO ACTIVADO ESPESADOS.

PARAMETRO	CONCENTRACION, mg/l
Sólidos totales	3 000 - 15 000
DBO ₅	1 000 - 10 000
COO	3 000 - 30 000
Nitrogeno amoniacal como N	400 - 1 000
Fosforo total como P	300 - 1 000

PARÁMETROS DE DISEÑO PARA DIGESTORES AEROBIOS.

PARAMETRO	VALOR	OBSERVACIONES
Tiempo de retención de sólidos, d.		
Solo lodo activado	10 - 15	Dependiendo de la temperatura, tipo de lodo, mezcla etc. la edad del lodo puede alcanzar de 10 a 40 d
Lodo de primario mas lodos activados o lodo primario	15 - 20	
Volumen requerido, m ³ /per capita.	0.085 - 0.113	
Carga de sólidos volátiles		
Kg/m ³ *d	0.384 - 1.600	Depende de la temperatura, tipo de lodo mezcla etc
Requerimientos de aire		Suficiente para mantener los solidos en suspension y mantener un OD de 1 a 2 mg/l
Sistema de difusores		
Solo lodo activado m ³ /m ³ *min	0.020 - 0.035	
Lodo de primario - LA m ³ /m ³ *min	> 0.05	
Sistema mecanico, kw/m ³	0.0268 - 0.0329	
Oxigeno disuelto minimo, mg/l	1.0 - 2.0	
Temperatura, °C	> 15	Si la temperatura del lodo es menor a 15 °C se debera adicionar tiempo de retencion adicional
Porciendo de reduccion de SSV	35 - 50	
Diseño del tanque	Los tanques de digestion aerobica son abiertos y generalmente no requieren de equipo especial de transferencia de calor o aislamiento. Para sistemas de tratamiento pequeños 44 l/seg. o menos el diseño del tanque debere ser suficientemente flexible para que el digestor pueda funcionar como unidad de espesamiento	
Requerimientos de energia kW por 10,000 de poblacion equivalente	6 - 7.5	

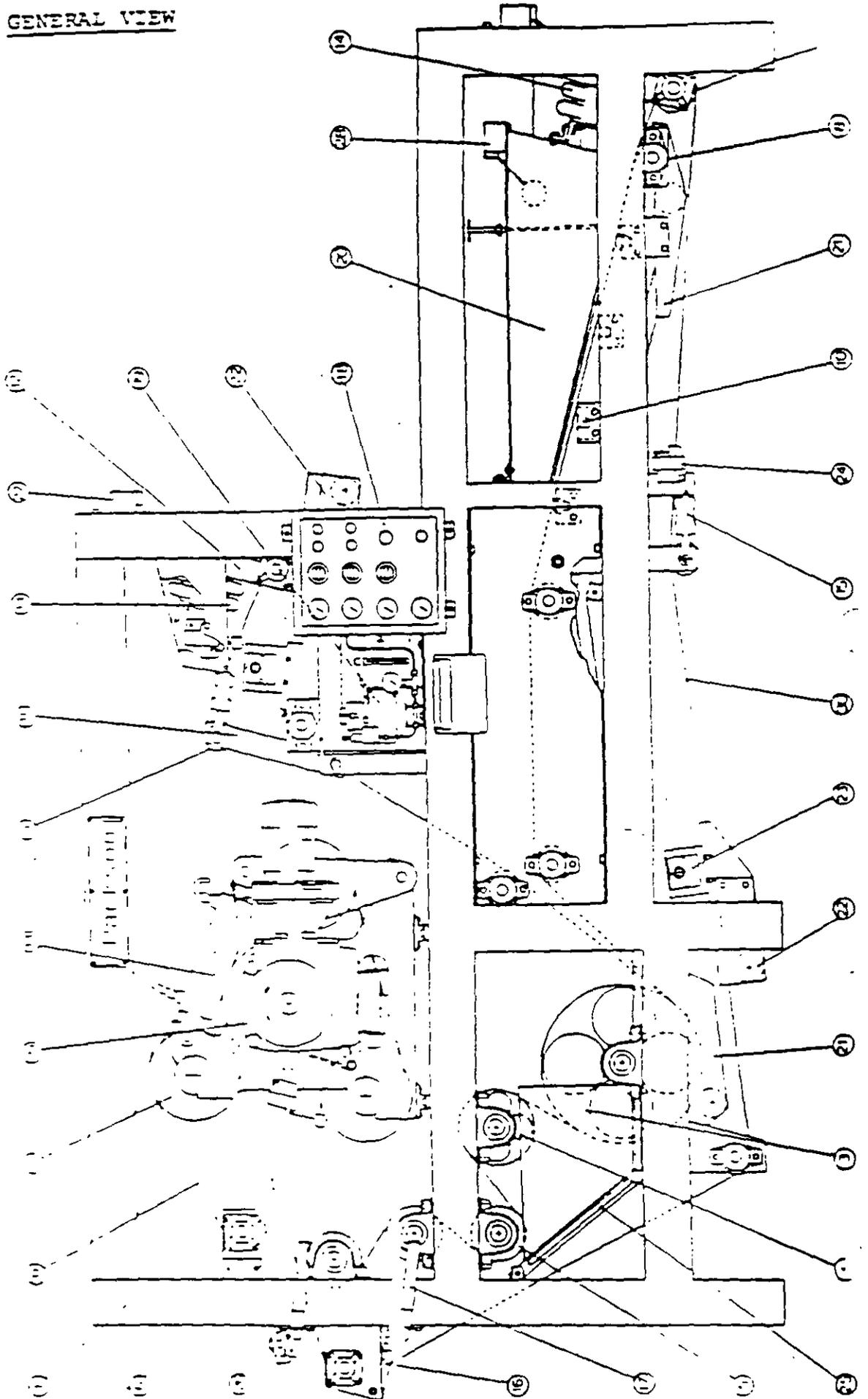
CARACTERÍSTICAS DEL SOBRENADANTE DE UN DIGESTOR AEROBIO.

PARAMETRO	RANGO	TIPICO
pH	5.9 - 7.7	7.0
DBO.	9 - 1.700	500
DBO. soluble	4 - 183	51
DOO	288 - 8.140	2.600
SST	46 - 11.500	3.400
N. Kjeldahl	10 - 400	170
P. total	19 - 241	98
P. soluble	2.5 - 64.0	20

VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN EL USO DE LECHOS DE SECADO

VENTAJAS	DESVENTAJAS
CUANDO HAY TERRENO DISPONIBLE EL COSTO DE INVERSION ES BAJO	REQUIERE DE MÁS TERRENO QUE LOS DEMAS METODOS MECANICOS
MINIMO DE OPERACION	FALTA DE BASES PARA UN DISEÑO DE INGENIERIA ADECUADO
BAJO CONSUMO DE ENERGIA	PARA EVITAR OLORES REQUIERE DE LODO BIEN ESTABILIZADO
POCO SENSIBLE A LAS VARIACIONES DE LA CALIDAD DEL LODO	SISTEMA AFECTADO POR CONDICIONES CLIMATOLOGICAS
NO REQUIERE DE PRODUCTOS QUIMICOS	PARA LA REMOCION DEL LODO REQUIERE DE LABOR INTENSA
ALTO CONTENIDO DE LODOS EN LA TORTA DE LODO	

1. GENERAL VIEW





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS**

**TEMA:
SEDIMENTACIÓN**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
ABIRL DEL 2003**

SEDIMENTACION

Es un proceso de separación sólido-líquido, es decir es la operación por la cual se remueven las partículas más pesadas que el líquido, se separa de una suspensión mediante la fuerza de gravedad; en algunos casos se le llama: clarificación, decantación o espesamiento.

Dos son las formas de sedimentación usadas en la purificación del agua: Sedimentación simple y la sedimentación después de la coagulación y floculación o ablandamiento.

La sedimentación simple es generalmente un tratamiento primario para reducir la carga de sólidos sedimentables antes de la coagulación, en estos casos se le conoce como pre-sedimentación.

La sedimentación después de la adición de coagulantes y de la floculación se usa para remover sólidos sedimentables que han sido producidos por el tratamiento químico, como en el caso de remoción de color o de turbiedad o en el ablandamiento con cal.

Se manejan dos tipos de partículas en la potabilización

- DISCRETAS.- No cambian formas ni dimensiones al desplazarse
- FLOCULENTAS.- Cambian forma, tamaño y peso al chocar en su desplazamiento (flóculo de la coagulación)

DENSIDAD DE PARTICULAS

ARENAS $\rho_s = 2.65$

FLOSOALUMINIO $\rho_s = 1.13$ (base seca)

FLOC HIERRO $\rho_s = 1.37$ (base seca)

Con un 95% de agua el floc de Al^{+3} y Fe^{+3} se tiene

$$\rho_s = 1.03$$

El movimiento de sedimentación de flóculos corresponde a zona laminar y el modelo por utilizar es el de la expresión de Stokes

En el caso de reducción de sólidos, en desarenadores y presedimentadores el movimiento corresponde a zona intermedia y el modelo por utilizar es el cálculo por tanteos.

Tabla V.4.a Velocidades de Sedimentación de Partículas

Material	Densidad Relativa	Diámetro d (cm)	Temperatura del agua °C	Viscosidad $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$	Velocidad de sedimentación cm/s	Carga superficial $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$	Zona
FLOC	1.03	0.001	15	1.176	4.63×10^{-2}	0.00040	Laminar
			10	1.310	1.25×10^{-2}	0.108	Laminar
FLOC	1.03	0.01	15	1.176	1.39×10^{-2}	0.120	Laminar
			10	1.310	1.25×10^{-2}	10.80	Laminar
Partículas Orgánicas	1.5	0.01	15	1.176	1.39×10^{-2}	12.00	Laminar
			10	1.310	2.08×10^{-1}	179.7	Laminar
Arena Fina	2.6	0.01	15	1.176	2.31×10^{-1}	199.5	Laminar
			10	1.310	6.11×10^{-1}	528 *	Intermedia
Arena	2.6	0.2	15	1.176	6.75×10^{-1}	583	Intermedia
			10	1.310	27.76	23980	Intermedia
Arena	2.6	0.2	15	1.176	28.16	24330	Intermedia

* Nota - Obsérvese que arena fina de $d = 0.01 \text{ cm}$ puede sedimentar con cargas superficiales relativamente altas, del orden de $500 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ en condiciones estáticas. En condiciones dinámicas este valor debe multiplicarse por un factor menor que la unidad.

Tabla V.4.b Velocidades de Sedimentación de Partículas (Diámetros corresponden a cribas US standards)

DIAMETRO (cm)	VISCOSIDAD ν (Cm^2/s)		
	1.31×10^{-2}	1.176×10^{-2}	1.010×10^{-2}
0.1820	26.42	26.83	27.37
0.1680	24.93	25.34	25.89
0.1540	23.36	23.78	24.34
0.1370	21.35	21.78	22.35
0.1230	19.58	20.02	20.60
0.1100	17.84	18.28	18.87
0.1000	16.42	16.87	17.47
0.0900	14.94	15.38	15.98
0	13.52	13.97	14.57
	12.12	12.56	13.16

Tabla V.4.b (cont.) Velocidades de Sedimentación de Partículas (Diámetros corresponden a cribas US standards)

DIAMETRO (cm)	VISCOSIDAD ν (Cm^2/s)		
	1.31×10^{-2}	1.176×10^{-2}	1.010×10^{-2}
0.0650	10.83	11.26	11.85
0.0580	9.56	9.99	10.57
0.0510	8.25	8.65	9.21
0.0450	7.08	7.47	8.00
0.0390	5.89	6.24	6.74
0.0340	4.88	5.20	5.66
0.0290	3.88	4.16	4.57
0.0247	3.03	3.27	3.63
0.0215	2.43	2.63	2.94
0.0180	1.80	1.97	2.21
0.0152	1.55	1.47	1.67
0.0131	1.03	1.13	1.29
0.0110	0.75	0.83	0.94
0.0001	6.86×10^{-1}	7.64×10^{-1}	8.89×10^{-1}

DECANTACION DE PARTICULAS AISLADAS EN UN FLUIDO EN MOVIMIENTO

Las ecuaciones que se han presentado en las secciones anteriores son válidas solo para un fluido estático. Cuando este se halla en movimiento el comportamiento de las partículas es un poco diferente. Pueden entonces considerarse tres casos: a- Cuando el fluido se mueve con velocidad constante horizontal, b- Cuando el fluido se mueve con velocidad constante vertical y c- Cuando el fluido se mueve en dirección oblicua.

a- El fluido se mueve con velocidad horizontal constante

Este es el caso de los sedimentadores horizontales convencionales.

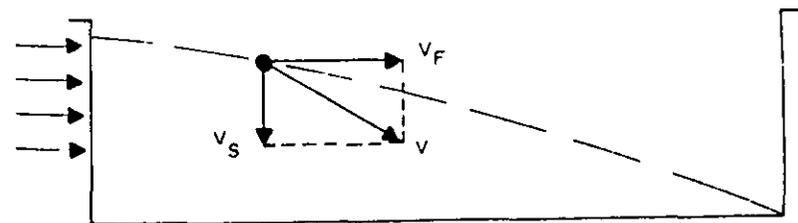


Fig. V-5

Tabla 3.2 Efecto del tamaño decreciente de las esferas sobre la tasa de sedimentación

<i>Diámetro de partícula (mm)</i>	<i>Orden de tamaño</i>	<i>Área superficial total^a</i>	<i>Tiempo requerido para sedimentarse^b</i>
10	Grava	3.14 cm ²	0.3 seg
1	Arena gruesa	31.4 cm ²	3 seg
0.1	Arena fina	314 cm ²	38 seg
0.01	Arenilla	0.314 m ²	33 min
0.001	Bacterias	3.14 m ²	55 h
0.0001	Partículas coloidales	31.4 m ²	230 días
0.00001	Partículas coloidales	0.283 ha	6.3 años
0.000001	Partículas coloidales	2.83 ha	63 años mínimo

Fuente Adaptada de AWWA (1971), pág. 70.

^a Área para partículas del tamaño indicado producidas a partir de una partícula de 10 mm de diámetro con un peso específico de 2.65.

^b Cálculos basados en una esfera con un peso específico de 2.65 para sedimentarse 30 cm.

En las plantas de filtración rápida, el pretratamiento puede mejorar el rendimiento de los procesos unitarios por las siguientes razones: 1) es probable un mejor funcionamiento de los procesos unitarios debido a que la calidad del agua cruda es menos variable; 2) se produce menos lodo y por consiguiente se requiere limpieza menos frecuente de los tanques de una gran cantidad de sólidos suspendidos, en el tratamiento subsecuente se utilizan menos productos químicos.

La selección del tipo más adecuado de pretratamiento para un diseño particular se debe hacer con base en investigaciones de campo, en las cuales se toman muestras de todos los regímenes del río a fin de determinar las variaciones en las características del agua cruda.

5.1 INTRODUCCIÓN

Se designa por sedimentación la operación por la cual se remueven las partículas salidas de una suspensión mediante la fuerza de gravedad; en algunos casos se denomina clarificación o espesamiento. Dos son las formas de sedimentación usadas en la purificación del agua: sedimentación simple y sedimentación después de coagulación y floculación o ablandamiento.

La sedimentación simple es generalmente un tratamiento primario para reducir la carga de sólidos sedimentables antes de la coagulación; en esos casos se le conoce como presedimentación. La sedimentación después de la adición de coagulantes y de la floculación se usa para remover los sólidos sedimentables que han sido producidos por el tratamiento químico, como en el caso de remoción de color y turbiedad o en el ablandamiento con cal. La sedimentación puede ser precedida por presedimentación y aireación; generalmente va seguida de la filtración. En el tratamiento de aguas residuales, la sedimentación se usa principalmente para remover sólidos suspendidos sedimentables, tratamiento primario, y para la remoción de material orgánico y biomasa preformada en los sistemas de tratamiento secundario y para espesamiento de lodos.

5.2 TIPOS DE SEDIMENTACIÓN

La sedimentación ocurre de maneras diferentes, según la naturaleza de los sólidos, su concentración y su grado de floculación.

En el agua se pueden encontrar partículas llamadas *discretas*, las cuales no cambian su tamaño, o forma o peso cuando se sedimentan, y partículas *floculentas* y *precipitantes* en las cuales la densidad y el volumen cambia

La partícula cae con velocidad v constante en trayectoria parabólica la cual resulta de la descomposición del vector v en v_x y v_y . El valor v_x es la velocidad caída de la partícula en un fluido en reposo y v_y la velocidad de arrastre horizontal producida por el fluido.

b- El fluido se mueve con velocidad vertical constante.

En este caso, que es el corriente en sedimentadores de manto de lodos, si $v_s > v_f$ la partícula se mueve hacia abajo (sedimenta respecto a la tierra). Pero si $v_s < v_f$ la partícula es arrastrada por el fluido (no sedimenta respecto a la tierra). En cambio si $v_s = v_f$ la partícula se mantiene en suspensión en el fluido. Cuando las partículas están relativamente juntas, se forma un manto de lodos y entonces la velocidad v_s debe entenderse como la velocidad intersticial v_a / p en donde v_a es la velocidad de aproximación y p es la porosidad del manto a través del cual evolucionan las partículas. Este aspecto se estudiará en detalle posteriormente en este capítulo.

c- El fluido se mueve con flujo oblicuo

Este es el caso de los sedimentadores de flujo laminar o de placas inclinadas que estudiaremos más adelante. Dentro de las placas o celdas el flujo puede ser ascendente o descendente.

En ambos casos la partícula se mueve con una velocidad constante, en trayectoria parabólica. La velocidad tendrá componentes según un sistema de ejes cartesianos x, y en el que el eje x está en dirección del flujo. El vector v se descompondrá en v_x y v_y como se verá posteriormente.

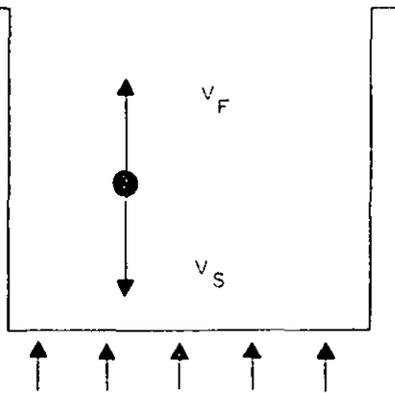


Fig. V.6

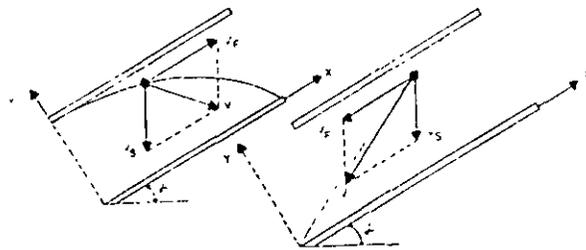


Fig. V.7

SEDIMENTACION CONVENCIONAL: MODELO HAZEN Y CAMP

Antes de desarrollar la metodología de diseño de sedimentadores de flujo horizontal es conveniente introducir un modelo teórico que describa el funcionamiento de un sedimentador con clarificación tipo I ya que ayuda a definir conceptos y establecer parámetros que son, como se verá más adelante, aplicables también al caso de partículas aglomerables.

El modelo fue desarrollado por Hazen en 1904 y luego retomado por Camp en 1946 y se basa en la concepción de un tanque de sedimentación ideal. Camp, lo definió como "el decantador hipotético en el cual la sedimentación se realiza exactamente en la misma manera que en un recipiente de igual profundidad que contenga un líquido en reposo".

El modelo responde a las siguientes características (ver figura V.8).

1. Se identifican en el tanque de sedimentación cuatro zonas independientes: de Entrada, de Salida, de Sedimentación y de Retención de partículas sedimentadas.
2. Hay una distribución uniforme de partículas en la entrada. La concentración de partículas de cada tamaño es por lo tanto la misma en todos los puntos de la sección transversal de entrada.
3. En la zona de sedimentación la dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos, por lo que responde a un modelo de flujo tipo pistón.
4. Toda partícula que entra a la zona de lodos queda atrapada y se considera removida.
5. Las partículas, aún siendo de diferentes tamaños, se comportan como partículas discretas y aisladas en la zona de sedimentación, o sea se produce clarificación tipo I.

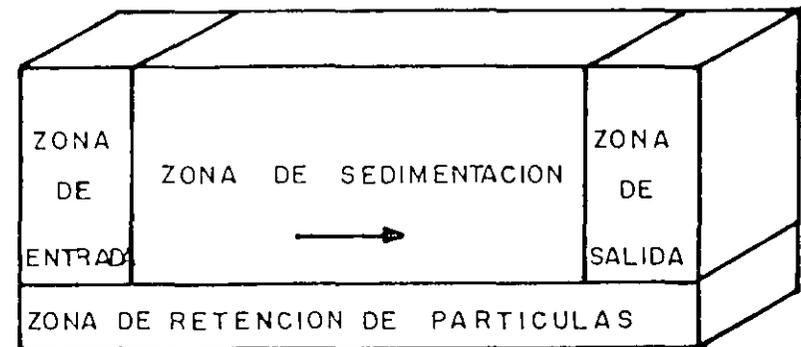


Fig. V.8

El comportamiento de partículas de diferentes velocidades de sedimentación corresponde a trayectorias rectas en la zona de sedimentación debido a la composición de los dos movimientos: el de desplazamiento con el fluido de velocidad v_f y el de sedimentación respecto al fluido de velocidad v_s , como se explicó antes.

Según sea pequeña o alta la velocidad de sedimentación, v_s , de las partículas se pueden producir las situaciones indicadas en la figura V.9.

la partícula en el agua, W , y una fuerza vertical hacia arriba, F o fuerza de arrastre debida a la fricción.

El peso de la partícula discreta en el agua es igual a:

$$W = V(\rho_s - \rho_w)g \quad (5.1)$$

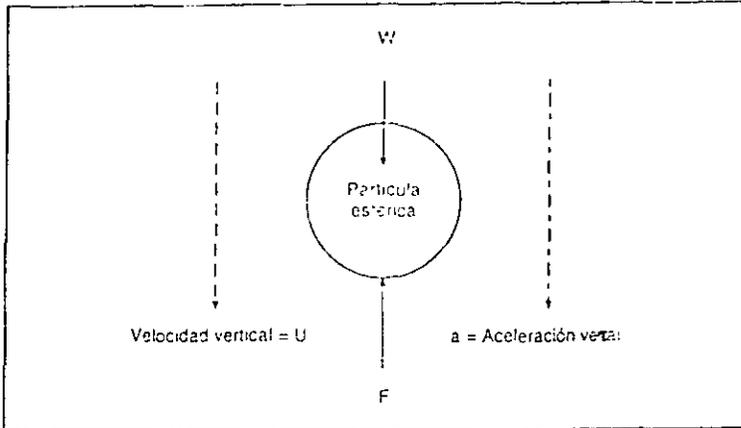


Figura 5.2 Sedimentación de la partícula discreta en reposo

- donde: W = Peso de la partícula en el agua, N
 V = Volumen de la partícula, m^3
 ρ_s = Densidad de la partícula, kg/m^3
 ρ_w = Densidad del agua, kg/m^3
 g = Aceleración de la gravedad, $9,8 m/s^2$

La fuerza vertical de arrastre o fricción es función de la viscosidad, de la forma, tamaño y velocidad vertical de la partícula, así como de la densidad y viscosidad del agua. Empíricamente se ha encontrado que para partículas discretas:

$$F = \frac{CA_n \rho_w U^2}{2} \quad (5.2)$$

- donde: F = Fuerza de arrastre vertical, N
 C = Coeficiente de arrastre de Newton, adimensional

- A_n = Área de la sección transversal de la partícula normal a la dirección de asentamiento, m^2
 U = Velocidad de asentamiento, m/s
 ρ_w = densidad del agua, kg/m^3

El valor del coeficiente de arrastre, C , es función del número de Reynolds:

$$N_{RF} = \frac{DU}{\nu} \quad (5.3)$$

- donde: D = Diámetro de la partícula, m
 U = Velocidad de asentamiento, m/s
 ν = Viscosidad cinemática, m^2/s

Para partículas esféricas y $N_{RE} < 10000$, Fair y Geyer han encontrado que:

$$C = \frac{24}{N_{RF}} + \frac{3}{(N_{RF})^{0.5}} + 0,34 \quad (5.4)$$

Inicialmente la partícula se acelerará hasta que la fuerza de fricción o de arrastre del fluido se haga igual a la fuerza impulsora de asentamiento. Cuando las fuerzas verticales están en equilibrio, de acuerdo con la segunda ley de Newton, la aceleración se hace cero y la velocidad se vuelve constante. Por lo tanto, para partículas esféricas:

$$V(\rho_s - \rho_w)g = \frac{CA_n \rho_w U^2}{2}$$

$$U^2 = \frac{2V(\rho_s - \rho_w)g}{CA_n \rho_w} = \frac{2Vg}{CA_n} (S_r - 1) \left(\frac{\pi D^3 / 6}{\pi D^2 / 4} \right)$$

$$U = \sqrt{\frac{4g(S_r - 1)D}{3C}} \quad (5.5)$$

donde:

S_r = Densidad relativa de la partícula

a medida que ellas se adhieren unas con otras mediante mecanismos de floculación, precipitación, arrastre o barrido. La existencia de diferentes tipos de partículas en concentraciones distintas hace que sea necesario considerar tipos desiguales de sedimentación, de acuerdo con la clase de concentración de partículas, como lo describe Fitó en la figura 5.1 (5).

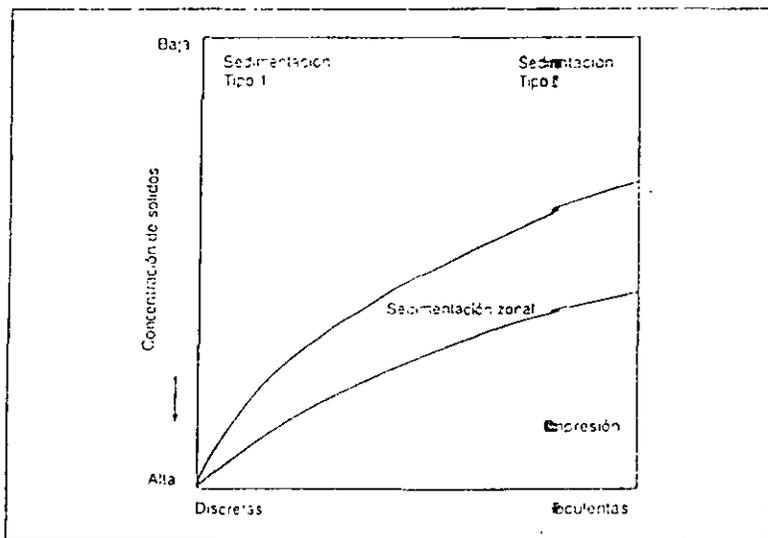


Figura 5.1 Diagrama Paragenético

Dichos tipos de sedimentación son:

- Sedimentación tipo 1:
Se refiere a la remoción de partículas discretas y floculentas en una suspensión diluida. En estas condiciones se dice que la sedimentación es no interferida y es función solamente de las propiedades del fluido y de las características de la partícula. Es el tipo de sedimentación que ocurre con partículas de características floculentas mínimas en suspensiones diluidas, como sería el caso de sedimentación de materiales pesados inertes.
- Sedimentación tipo 2:
Se refiere a la sedimentación de suspensiones diluidas de partículas floculentas, en las cuales es necesario considerar las propiedades floculentas de la suspensión junto con las características de asentamiento

de las partículas. Ocurre generalmente en el tratamiento de aguas residuales, dada la naturaleza de los sólidos en ellas presentes, y en la purificación de aguas potables cuando los sedimentadores están precedidos de floculadores y coagulación.

- Sedimentación zonal
Describe la sedimentación másica y se refiere al proceso de sedimentación de suspensiones de concentración intermedia de material floculento, en las cuales se presenta un asentamiento interferido debido a la cercanía entre partículas. Dicha cercanía permite a las partículas, gracias a las fuerzas entre ellas, tener una posición relativa fija de unas con otras; se forma una matriz porosa soportada por el fluido que desplazan, y como resultado la masa de partículas se desplaza hacia el fondo como un solo bloque, creando una interfase clara de separación entre el sobrenadante clarificado y el lodo, en un régimen descrito como sedimentación zonal.
- Compresión:
Ocurre cuando la concentración aumenta a un valor en que las partículas están en contacto físico unas con otras y el peso de ellas es sostenido parcialmente por la masa compactada. Se presenta en operaciones de espesamiento de lodos cuando las partículas se acumulan en el fondo del tanque de sedimentación; su peso es soportado por la estructura de la masa en compactación y el asentamiento es función de la deformación de las partículas o flóculos.
En la práctica, durante una operación de sedimentación, es común que se presente más de un tipo de sedimentación al mismo tiempo y es posible que coincidan todos los cuatro tipos.

5.3 SEDIMENTACIÓN TIPO 1

Como se dijo previamente, la sedimentación tipo 1 se refiere a la sedimentación de partículas discretas, de aquellas partículas que no cambian su forma, tamaño o peso a medida que se sedimentan; en otras palabras, es el tipo de sedimentación libre, no interferida, función solamente de las propiedades del fluido y de la partícula.

Cuando se coloca una partícula discreta en un fluido en reposo, la partícula se mueve verticalmente debido a la gravedad, si su densidad difiere de la del fluido. Las fuerzas verticales que actuarán sobre una partícula discreta en el agua serán: una fuerza vertical hacia abajo igual al peso de

al cizallamiento del fluido (lo espeso). En una amplia gama de condiciones, la fuerza de fricción puede correlacionarse con el número de Reynolds.

La mayoría de las situaciones en que hay sedimentación de partículas implican condiciones de "flujo deslizante" o laminar (Reynolds < 1). En este caso, la fuerza de fricción de Stokes puede utilizarse

$$F_D = 3\pi\mu D_p V_r$$

Donde: μ = viscosidad del fluido y V_r es la velocidad de la partícula con respecto al fluido (velocidad de sedimentación)

Entonces

$$\begin{aligned} F_{\text{hacia abajo}} &= F_g - F_B - F_D \\ &= \rho_p \frac{\pi}{6} D_p^3 g - \rho_f \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi\mu D_p V_r \\ &= (\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi\mu D_p V_r \end{aligned}$$

La partícula responderá a esta fuerza según la Ley de Newton, que establece que: la fuerza es igual a la masa multiplicada por la aceleración

$$\begin{aligned} F_{\text{hacia abajo}} &= \rho_p \times \text{aceleración} \\ &= m p x \frac{dv_r}{dt} \end{aligned}$$

La solución indica que, en casi todos los casos de interés ambiental, el tiempo final es muy corto (mucho menos de 1 segundo), por esta razón solo se considera la velocidad de "sedimentación final" o "terminal".

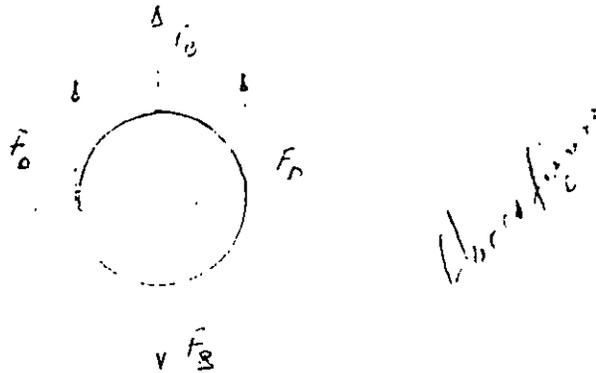
Cuando la partícula alcanza su velocidad terminal, ya no se acelera, de manera que por lo tanto $F_{\text{hacia abajo}} = 0$. Haciendo que $F_{\text{hacia abajo}}$ sea igual a cero y viendo que V_r es igual a la velocidad de sedimentación, V_s igual a velocidad terminal, obtenemos

$$0 = (\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi\mu D_p V_r$$

LEY DE STOKES

Sedimentación o decantación gravitacional

El movimiento de una partícula en un fluido está determinado por un balance de las fuerzas viscosas de fricción que se oponen al movimiento de las partículas con fuerzas gravitacionales o de otro tipo que causan el movimiento.



Considerando la partícula señalada en la figura, a fin de determinar la velocidad a la que cae (sedimentación), se efectuará un balance de fuerzas. Actúan tres fuerzas: la fuerza gravitacional que la empuja hacia abajo (F_g), una fuerza de flotación que la empuja hacia arriba (F_B) y una fuerza de fricción que la empuja hacia arriba (F_D)

F_g es igual a la constante de gravedad g multiplicada por la masa de la partícula m_p . En términos de densidad, ρ_p , y diámetro D_p de las partículas, m_p es igual a $(\rho_p/6D_p^3)$, por lo tanto

$$F_g = \rho_p \frac{\pi}{6} D_p^3 g$$

F_B es una fuerza neta que empuja hacia arriba como resultado del aumento de presión conforme hay mayor profundidad. La fuerza de flotación es igual a la constante de la gravedad multiplicada por la masa del fluido desplazado por la partícula

$$F_B = \rho_f \frac{\pi}{6} D_p^3 g \quad (\rho_f = \text{densidad del fluido})$$

La única fuerza que queda por determinar es la de fricción F_D . Esta fuerza es el resultado de la resistencia que opone el fluido al paso de la partícula y depende de la velocidad a la que la partícula cae a través del fluido, el tamaño de la misma y la viscosidad o resistencia

$$(\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g = 3\pi\mu D_p V_s$$

$$V_s = \frac{g(\rho_p - \rho_f) D_p^2}{18\mu}$$

Velocidad de sedimentación, llamada LEY DE STOKES

Ejemplo

Para diseñar un desarenador rectangular, utilizado para eliminar partículas grandes (grava o arena) debe determinarse la velocidad de sedimentación de las partículas

Datos

$D_p = 100 \mu\text{m}$; Densidad $\rho_p = 2.65 \text{ gr/cm}^3$; viscosidad del agua $0.01185 \text{ gr/cm}^2 \cdot \text{seg}$ y la densidad $\rho_f = 1.06 \text{ gr/cm}^3$

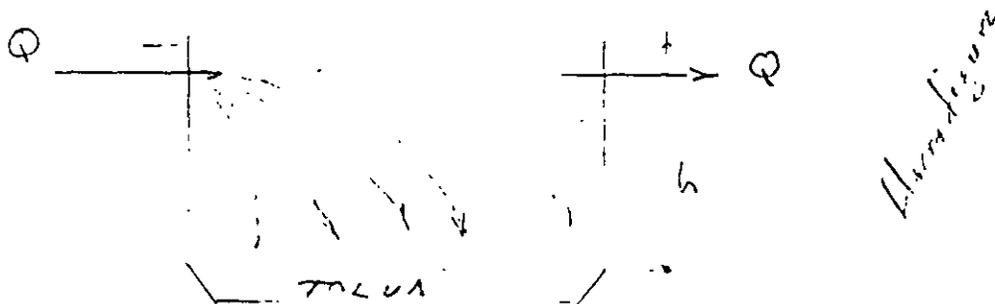
Se pregunta ¿Cuál es la velocidad de sedimentación?

$$V_s = \frac{(2.65 \text{ gr/cm}^3 - 1.00 \text{ gr/cm}^3)(980 \text{ cm/seg}^2)(100 \times 10^{-4} \text{ cm})^2}{(8 \times 0.01185 \text{ gr/cm} \cdot \text{seg})}$$

$$= 0.76 \text{ cm/seg} = 27 \text{ m/hora}$$

Métodos para determinar el tamaño mínimo de una partícula removida en una cámara no turbulenta

Flujo descendente



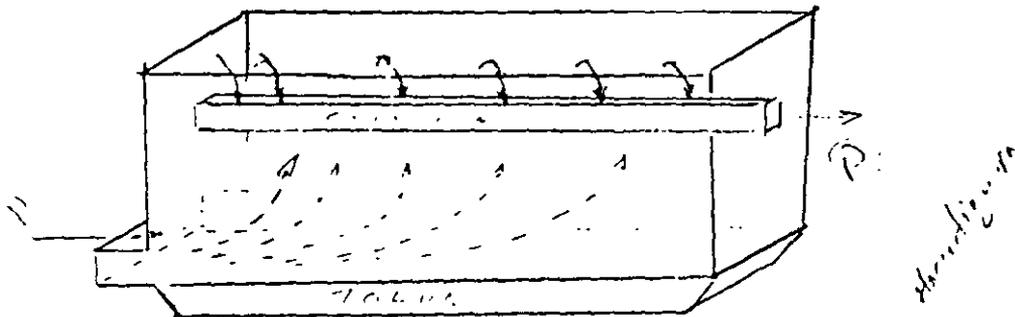
Para que una partícula sea eliminada del flujo debe caer en la tolva durante el tiempo que pasa en la cámara. Lo mas lejos que una partícula tiene que caer es la altura de la cámara

Para que una partícula sea eliminada del flujo debe caer en la tolva durante el tiempo que pasa en la cámara. Lo mas lejos que una partícula tiene que caer es la altura de la cámara h . La partícula debe caer a esta distancia dentro del tiempo de retención de la cámara

$t_r = V/Q$ por lo tanto la velocidad de sedimentación vertical de la partícula que se

requiere es: $V_s \geq \frac{h}{t_r}$, lo que equivale a $V_s \geq \frac{hQ}{V} \geq \frac{Q}{A}$

2º. Flujo ascendente



Aquí se determina la "velocidad de sedimentación mayor que la tasa de derrame", la velocidad vertical se conoce como tasa de derrame (TD) la velocidad de sedimentación es la velocidad a la que una partícula cae con respecto al fluido, la velocidad real hacia abajo de una partícula en esta cámara es igual a $(V_s - TD)$. La partícula sedimentará tan pronto como su velocidad de sedimentación sea mayor que la tasa de derrame $TD = \frac{Q}{A}$

Donde A = área superficial en la parte superior, por lo tanto la partícula será removida si: $V_s \geq TD$ que equivale a: $V_s \geq \frac{Q}{A}$ que es el mismo valor que el encontrado en el flujo descendente

EJEMPLO (Desarenador)

Se tiene un desarenador con 2 metros de profundidad y el tiempo de retención (t_r) del agua en la cámara es 1 hora ¿cuál es el tamaño mínimo de partículas que se removería completamente por sedimentación?, considerando que cualquier partícula que va al fondo se elimina.

$$h = 2 \text{ m,}$$

$$t_r = 1 \text{ hora}$$

$$\text{Densidad arena } 2.65 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu = 0.01185 \text{ gr/cm.s}$$

Solución

Es necesario que la distancia recorrida por las partículas durante el paso a través del desarenador sea igual a la profundidad del mismo. Esto es una velocidad de sedimentación mínima para remover el 100%

$$V_s > \frac{2m}{1h} \times \frac{h}{3600s} \times \frac{100cm}{m} = 5.6 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

Considerando la Ley de Stokes para la velocidad de sedimentación

$$V_s = \frac{(980 \text{ cm/seg})(2.65 - 1.00 \text{ g/cm}^3)}{18(0.01185 \text{ gr/cm.s})} D_p^2 > 5.6 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

Despejando D_p^2

$$D_p^2 > 7.39 \times 10^{-6} \text{ cm}^2$$

$$D_p > 2.7 \times 10^{-3} \text{ cm} > 0.0027 \text{ cm} > 27 \mu \text{ m}$$

EJEMPLO

Eliminación de sólidos suspendidos en sedimentadores

Datos

- $Q_m = 1.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}$
- $Q_{\text{max semanal}} = 3.3 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}$
- Dos sedimentadores primarios en paralelo = $2,000 \text{ m}^3$, con área superficial total de 600 m^2
- Tres sedimentadores secundarios = 4600 m^3 , con área superficial total de 1070 m^2

Determinar para el gasto máximo semanal en cada sedimentador:

- Tiempo de retención (en horas) (T_r)
- Tasa de derrame $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$ (TD)

Soluciones :

Para el sedimentador primario

$$t_r = \frac{V}{Q} = \left[\frac{2000 \text{ m}^3}{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}} \right] \frac{24 \text{ h}}{\text{día}} = 1.5 \text{ horas}$$

$$TD = \frac{Q}{A} = \frac{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}}{600 \text{ m}^2} = 53 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ día}$$

Para el sedimentador secundario

$$t_r = \frac{V}{Q} = \left[\frac{4600 \text{ m}^3}{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}} \right] \frac{24 \text{ h}}{\text{día}} = 3.4 \text{ h}$$

$$TD = \frac{Q}{A} = \frac{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}}{1070 \text{ m}^2} = 30 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ día}$$

5 EJEMPLO

Se quiere duplicar la capacidad de sedimentación de una planta que trata 116 L/s (10.000 m³/d) con dos sedimentadores de flujo horizontal convencionales, manteniendo las mismas condiciones de sedimentación. Cada sedimentador tiene 24 m de largo, 8 m de ancho y 3 m de profundidad. Para tal propósito, se colocan placas de 1,2 m x 2,4 m x 0,01 m.

Calcular.

- a) Carga superficial actual
- b) Área de sedimentación de tasa alta
- c) Número de placas requeridas
- d) Carga superficial para zona de sedimentación de tasa alta
- e) Tiempo de retención en el tanque de sedimentación
- f) Velocidad promedio de flujo en el sedimentador

Solución:

- a) Carga superficial actual

$$CS = \frac{10\,000}{2 \times 24 \times 8} = 26,0 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

En sedimentadores convencionales $v_{sc} = CS = 26 \text{ m/d}$

- b) Área de sedimentación de tasa alta: de acuerdo con la ecuación 5.32, la velocidad crítica de sedimentación está dada por:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L \text{ Cos } \theta} \quad (5.32)$$

La velocidad promedio de flujo en el sedimentador de tasa alta será:

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta}$$

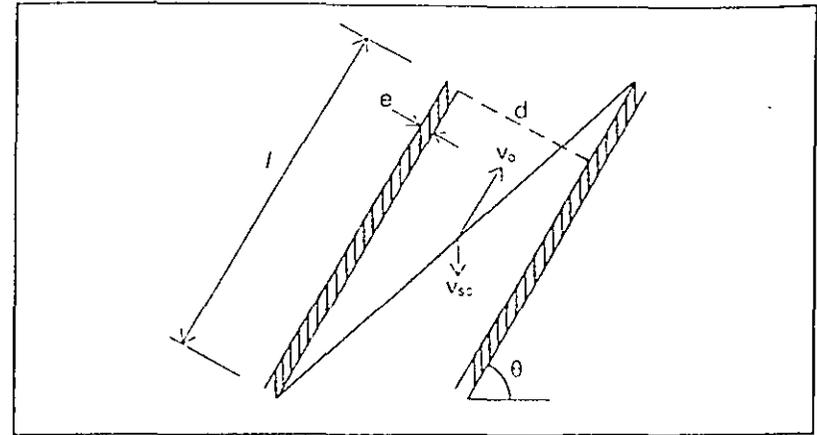


Figura 5.35 Dimensiones sedimentador de placas paralelas

Por lo tanto, según la ecuación 5.32:

$$v_{sc} = \frac{S_c Q}{A \text{ Sen } \theta (\text{Sen } \theta + L \text{ Cos } \theta)}$$

$$A = \frac{S_c Q}{v_{sc} \text{ Sen } \theta (\text{Sen } \theta + L \text{ Cos } \theta)}$$

Para: $\theta = 60^\circ$; $S_c = 1.0$; $d = 6 \text{ cm}$

$$L = \frac{l}{d} = \frac{120}{6} = 20$$

$$A = \frac{1 \times 10.000}{26 \times \text{Sen } 60 (\text{Sen } 60 + 20 \text{ Cos } 60)} = 41 \text{ m}^2$$

Como el ancho de cada sedimentador es de 8 m, para tres filas de placas de 2,40 m de longitud, la longitud de sedimentación acelerada es:

$$L_s = \frac{41}{2,4 \times 3} = 5,7 \text{ m}$$

Se adopta una longitud de sedimentación acelerada de 6,0 m al final de cada tanque de sedimentación existente.

c) El número de placas N será (ver figura 5.34):

$$L_s = \frac{d}{\text{Sen } \theta} (n-1) + N \frac{e}{\text{Sen } \theta}$$

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

$$N = \frac{6,0 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,01} = 75 \text{ placas por fila de } 2,4 \text{ m}$$

Como en cada sedimentador hay 3 filas de placas

$$N = 75 \times 3 = 225 \text{ placas}$$

Para la zona de sedimentación de tasa alta.

$$v = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{10.000}{8 \times 6 \text{ Sen } 60} = 241 \text{ m/d} = 0,7 \text{ m/min}$$

$$N_{RE} = \frac{v_o d}{V} = \frac{241 \times 0,06}{8630 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 147$$

El tiempo de retención en el sedimentador de tasa alta:

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{4,20}{0,417} = 10 \text{ min}$$

d) La carga superficial para el área de sedimentación de tasa alta:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{10000}{86} = 208 \text{ m}^3/\text{d}$$

e) El tiempo de retención en el tanque de sedimentación:

$$t = \frac{24 \times 8 \times 3 \times 24 \times 60}{10.000} = 83 \text{ minutos}$$

f) La velocidad promedio del flujo en el tanque de sedimentación:

$$v = \frac{10.000}{8 \times 3 \times 1.440} = 0,29 \text{ m/min} = 0,48 \text{ cm/s}$$

El diseño anterior se verifica así:

Se calcula la longitud relativa para la región de transición por la ecuación de Schulze:

$$L' = 0,013 N_{RE} \tag{5.34}$$

$$L' = 0,013 \times 147 = 1,91$$

$$L' < L$$

$$L_c = L - L' = 20 - 1,91 = 18,09$$

De acuerdo con la ecuación 5.36:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \text{ Cos } \theta}$$

$$v_{sc} = \frac{1 \times 241}{\text{Sen } 60 + 18,09 \text{ Cos } 60}$$

$$v_{sc} = 24 \text{ m/d} < 26 \text{ m/d}$$

Por lo tanto, el diseño es aceptable y mantiene las mismas condiciones de sedimentación.

5.16 EJEMPLO

Los datos experimentales de un ensayo de sedimentación en columna, para una suspensión de partículas flocculentas, se incluyen en el cuadro 5.9.

Se adopta una longitud de sedimentación acelerada de 6,0 m al final de cada tanque de sedimentación existente.

c) El número de placas N_{sc} (ver figura 5.34).

$$L_s = \frac{d}{\text{Sen } \theta} (n-1) + N \frac{e}{\text{Sen } \theta}$$

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

$$N = \frac{6,0 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,01} = 75 \text{ placas por fila en } 2,4 \text{ m}$$

Como en cada sedimentador caben 3 filas de placas

$$N = 75 \times 3 \times 2 = 450 \text{ placas}$$

Para la zona de sedimentación de tasa alta.

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{10.000}{8 \times 6 \text{ Sen } 60} = 241, \text{ m/d} = 0,17 \text{ m/min}$$

$$N_{RE} = \frac{v_o d}{\nu} = \frac{241 \times 0,06}{1,400 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 100$$

El tiempo de retención en el sedimentador de tasa alta:

$$\tau = \frac{l}{v_o} = \frac{1,20}{0,17} = 7 \text{ min}$$

d) La carga superficial para el área de sedimentación de tasa alta:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{10.000}{8 \times 6} = 208 \text{ m}^3/\text{d}$$

e) El tiempo de retención en el tanque de sedimentación

$$\tau = \frac{2,4 \times 8 \times 3 \times 24 \times 60}{10.000} = 83 \text{ minutos}$$

f) La velocidad promedio del flujo en el tanque de sedimentación:

$$v = \frac{10.000}{8 \times 3 \times 1,440} = 0,29 \text{ m/min} = 0,48 \text{ cm/s}$$

El diseño anterior se verifica así:

Se calcula la longitud relativa para la región de transición por la ecuación de Schulze:

$$L' = 0,013 N_{RE} \quad (5.34)$$

$$L' = 0,013 \times 147 = 1,91$$

$$L' < L$$

$$L_c = L - L' = 20 - 1,91 = 18,09$$

De acuerdo con la ecuación 5.36:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \text{ Cos } \theta}$$

$$v_{sc} = \frac{1 \times 241}{\text{Sen } 60 + 18,09 \text{ Cos } 60}$$

$$v_{sc} = 24 \text{ m/d} < 26 \text{ m/d}$$

Por lo tanto, el diseño es aceptable y mantiene las mismas condiciones de sedimentación.

5.16 EJEMPLO

Los datos experimentales de un ensayo de sedimentación en columna, para una suspensión de partículas flocculentas, se incluyen en el cuadro 5.9.

Cuadro 5.9
Datos ensayo de sedimentación ejemplo 5.16

Tiempo min.	% Remoción de sólidos		
	0,6 m	1,2 m	1,8 m
15	31	22	15
20	46	31	24
40	63	42	35
60	71	60	45
90	73	61	55
120	75	67	65

Determinar la remoción total de sólidos si el tiempo de retención es de 60 minutos y la profundidad 1,8 m

Solución:

- Se dibujan las trayectorias de sedimentación para la suspensión flocculenta como se indica en la figura 5.36
- Se determina el porcentaje de remoción por la ecuación del ejemplo 5.8

$$\text{Remoción} = \frac{\Delta h_1}{h_3} \times \frac{R_1 + R_2}{2} + \frac{\Delta h_2}{h_3} \times \frac{R_2 + R_3}{2} + \frac{\Delta h_3}{h_3} \times \frac{R_3 + R_4}{2} + \frac{\Delta h_4}{h_3} \times \frac{R_4 + R_5}{2}$$

- Para las curvas de la figura 5.36 los cálculos son los del cuadro 5.10.

Cuadro 5.10
Cálculos para ejemplo 5.16

$\frac{\Delta h_n}{h_3}$	x	$\frac{R_n + R_{n+1}}{2}$	=	% Remoción
$\frac{0,2}{1,8}$		$\frac{100 + 31}{2}$	=	1,72
$\frac{0,3}{1,8}$		$\frac{75 + 63}{2}$	=	1,67
$\frac{0,4}{1,8}$		$\frac{65 + 55}{2}$	=	1,33
$\frac{0,9}{1,8}$		$\frac{55 + 45}{2}$	=	1,00
				5,72

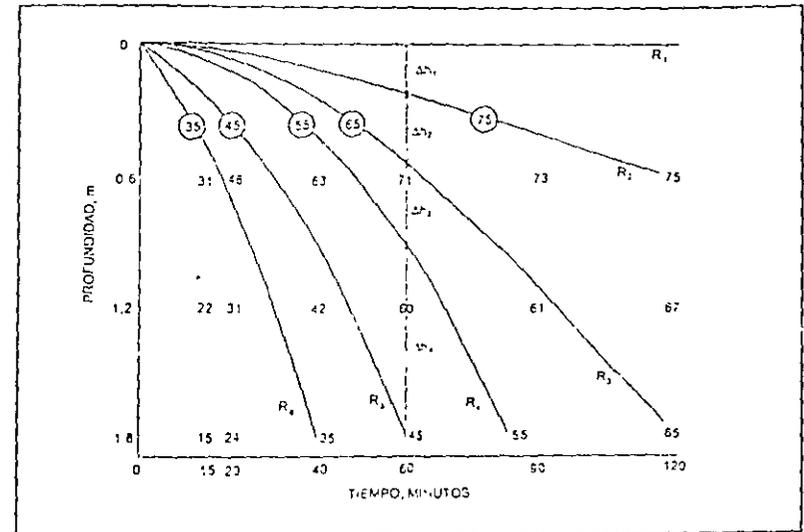


Figura 5.36 Trayectorias de sedimentación Ejemplo 5.16

- La remoción total es del 59,7%
- La remoción anterior corresponde a una carga superficial de:

$$\frac{1,8 \times 1440}{60} = 43,2 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

y a un tiempo de sedimentación de 60 minutos. Para diseño del sedimentador, con un factor de seguridad de 1,5 se tomaría una carga superficial de diseño de 28 m³/d y un tiempo de retención de 1,5 horas.

5.17 EJEMPLO

Se ha hecho un análisis de sedimentación para una suspensión de partículas de arena. Los siguientes son los resultados de las muestras tomadas a una profundidad de 1,5 m.

Tiempo de sedimentación, min	0,5	1,0	2,5	5,0	6,8	10,0
Fración en peso remanente	0,55	0,46	0,35	0,21	0,11	0,03

Determinar la remoción total, para una carga superficial de 4.000 m³/m².d.

Solución.

— Se calculan las velocidades de sedimentación:

U _p m/min	3,0	1,5	0,60	0,30	0,22	0,15
----------------------	-----	-----	------	------	------	------

- Se elabora un gráfico de la fracción de partículas remanentes contra la velocidad de asentamiento, figura 5.37.
- Se calcula la velocidad de sedimentación U_o de las partículas que serán removidas completamente cuando la tasa de clarificación sea de 4 000 m³/m².d.

$$U_o = 4.000 \text{ m/d} = 2,78 \text{ m/mi}$$

- De la curva se obtiene que 0,54 de las partículas en la suspensión tienen una velocidad menor que 2,78 m/min. La fracción de dichas partículas que serán removidas se determina por integración gráfica del segundo término de ecuación 5.15, entre los límites X=0 y X=0,54, indicada por los rectángulos en la figura 5.7 y en la tabulación hecha en el cuadro 5.11.

Cuadro 5.11
Cálculos para el ejemplo 5 17

dx	U _p	U _p · dx
0,025	0,10	0,0025
0,025	0,15	0,0038
0,050	0,20	0,0100
0,075	0,25	0,0188
0,075	0,34	0,0255
0,050	0,40	0,0200
0,050	0,53	0,0265
0,050	0,72	0,0360
0,050	1,10	0,0550
0,050	1,65	0,0825
0,040	2,40	0,0960
SUMA		0,3766

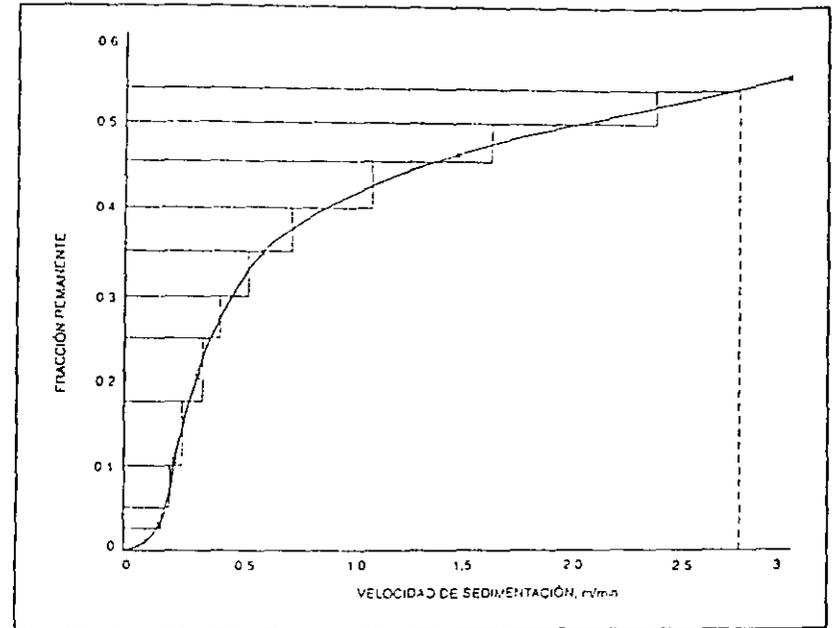


Figura 5 37 Curva de velocidad de sedimentación. Ejemplo 5 15

— La fracción total removida será, según la ecuación 5.15:

$$X_T = (1 - X_o) + \frac{1}{U_o} \int_0^{X_o} U_p dx$$

$$X_T = (1 - 0,54) + \frac{1}{2,78} \times 0,3766 = 0,60$$

Por lo tanto un 60% de las partículas serán removidas.

5.18 EJEMPLO

Para un caudal de 10.000 m³/d, aproximadamente 116 L/s, determinar las características principales del sedimentador de placas planas, suponiendo carga superficial de 180 m/d, placas planas de 2,40 m × 1,20 m × 0,006 m separadas cada 0,06 m e instaladas con un ángulo de inclinación 7° con

la horizontal, ancho del sedimentador de 4,8 m, viscosidad cinemática $1,17 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Solución:

— El área de sedimentación acelerada, A es:

$$A = \frac{Q}{CS} = \frac{10.000}{180} = 55,56 \text{ m}^2$$

— La longitud de la zona de sedimentación acelerada, L_a , para un tanque de 4,8 m de ancho, es:

$$L_a = \frac{A}{b} = \frac{55,56}{4,8} = 11,57 \text{ m}$$

— La velocidad de flujo en los sedimentadores de placas, v_o , es:

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{10.000 \times 100}{86.400 \times 55,56 \text{ Sen } 60} = 0,24 \text{ cm/s}$$

— El rendimiento es inversamente proporcional al número de Reynolds y se deben utilizar $N_{RE} < 500$.

$$N_{RE} = \frac{v_o d}{\gamma} = \frac{0,24 \times 10^{-2} \times 0,06}{1,17 \times 10^{-6}} = 123$$

— La longitud relativa de sedimentación es:

$$L = \frac{l}{d} = \frac{120}{6} = 20$$

— La longitud relativa de la región de transición, según la ecuación 5.34:

$$L' = 0,013 N_{RE} = 0,013 \times 123 = 1,6$$

— Como $L' < L$, la longitud relativa corregida de sedimentación, según la ecuación 5.37, es:

$$l = L - L' = 20 - 1,6 = 18,4$$

— De acuerdo con la ecuación 5.36, la velocidad crítica de sedimentación es:

$$v_{sc} = \frac{1 \times 180}{\text{Sen } 60 + 18,4 \text{ Cos } 60} = 17,9 \text{ m/d}$$

El valor anterior es ampliamente apropiado para el flóculo de alumbre o de hierro

— El tiempo de retención, según la ecuación 5.40:

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{120}{0,24} = 500 \text{ s} = 8,3 \text{ min}$$

— El número de placas N , por módulo o fila de 2,4 m de ancho, es según la figura 5.38 o 5.34:

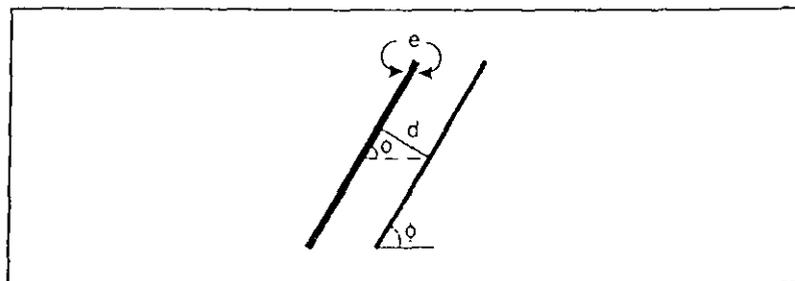


Figura 5.38 Esquema sedimentador de placas paralelas.

$$\frac{d}{\text{Sen } \theta} (N - 1) + N \frac{e}{\text{Sen } \theta} = L_a \tag{5.46}$$

$$N = \frac{L_a \text{ Sen } \theta + d}{d + e} \tag{5.47}$$

$$N = \frac{11,57 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,006} = 153 \text{ placas}$$

Las placas se soportan por vigas de concreto longitudinales, apoyadas en columnas o en vigas transversales.

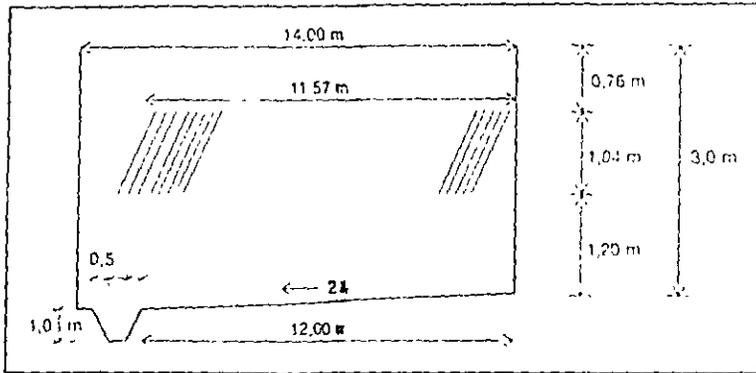


Figura 5.39 Esquema del ejemplo 5.18

— Para un tanque rectangular, relación longitud/ancho = 3/1, se tiene:

$$\text{ancho} = \left(\frac{500}{3}\right)^{1/2} = 13 \text{ m}$$

$$\text{longitud} = \frac{500}{13} = 38,5 \text{ m}$$

— La profundidad del agua es:

$$p = \frac{833}{13 \times 38,5} = 1,66 \text{ m}$$

— La profundidad del tanque es:

Profundidad tanque = prof del agua + borde libre + altura de lodos

$$\text{Profundidad del tanque} = 1,66 + 0,34 + 0,50 = 2,50 \text{ m}$$

— La velocidad de flujo es.

$$v = \frac{10.000 \times 100}{86.400 \times 13 \times 1,66} = 0,54 \text{ cm/s} < 1,5 \text{ cm/s}$$

— La unidad de entrada se supone constituida por una pantalla permeable, con orificios cuadrados.

El área de flujo para una velocidad de paso de 15 cm/s es:

$$\text{área} = \frac{10.000}{86.400 \times 0,15} = 0,77 \text{ m}^2 = 7.716 \text{ cm}^2$$

Con orificios cuadrados de 10 × 10 cm se requiere un total de 77 orificios.

— La longitud del vertedero de salida, para una carga típica de reboso para flóculo de alumbre (ver cuadro 5.8) de 2 L/s.m es, por lo menos:

$$\text{Longitud} = \frac{10.000 \times 1.000}{86.400 \times 2} = 57,9 \text{ m}$$

EJEMPLO

Para un caudal de 10 000 m³/d aproximadamente 116 L/s, determinar las características principales del sedimentador de flujo horizontal convencional, suponiendo carga superficial de 20 m³/d para un flóculo de alumbre, tiempo de retención de 2 horas y relación longitud/ancho = 3/1.

Solución.

— El volumen de sedimentación es:

$$V = Q \cdot t = \frac{10.000 \times 2}{24} = 833 \text{ m}^3$$

— El área superficial es:

$$A = \frac{V}{S} = \frac{10.000}{20} = 500 \text{ m}^2$$

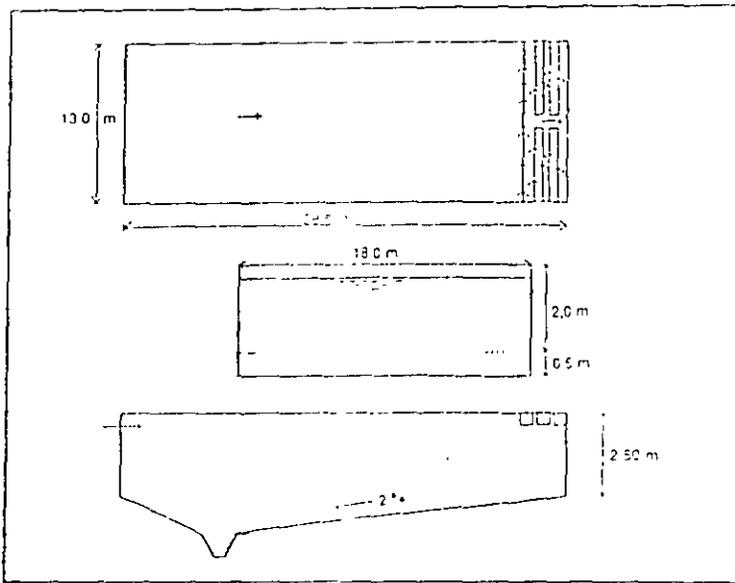


Figura 5.40 Esquema del ejemplo 5.19.

EMPLO

En una suspensión de partículas discretas, con la distribución granulométrica indicada a continuación, es sedimentada en un tanque con una carga superficial de 30 m³/d.

Partículas/mm	0,10	0,08	0,07	0,06	0,04	0,02	0,01
en masa							
o más grande	0,10	0,15	0,40	0,70	0,90	0,99	1,00

La densidad relativa de las partículas es 1,2 y la viscosidad del agua $1,03 \times 10^{-3}$ Pa.s

Determinar:

1. Usando la ley de Stokes para calcular las velocidades de sedimentación y la metodología del problema de sedimentación tipo I, el porcentaje de remoción total de partículas.

Solución:

1. Se calculan las velocidades de sedimentación por la ley de Stokes; ecuación 5.7

$$U = \frac{g(S_p - 1) D^2}{18 \gamma} = \frac{9,8 (1,2 - 1) D^2}{18 \times 1,03 \times 10^{-6}} = 105.717 D^2$$

2. Se calculan los números de Reynolds por la expresión 5.3

$$N_{RE} = \frac{UD}{\gamma} = \frac{105.717 D^3}{1,03 \times 10^{-6}} = 1,0264 \times 10^{11} D^3$$

3. Los resultados son los siguientes:

Fracción remanente	0,90	0,85	0,60	0,30	0,10	0,01	0,00
U, mm/s	1,06	0,65	0,52	0,38	0,17	0,04	0,01
N_{RE}	0,10	0,05	0,04	0,02	0,01	0,001	0,0001

Como puede observarse, el cálculo de las velocidades es válido porque todos los valores del N_{RE} son menores de 0,5.

4. Se construye en la figura 5.41 el gráfico de velocidad de sedimentación:

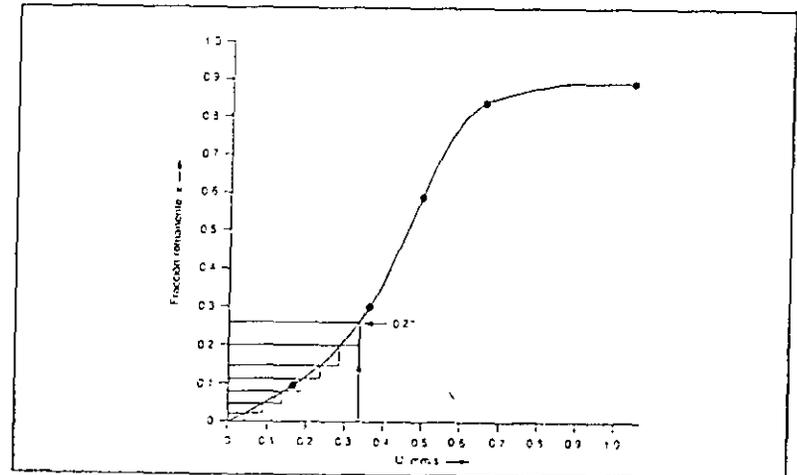


Figura 5.41 Gráfico de velocidad de sedimentación para el ejemplo 5.20.

prefabricados compuestos de tubos cuadrados inclinados a 60° en los últimos 12.5 m del tanque. Los módulos son de 61 cm de alto y el área transversal de cada tubo es de 5.1 X 5.1 cm.

Solución: 1) Tasa de carga superficial para cada tanque sin sedimentadores de tubos.

1. Tasa de carga superficial (de la ec. 7.3):

$$q = \frac{114,000}{(15.3)(24.4)(2)} = 25 \text{ m}^3/\text{día}$$

2) Tasa de carga superficial para cada tanque con sedimentadores de tubos instalados.

1. Factor de eficiencia para el sistema de sedimentación de tubos cuadrados

$$K = 1.33$$

Nota: $K = 1.33$ para tubos circulares;
 $= 1.0$ para placas paralelas

2. Longitud relativa del sedimentador (de la ec. 7.6)

$$L_n = 61/5.1 = 12 \text{ m}$$

3. Profundidad efectiva relativa (de la ecuación 7.7)

$$L_e = 12.0 - (0.013)(250) \\ = 8.36 \text{ m}$$

4. Área de sedimentación de alta velocidad:

$$A = (12.5)(18.3) = 229 \text{ m}^2$$

5. Tasa de carga superficial para el área de sedimentación de alta velocidad:

$$q = 114,000/(229)(2) = 249 \text{ m}^3/\text{día}$$

6. Tasa de carga superficial de los sedimentadores de tubos (de la ec. 7.5).

$$q_s = \frac{(1.33)(249)}{0.66 + (8.36)(0.5)} = 65 \text{ m}^3/\text{día}$$

B-4. MÓDULOS DE SEDIMENTADORES DE TUBOS EN TANQUES DE SEDIMENTACIÓN CON FLUJO HORIZONTAL.

Problema

Una planta de tratamiento de agua con una capacidad de 114,000 m³/día incluye dos tanques de sedimentación de flujo horizontal, cada uno de los cuales es de 24.4 m de largo, 18.3 m de ancho y 3.7 m de profundidad. Calcular: 1) la tasa efectiva de carga superficial (velocidad de sedimentación) de los tanques, y 2) la tasa de carga superficial (velocidad de sedimentación) que se obtendrían, si se instalaran módulos

Sin embargo, no es posible en la práctica colocar las placas horizontalmente ($\theta = 0^\circ$) o con muy poco espaciamiento, (que sería de acuerdo con la expresión (V-60) la más indicada) por la imposibilidad de mantenerlas limpias. Debe por tanto, dárseles a ellas una inclinación que sea lo suficientemente grande como para que los lodos escurran hacia el fondo por su propio peso, pero no tan pronunciada que disminuya el rendimiento del decantador.

Ejemplo I:

Se trata de diseñar un decantador acelerado para un flujo de $0.25 \text{ m}^3/\text{s}$ con placas de asbesto-cemento de $1.20 \times 2.40 \text{ m}$ y 0.006 m de espesor espaciadas 0.05 m y colocadas con un $\theta = 60^\circ$ para que trabaje con una carga de $185 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$. Encontrar el área que deberá cubrirse con placas, el número de ellas y la carga equivalente del decantador. $\text{Sen } \theta = 0.866$ $v = 0.01$ ($T = 20^\circ \text{ C}$).

Respuesta:

Velocidad del flujo entre las placas:

$$v_o = \frac{185}{0.866} = 213.6 \text{ m/día}$$

Factor epsilon (ecuación V-48)

$$\epsilon = \frac{e_p}{e + e_p} = \frac{0.006}{0.05 + 0.006} = 0.107$$

Área que deberá cubrirse con placas (ecuación V-50):

$$A_T = \frac{86.400 \times 0.25}{213.6 \times 0.866 (1 - 0.107)} = 130.76$$

Considerando cuatro filas de placas de 2.40 m de largo, el ancho neto (sin contar espesor de muros y canaletas) es igual a $2.40 \times 4 = 9.6$

Longitud del decantador:

$$\frac{130.8}{9.6} = 13.6$$

Número de Reynolds ($T = 20^\circ$)

$$N_R = \frac{2 \times 213.6 \times 100 \times 5}{0.01 \times 86.400} = 247.5$$

Carga superficial equivalente (ecuación V-51)

$$v_{ic} = \frac{213.6}{0.866 + \left(\frac{1.20}{0.05} - 0.013 \times 247.2 \right) 0.5} = 19 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

Número de placas (ecuación V-46)

$$n = \frac{130.8 \times 0.866}{2.40 (0.05 + 0.006)} = 840$$

Por cada fila:

$$\frac{840}{4} = 210$$

Ejemplo II:

Averiguar la carga superficial equivalente con que trabaja un decantador que tiene un área $A_T = 196.8 \text{ m}^2$ y 1268 placas de $1.20 \times 2.40 \times 0.006 \text{ m}$ colocadas a $\theta = 60^\circ$ y $e = 5 \text{ cm}$, si el flujo es igual a $Q = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Respuesta:

Velocidad de flujo entre placas (ecuación V-52):

$$v = \frac{0.3 \times 86.400}{196.8 \times 0.866 - 1268 \times 0.006 \times 2.40} = 170 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

Número de Reynolds

$$N_R = \frac{2 \times 170 \times 100 \times 5}{0.01 \times 86.400} = 196.8$$

$$v_{ic} = \frac{170}{0.866 + \left(\frac{1.20}{0.05} - 0.013 \times 196.8 \right) 0.5} = 14.67 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

RELACION ANGULO - EFICIENCIA

Al desarrollar matemáticamente la ecuación (V-60) se puede observar que para la misma carga superficial aparente (por ejemplo $200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$) determinada como Q/A_o , en donde A_o es el área perpendicular (neto) las cargas equivalentes aumentan al incrementar el ángulo θ . Esto quiere decir que aunque se tenga el mismo flujo Q entrando al sistema y el mismo tamaño de tanque, con solo variar la inclinación de las placas se cambia la eficiencia del sedimentador, cosa que se puede comprobar al comparar la curva teórica, con los valores prácticos obtenidos por Culp, Ky-Hsiung y Conley (1969), como se observa en la figura V-21.

A partir de un ángulo de 45° la disminución en el porcentaje de turbiedad removida empieza a acentuarse. Cuando $\theta = 60^\circ$ esta disminución puede alcanzar de 15 a 30 % con respecto a la calidad producida con un $\theta = 45^\circ$ y si se llega a $\theta = 75^\circ$ la disminución alcanzaría de un 26% a un 46%. Como un ángulo de 60° , según se ha observado, es suficiente para estimular la autolimpieza de las placas, no parece necesario exceder este valor. Por otra parte, por debajo de 45° la curva se hace muy plana y poco es lo que se gana al bajar la pendiente. Por tanto la inclinación de las placas debe variar entre 45° y 60° con la tendencia a éste último valor (en especial cuando se trata de agua floculada) por cuanto garantiza un más fácil escurrimiento de los fangos. Cuando las placas se las utiliza en presedimentadores puede hacerse igual a 45° .

B-5. SEDIMENTADORES DE PLACAS INCLINADAS EN TANQUES DE SEDIMENTACIÓN FLUJO HORIZONTAL

Problema

Se desea aumentar la capacidad de sedimentación de una planta de tratamiento de agua, de 19,000 m³/día a 48,400 m³/día. Existen tres tanques de sedimentación de flujo horizontal, cada uno de los cuales es de 23.5 m de largo, 12.0 m de ancho y 4 m de profundidad. Se deben colocar placas paralelas con una separación entre ellas de 5 cm a un ángulo de 60° respecto a la horizontal. Las placas son de 2.4 m de largo, 1.0 m de ancho y 1.0 cm de espesor. El agua se trata principalmente en cuanto a remoción de color, por lo tanto la tasa de carga superficial no debe exceder de 30 m³/día. Calcular el área requerida para una sedimentación de alta velocidad.

Solución:

1. Longitud relativa del sedimentador (de la ec. 7.6):

$$L_w = 100/5.0 = 20$$

2. Profundidad relativa efectiva (de la ec. 7.7):

$$L_w = 20 - (0.013)(280) = 16.4$$

3. Área total requerida para la sedimentación de alta velocidad (de las ecs. 7.5 y 7.8):

$$A = \frac{QK}{v_w (\sin \theta + L_w \cos \theta)} = \frac{(48,400)(1)}{30[0.866 + (16.4)(0.5)]} = 178 \text{ m}^2$$

4. Área requerida por tanque:

$$178/3 = 59.3 \text{ aproximando } 60 \text{ m}^2; \text{ ó } 12 \text{ m} \times 5 \text{ m}$$

5. Número de placas necesarias:

$$5/0.5 = 100 \text{ placas por hilera de } 2.4 \text{ m de ancho}$$

346

Cálculos hidráulicos para procesos unitarios seleccionados

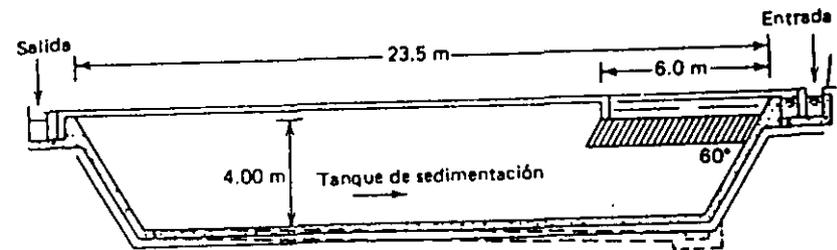


Figura B.2 Instalación de sedimentadores de placas inclinadas en un tanque de sedimentación con flujo horizontal.

6. Hileras de placas necesarias por ancho de tanque:

$$12/2.4 = 5 \text{ hileras}$$

7. Longitud total del tanque que será cubierta por las placas:

$$100(0.01) + 5.0 = 6.0 \text{ m}$$

En la figura B.2 se indica un diagrama que muestra la instalación de sedimentadores de placas paralelas en el tanque de flujo horizontal.

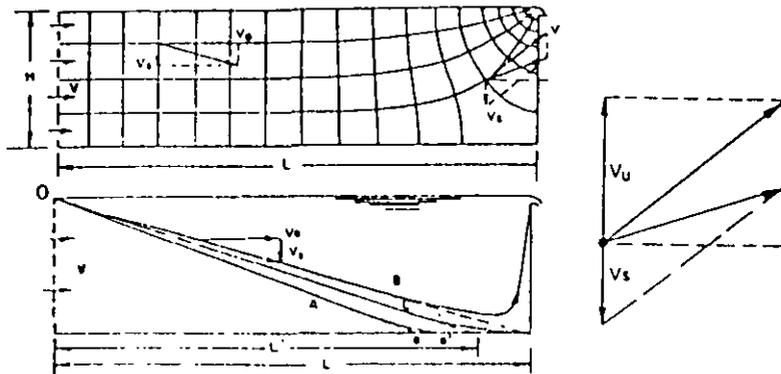


Fig. VI-4 Efecto del vertedero de salida en las líneas de flujo en un sedimentador (según Ingersoll y Co.)

Ahora bien, la velocidad v es proporcional a la carga unitaria del vertedero por unidad de longitud, de forma que ésta debe conservarse dentro de ciertos límites. Generalmente, se especifica que la longitud del vertedero de salida debe ser tal que el gasto esté comprendido entre 6 y 12 m³/hora (1.67-3.3 l/s) por metro de vertedero. Entre más baja sea la carga, dentro de lo económico, más eficiente es el vertedero.

Estructura de salida

Existe una gran variedad de estructuras de salida, las cuales podríamos clasificarlas en:

(a) Vertederos de reboso	Lisos
	Dentados
(b) Canaletas de reboso	Lisas
	Dentadas
	Con orificios
(c) Orificios	Circulares
	Cuadrados

La figura VI-5 describe algunos de ellos. Los vertederos de reboso, cualquiera sea su forma, en lo posible no deben dejar zonas muertas, como las que se presentan en el caso (b), pues la trayectoria de las partículas se tiene que curvar aumentando las posibilidades de arrastre. Los deflectores del viento que se incluyen en los casos (a), (d) y (e) penetran a poca profundidad dentro del agua, y tienen por objeto evitar el oleaje que el viento produce y que puede acarrear considerable cantidad de floc hasta las canaletas o vertederos de salida.

Las canaletas de reboso (c) y (d) se diseñan con el propósito de disminuir la carga lineal sobre ellas. Algunos proyectistas prefieren prolongar su longitud hasta 1/3 y aún 1/2 de la extensión total del tanque sedimentador.

Pueden colocarse transversales al flujo, caso (c), o paralelas al flujo, caso (d). En ambos tipos existe una cierta distorsión de las líneas de flujo por constricción de la sección inmediata antes de que la partícula alcance el borde de la canaleta, lo que induce un acarreo del floc más liviano. Para nivelarlas con más precisión, se puede dejar una tira metálica, ajustable por medio de pernos, en los flancos externos de las canaletas.

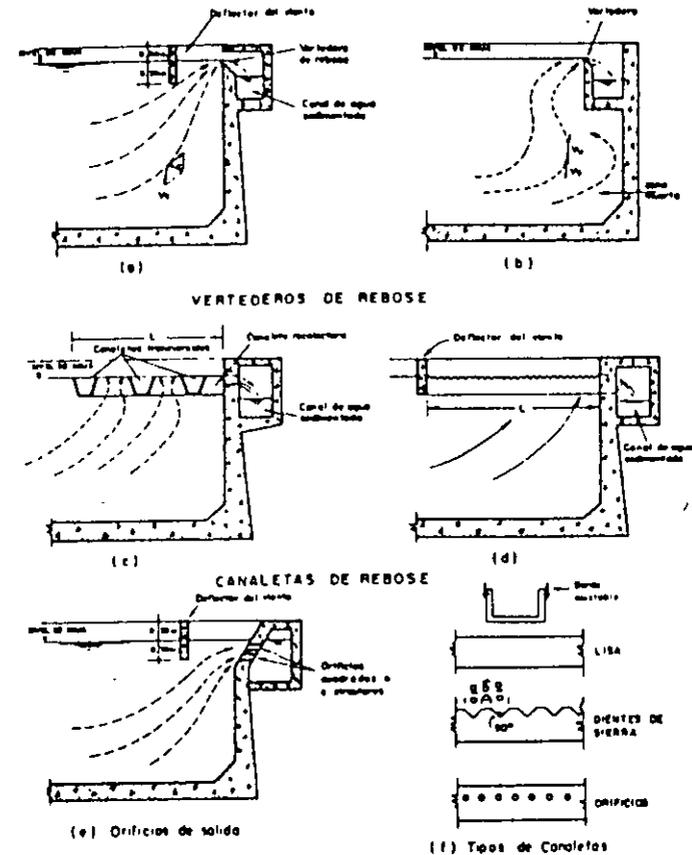


Fig. VI-5 Estructuras de salida en Sedimentadores Rectangulares

El nivel del agua en el decantador debe controlarse cuidadosamente; pues, cuando las canaletas trabajan ahogadas, el floc suele resuspenderse en gran cantidad por el aumento de la velocidad de salida, ya que el flujo queda controlado por los huecos de unión entre las canaletas y el canal de agua sedimentada.

Por otra parte, las estructuras que se proyectan dentro del tanque pueden ocasionalmente crear movimientos rotacionales de la masa líquida que revuelven los lodos del fondo.

La salida por orificios tiene la ventaja de no crear distorsión de las líneas de flujo en el sedimentador de ser una solución sencilla, y de producir un mínimo de pérdida de carga. Se pueden perforar una o dos o tres hileras de huecos circulares o cuadrados a todo lo ancho del tanque como lo indica la figura VI-5 (e), siempre y cuando el vertedero cumpla con las cargas lineales que no deben ser mayores de 12 m³/hora/ml.

Ya sea que se proyecten orificios o vertederos en "ve" debe dejarse una carga de agua sobre ellos relativamente alta, de 5 a 10 cm, con el objeto de asegurar una

extracción uniforme del flujo en el caso en que la nivelación entre los extremos de las canaletas no sea perfecta. No conviene por eso, diseñar canaletas efluentes con bordes lisos ya que pequeñas diferencias en la nivelación producen sectores privilegiados en la extracción del agua

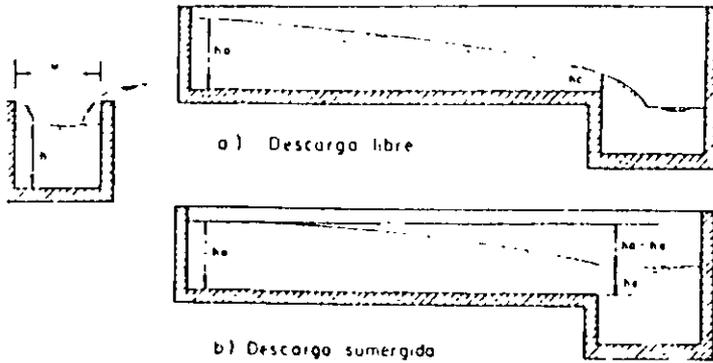


Fig. VI-6 Canaletas para el agua decantada

Hidráulica de la zona de salida

Cuando la salida se hace por orificios, generalmente éstos se encuentran sumergidos y, por tanto, se puede calcular el caudal con la fórmula:

$$Q = CA \sqrt{2g \Delta h}$$

$$Q = 4.43 CA \sqrt{\Delta h}$$

En donde,

A = Área del orificio en m

Δh = Pérdida de carga en el orificio o diferencia de nivel en m

C = Coeficiente que varía entre 0.6 y 0.8

Cuando se usan canaletas de recolección, éstas pueden trabajar con descarga libre o con descarga sumergida, como lo indica la figura VI-6.

En el primer caso la altura crítica h_c , cuando la pendiente es igual a cero, es:

$$h_c^3 = \frac{Q^2}{gw^2} \quad (VI-3)$$

Para descarga libre:

$$h_o = 1.73 h_c \quad (VI-4)$$

Reemplazando (VI-3) en (VI-4):

$$Q = \frac{\sqrt{g}}{2.275} w h_o^{3/2} = 1.386 w h_o^{3/2} \quad (VI-5)$$

w = Ancho de la canaleta, en m

h_o = Máximo nivel del agua en la canaleta, en m

Q = Caudal, en m^3/s

Cuando la descarga es ahogada, y h_e es altura de ahogamiento, la expresión queda así:

$$h_o = \sqrt{h_e^2 + \frac{2Q^2}{g w^3 h_e}} \quad (VI-6)$$

$$Q = \frac{1}{2} \sqrt{g w^3 (h_o^2 - h_e^2) h_e} \quad (VI-7)$$

Zona de lodos $Q = \frac{1}{4} \sqrt{g w^2 h_o^2 h_e - b_c^2}$

Si la velocidad del agua en el fondo del sedimentador es muy grande, las partículas asentadas pueden ser resuspendidas en el flujo y acarreadas en el efluente.

Existe pues una velocidad v_a , la cual puede calcularse considerando al sedimentador como un canal rectangular en el cual la fuerza tractora que tiende a transportar una partícula depositada en el fondo, es igual a la componente paralela a dicho fondo, del peso de agua por unidad de área superficial, multiplicado por la pérdida de carga por unidad de longitud.

El peso por unidad de área a γ_a la fuerza tractora promedio por unidad de longitud, T , es igual a:

$$\tau = \frac{\gamma_a}{p} h_f \quad (VI-8)$$

En donde,

γ = Peso específico del líquido

a = Área de la sección transversal

p = Perímetro mojado

h_f = Pérdida de carga

Como a/p = Radio medio hidráulico

$$\tau = \gamma R h_f \quad (VI-9)$$

Para flujo uniforme en un canal y por extensión en un sedimentador: h_f = pendiente del fondo, la cual se puede calcular con la fórmula de Weisbach-Darcy, asumiendo que $C_p = f/4$ ($f = 0.03$ para concreto).

$$h_f = \frac{f}{4R} \frac{v_n^2}{2g}$$

Reemplazando esta ecuación en (VI-9):

$$\tau = \gamma R \frac{f}{4R} \frac{v_n^2}{2g} = \frac{\gamma f^2}{8g} v_n^2 \quad (VI-10)$$

A esta fuerza se opone la de roce de la partícula de dirección contraria a la anterior y que es función de la adherencia β . Basándose en los experimentos de Shields, Camp (1946), considera que al comenzar el movimiento de los sedimentos:

$$\gamma_c = \beta (\gamma_s - \gamma) d$$

En donde γ_s y γ son los pesos específicos del sólido y del agua respectivamente y d es el diámetro de la partícula que se supone esférica.

Para que apenas se inicie el movimiento $T = T_c$, y por tanto,

$$\frac{T_f}{8\lambda} \frac{v_a^2}{g} = \beta (\gamma_s - \gamma) d$$

Despejando v_a de la ecuación anterior se encuentra la velocidad a partir de la cual teóricamente pueden empezar a ser arrastradas las partículas del fondo de un sedimentador

$$v_a = \sqrt{\frac{8K}{\lambda} (\gamma_s - \gamma) d} \quad (VI-11)$$

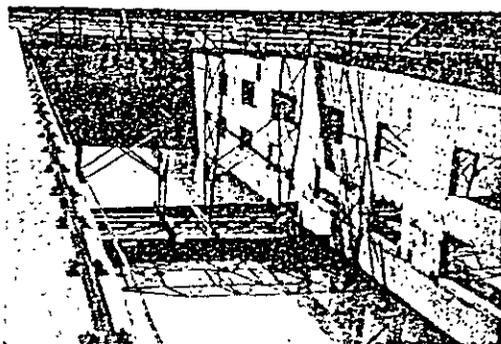
El coeficiente K varía entre 0.04, para sedimentadores de partículas discretas, y 0.06, para sedimentos de sólidos flocculentos.

Por la fórmula (VI-11) se ve que cuanto mayor sea el peso específicos γ_s y el diámetro de las partículas, mayor velocidad se necesita para levantarlas. Generalmente, las velocidades de arrastre varían entre 0.5 cm/s y 3 cm/s. En sedimentadores horizontales éstas pueden alcanzarse cuando se proyectan con una relación L/h muy grande, combinada con altas cargas superficiales o cuando el flujo en el fondo se acelera por corrientes de densidad o emética, las cuales pueden aumentar varias veces la velocidad horizontal promedio del decantador. En decantadores de placas, se producen cuando no se provee un sistema de remoción de lodos periódico y se deja acumular por varios días o semanas los sedimentos

SEDIMENTADORES DE FLUJO VERTICAL Y MANTO DE LODOS

Desarrollo de los sedimentadores de flujo vertical

Ya desde 1869, Sillar y Wigner habían observado que el lodo recientemente coagulado al ser agregado a un agua turbia, tenía el poder de hacer precipitar las



Puente Barreledos de los sedimentadores de la planta de tratamiento de Fibiú, Bogotá - Colombia.

partículas en suspensión, y que este proceso podía "repetirse cinco o seis veces". La primera aplicación de este descubrimiento, cuya explicación racional se desconocía, fue hecha por Mueller-Nohsen, en 1880, en un tanque de sedimentación que construyó en Dortmund, en la zona del Rin, en Alemania. Este tipo de unidad que vino a ser bastante usada, en especial en la industria del papel, y que nunca fue patentada, se conoció con el nombre de tanque de Dortmund.

Esencialmente consistía en una estructura de fondo cónico, a la cual entraba el agua cruda por la parte inferior y ascendía atravesando un manto de partícula en suspensión, hasta llegar a las

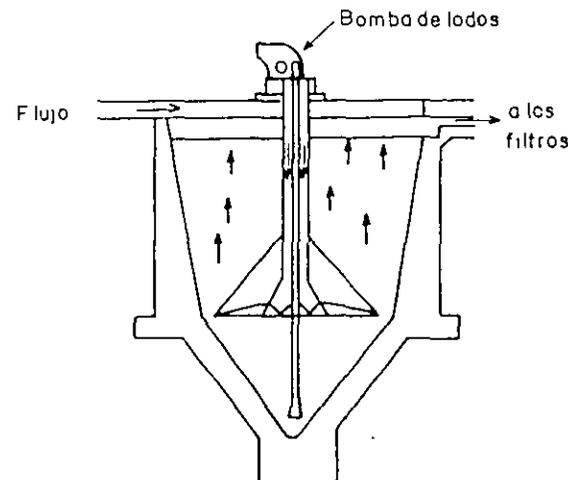


Fig. VI-7 Tanque Dortmund (1880)

canaletas superiores en las que se recogía el agua sedimentada. Para poder conservar las partículas del manto en suspensión, el flujo se hacía pulsante, inyectándolo cada cierto intervalo de tiempo.

Este tipo de unidad fue de uso común en Europa, hasta principios de siglo (1910). Desde el comienzo, los constructores se dieron cuenta de que la recirculación de los lodos sedimentados, mejoraba el proceso de separación de sólidos y, así, aparecieron los primeros equipos patentados de esta clase, como el "Precipitador acelerado" de Archbutt y Deeley (1892) y el "Acelerador por lodos" de Declerq (1905), en los que los sedimentos del fondo eran succionados con bombas de vacío e inyectados de nuevo al agua que entraba. Sin embargo, a partir de 1910, debido a diversos problemas de operación, los sedimentadores de manto de lodo fueron usándose cada vez menos, en especial en los Estados Unidos, donde el tanque de flujo horizontal, no obstante ser más grande, se generalizó con preferencia al de flujo vertical.

Sin embargo, el interés por este último resurgió en 1934, cuando Spaulding obtuvo una patente para un "precipitador" que seguía los lineamientos generales de sus predecesores europeos. El "precipitador" era, según lo describía impropriadamente Spaulding en su solicitud de patente, "un método de ablandamiento del agua".

Posteriormente los fabricantes empezaron a obtener patentes para una gran variedad de sedimentadores de manto de lodos, que no son sino modificaciones de los diseños básicos de los tanques de fines del siglo pasado

En la zona de asentamiento viscoso, intervalo de Stokes, $N_{RE} < 0,5$, la relación entre el número de Reynolds y el coeficiente de arrastre se puede tomar igual a:

$$C = \frac{24}{N_{RE}} = \frac{24 \nu}{DU} \quad (5.6)$$

Sustituyendo en la ecuación 5.5 se tiene:

$$U = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g D U}{24 \nu} (S_s - 1) D} = \sqrt{\frac{g D^2 (S_s - 1) U}{18 \nu}} \quad (5.7)$$

$$U = \frac{g D^2 (S_s - 1)}{18 \nu}$$

La ecuación anterior se conoce como Ley de Stokes y ha sido comprobada experimentalmente.

En el intervalo de Newton, $1.000 < N_{RE} < 100.000$, el valor de C es aproximadamente constante e igual a 0,4, por lo tanto,

$$U = \sqrt{\frac{10 g (S_s - 1) D}{3}} \quad (5.8)$$

Vale la pena señalar que en la discusión anterior se supone que $W = F$, lo cual implica la satisfacción de las siguientes condiciones:

- Relación V/A_n constante; corresponde a partículas discretas esféricas.
- Ausencia de viento y corrientes de densidad o térmicas.
- Ausencia de cortocircuitos.
- C constante y por consiguiente viscosidad y temperatura constantes.

Obviamente, en la práctica no es posible satisfacer todas estas condiciones simultáneamente

5.4 TANQUE DE SEDIMENTACIÓN IDEAL - SEDIMENTACIÓN TIPO 1

Para propósitos teóricos, se acostumbra dividir el tanque de sedimentación en 4 zonas: zona de entrada, zona de salida, zona de lodos y zona de asentamiento, como se indica en la figura 5.3.

La zona de entrada tiene como función suministrar una transición suave entre el flujo de entrada y el flujo uniforme permanente deseado en la zona de sedimentación. En un tanque ideal de flujo horizontal, convencional, distribuye uniformemente el caudal afluyente sobre toda la sección transversal del tanque para que el flujo siga trayectorias horizontales a través de la zona de asentamiento.

La zona de salida provee una transición suave entre la zona de asentamiento o sedimentación y el flujo efluente

La zona de lodos tiene como función recibir el material sedimentado e impedir que interfiera con el asentamiento de partículas en la zona de sedimentación; se supone que toda partícula que alcanza esta zona es removida efectiva y realmente de la suspensión.

La zona de sedimentación suministra el volumen de tanque necesario para el asentamiento libre de interferencia proveniente de las otras tres zonas. Idealmente, cada zona debe efectuar sus funciones sin interferencia de las otras, para lograr la mejor eficiencia del tanque de sedimentación.

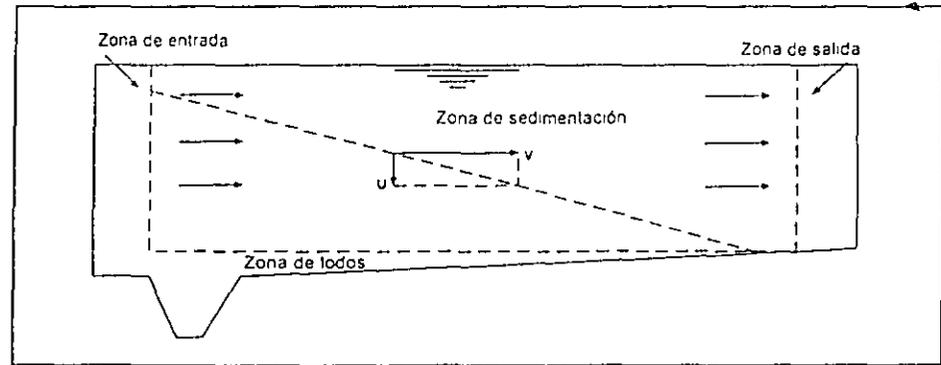
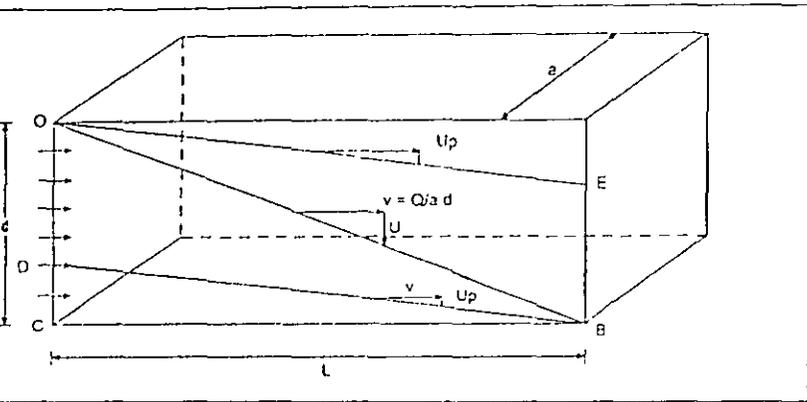


Figura 5.3 Zonas hipotéticas en un tanque de sedimentación rectangular

Hazen (1904) y Camp (1946), suponiendo sedimentación de partículas discretas en un tanque ideal de sedimentación, desarrollaron algunos conceptos fundamentales de la sedimentación. En dicho tanque, las trayectorias de todas las partículas discretas son rectas y todas las partículas de igual

velocidad de asentamiento se moverán en trayectorias paralelas como se indica en la figura 5.4.



Sedimentación de partículas discretas

Una partícula con velocidad de asentamiento U y transportada horizontalmente con velocidad v , seguirá una trayectoria rectilínea inclinada como resultado de la suma del vector de velocidad de flujo y del vector de velocidad de asentamiento, indicada por la recta OB

Por triángulos semejantes, como se deduce de la figura 5.4:

$$\frac{U}{v} = \frac{d}{L}$$

Por lo tanto, en función del caudal, Q , y del área superficial, A ,

$$U = \frac{vd}{L} = \frac{Qd}{a d L} = \frac{Q}{a L}$$

$$U = \frac{Q}{A} = \text{carga superficial} \quad (5.9)$$

La relación Q/A , carga superficial, tiene las dimensiones de velocidad, generalmente m/d , e indica que, teóricamente, la sedimentación es función del área superficial del tanque e independiente de la profundidad

Todas las partículas discretas con velocidad de asentamiento igual o mayor que U serán completamente removidas, es decir que el 100% de remoción ocurriría cuando todas las partículas en la suspensión tuviesen velocidades de asentamiento por lo menos iguales a U .

Por el contrario, si consideramos una partícula con velocidad de asentamiento U_p menor que U , solamente una fracción de ellas será removida. En efecto, como se ve en la figura 5.4, solamente las partículas con velocidad $U_p < U$ que alcancen el tanque dentro de la altura DC serán removidas

Ahora bien, si el área del triángulo con catetos OC y L representa el 100% de remoción de partículas, entonces la relación de remoción R , fracción removida de partículas con velocidad de asentamiento U_p , será:

$$R = \frac{DC}{OC} = \frac{U_p}{U} = \frac{A U_p}{U} = \frac{a L U_p}{Q} \quad (5.10)$$

La ecuación 5.10 fue descubierta por Hazen en 1904 y demuestra que para cualquier caudal Q , la remoción de material suspendido es función del área superficial del tanque de sedimentación e independiente de la profundidad. En otras palabras, que la remoción y, por consiguiente, el diseño de sedimentadores dependen sólo de la carga superficial.

Según Rich (5), a la conclusión anterior se llega también si se formula la tasa máxima a la cual puede clarificarse un líquido, mediante la figura 5.5. En la figura 5.5 una suspensión diluida de partículas discretas ocupa un volumen rectangular. Bajo condiciones tranquilas, las partículas se sedimentan con velocidad U y el líquido, a cualquier profundidad z , se clarificará tan pronto como aquellas partículas localizadas en el nivel superior pasen a través del nivel z . La tasa de clarificación se puede calcular así:

$$Q = \frac{z}{t} A = UA \quad (5.11)$$

- donde:
- Q = Tasa volumétrica de clarificación, m^3/s
 - z = Distancia a través de la cual las partículas se sedimentan en el tiempo t , m
 - t = Tiempo de sedimentación, s
 - A = Área superficial perpendicular a la dirección de asentamiento, m^2

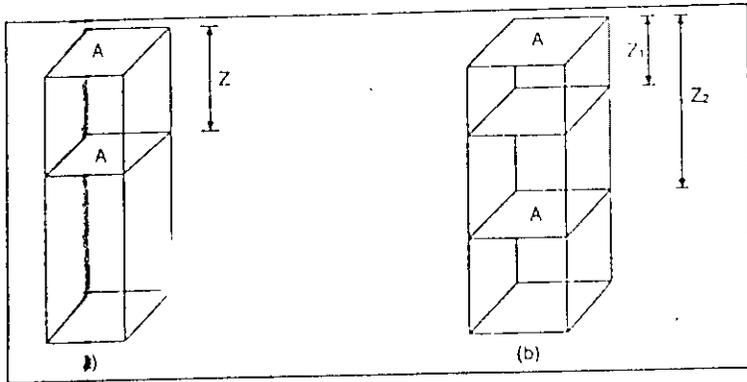


Figura 5.5 Volúmenes rectangulares de una suspensión de partículas no floculentas en sedimentación bajo condiciones tranquilas
(a) Partículas con velocidades uniformes
(b) Partículas con dos velocidades de asentamiento

De nuevo, la ecuación 5.11 hace evidente que la capacidad de tratamiento en un tanque de asentamiento en el cual se presente sedimentación tipo I es, teóricamente, independiente de la profundidad del tanque y solamente función del área superficial del tanque y de la velocidad de asentamiento de las partículas.

Observado la figura 5.5 (b) y aplicando la ecuación 5.11 se tiene que:

$$Q_1 = U_1 A$$

$$Q_2 = U_2 A$$

La fracción en peso de partículas removidas con velocidad de asentamiento menor, U_1 , será:

$$X_1 = \frac{Z_1}{Z_2} = \frac{U_1}{U_2} \quad (5.12)$$

Según Comp, para cualquier tasa de clarificación Q , la remoción total de partículas discretas de una suspensión diluida de partículas discretas, con velocidades de asentamiento diferentes, se puede predecir con un análisis de sedimentación realizado en columnas de sedimentación semejantes a la de la figura 5.6.

En los ensayos de columna de sedimentación, la suspensión se coloca en la columna y se deja asentar bajo condiciones tranquilas. A intervalos diferentes de tiempo, se extraen muestras de una profundidad determinada

y se cuantifica la concentración de partículas en cada muestra. Cada muestra estará libre de partículas con velocidades de asentamiento lo suficientemente grandes como para permitirles que recorran durante el tiempo de sedimentación una distancia mayor que la profundidad del muestreo. La velocidad máxima de sedimentación de las partículas, en cada muestra, será aproximadamente:

$$U_p = \frac{z_p}{t} \quad (5.13)$$

donde z_p = Profundidad de muestreo, m

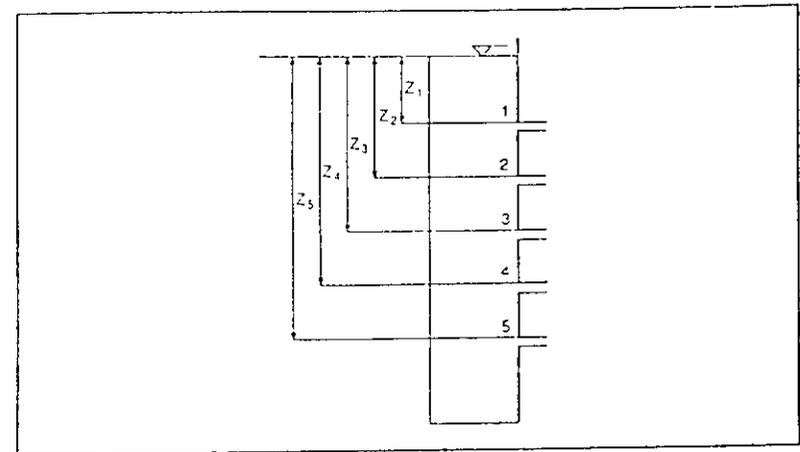


Figura 5.6 Columna para análisis de sedimentación

Con los resultados experimentales se puede elaborar la curva de velocidad de asentamiento de la suspensión y determinar la remoción total de partículas. La curva característica que se obtiene es como la de la figura 5.7. Para una tasa de clarificación determinada, Q_0 , se tiene:

$$Q_0 = U_0 A \quad (5.14)$$

Todas las partículas con velocidad de asentamiento $U_p \geq U_0$ serán completamente removidas. Tales partículas constituyen $1 - X_0$ del total de partículas originalmente existentes en la suspensión clarificada.

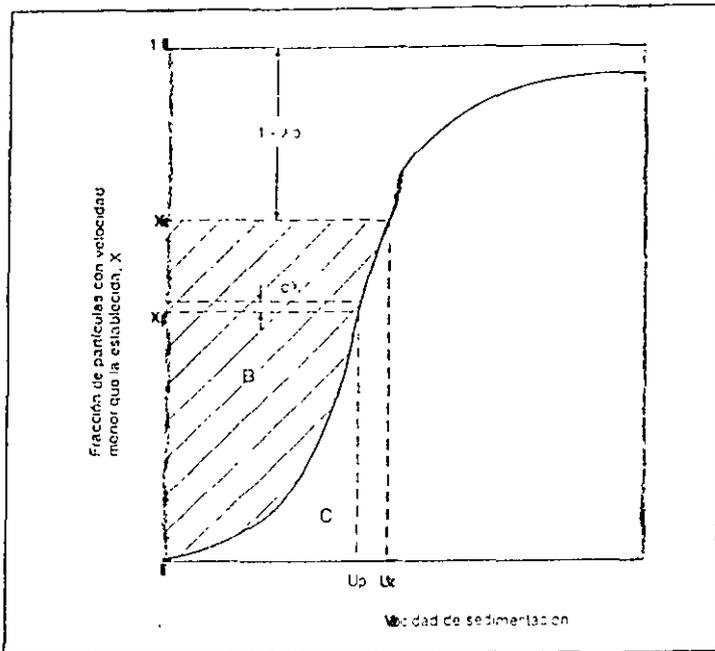


Figura 5.7 Curva para análisis de la velocidad de sedimentación de partículas discretas

La fracción en peso de partículas removidas con velocidad $U_p \leq U_0$ será, según la ecuación 5.12, o según la ecuación 5.13 de Hazen, igual a:

$$\int_0^{U_0} \frac{U_p}{U_0} dx$$

Por lo tanto, la remoción total en el líquido clarificado será:

$$X_T = (1 - X_0) + \frac{1}{U_0} \int_0^{U_0} U_p dx \quad (5.15)$$

donde:

- X_T = Fracción total removida
- $1 - X_0$ = Fracción de partículas con velocidad U_p mayor que U_0 .

$$\frac{1}{U_0} \int_0^{U_0} U_p dx = \text{Fracción de partículas removidas con velocidad } U_p \text{ menor que } U_0$$

El último término de la ecuación 5.15 se cuantifica mediante integración gráfica de la curva para análisis de sedimentación de partículas discretas entre los límites 0 y X_0 , es decir en el área sombreada de la figura 5.7. En términos de las áreas B y C de la figura 5.7, lo anterior es equivalente a:

$$X_T = (1 - X_0) + \frac{BX_0}{B+C} = (1 - X_0) + \frac{B}{U_0}$$

La remoción es la función de la U_0 , o sea de la carga superficial, única variable de control por parte del diseñador. Para un caudal específico, a mayor área superficial, menor carga superficial, mayor eficiencia de remoción. Este hecho conduce al diseño de los sedimentadores de tubos.

5.5 EJEMPLO DE SEDIMENTACIÓN TIPO 1

Los resultados del análisis en columna de sedimentación para una suspensión de partículas discretas, sobre muestras a una profundidad de 1,2 m, se incluye a continuación (5).

Determinar, para una tasa de clarificación de $2160 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$, la remoción total

TIEMPO DE SEDIMENTACIÓN, min	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	8,0
Fracción en peso remanente	0,56	0,43	0,37	0,19	0,05	0,02

Solución:

— Se calculan las velocidades de sedimentación.

U_p , m/min	2,40	1,20	0,60	0,30	0,20	0,15
---------------	------	------	------	------	------	------

— Se elabora un gráfico de la fracción de partículas remanentes contra la velocidad de asentamiento, figura 5.8.

- Se calcula la velocidad de sedimentación, U_0 , de las partículas que serán removidas completamente, cuando la tasa de clarificación es de 2160 $m^3/m^2 \cdot d$

$$U_0 = 2160 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d} = 15 \text{ m}/\text{min}$$

- Se obtiene X_0 trazando una recta vertical desde U_0 sobre la abscisa hasta cortar la curva y encontrar la ordenada correspondiente
- De la curva se obtiene que 0,51 de las partículas en la suspensión tienen una velocidad menor que 1,5 m/min , es decir que 49% de las partículas (en masa) se sedimentan con velocidad mayor a 1,5 m/min , o sea que 49% más alguna fracción del 51% restante se sedimentarán. La fracción de dichas partículas que serán removidas se determina por integración gráfica del segundo término de la ecuación 5.15, entre los límites $x = 0$ y $x = 0,51$, indicada por los rectángulos en la figura 5.8 y en la tabulación hecha en el cuadro 5.5.

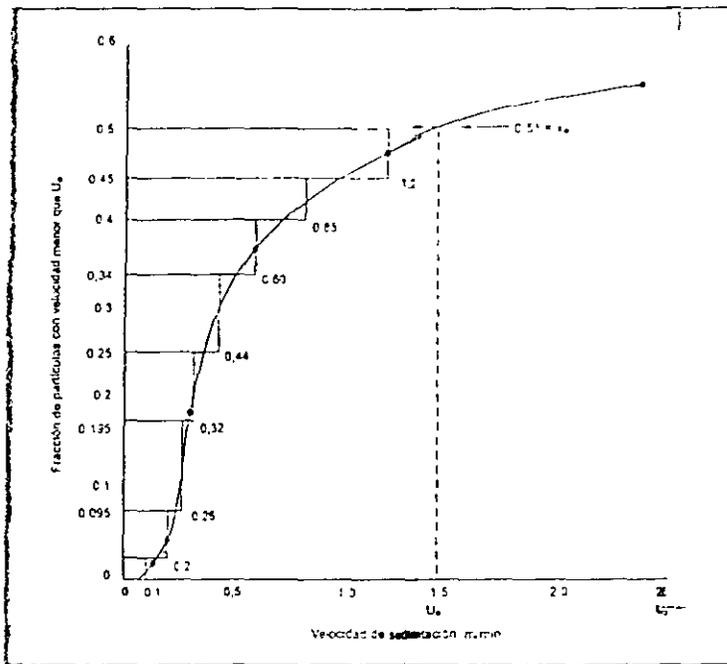


Figura 5.8 Curva de velocidad de sedimentación, ejemplo 5.5.

Cuadro 5.1
Cálculos para el ejemplo 5.5

dX	U_p	$U_p \cdot dX$
0,025	0,10	0,0025
0,050	0,20	0,0100
0,100	0,28	0,0260
0,075	0,32	0,0240
0,090	0,41	0,0396
0,060	0,60	0,0360
0,050	0,85	0,0425
0,060	1,20	0,0720
Σ	—	0,2526

$$= \int_0^{x_0} U_p \, dx$$

- La fracción total removida será, según la ecuación 5.15:

$$X_T = (1 - X_0) + \frac{1}{U_0} \int_0^{x_0} U_p \, dx$$

$$X_T = (1 - 0,51) + \frac{1}{1,5} \times 0,2526 = 0,66$$

Por lo tanto, un 66% de las partículas serán removidas.

5.6 SEDIMENTACIÓN TIPO 2

En este tipo de sedimentación se deben tener en cuenta las propiedades floculentas de la suspensión además de las características de sedimentación de las partículas

Dos partículas que se aglomeran durante su asentamiento pierden su velocidad individual de sedimentación y, por consiguiente, se sedimentan con otra velocidad característica de la nueva partícula formada, generalmente mayor que las velocidades originales. Este tipo de sedimentación, conocido como sedimentación floculenta, es el tipo de sedimentación más común en purificación y tratamiento de aguas

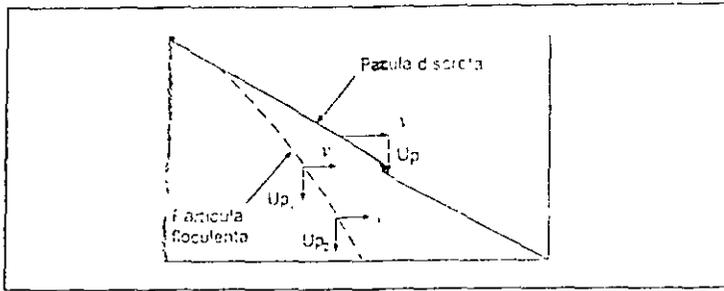


Figura 5.9 Trayectorias de sedimentación.

En aguas turbias de ríos, el material suspendido consiste principalmente en partículas finas de sílice, arcilla y limo; la densidad relativa de dichas partículas varía entre 2,6 para granos finos de arena hasta 1,03 para partículas de lodo floculado con 95% de agua. Las partículas vegetales suspendidas tienen según su contenido de agua, densidades relativas entre 1,0 y 1,5. El flúculo de alumbre y de hierro varía en densidad según el contenido de agua y el tipo de sólido atrapado en él, con densidades relativas para el flúculo de alumbre entre 1,002 y 1,18 y de 1,002 a 1,34 para el flúculo de hierro.

En plantas de tratamiento el flúculo cal y soda ash tiene densidades relativas variables alrededor de 1,2. En sedimentadores de aguas negras la densidad relativa de las partículas por remover varía entre 1,2 y 2,7; en sedimentadores primarios de aguas residuales, el material orgánico suspendido por remover tiene densidades relativas entre 1,0 y 1,2. En tanques de sedimentación secundaria, de flúculo biológico de filtros percoladores o de lodos activados, las partículas suspendidas, compuestas de material orgánico y microorganismos, sedimentan rápidamente a pesar de su densidad relativa baja (27).

Por conveniencia, en muchos casos, se supone que la sedimentación de una suspensión del tipo de partículas discretas, con el objeto de predecir más sencillamente las velocidades de asentamiento y la remoción de material suspendido; sin embargo, para suspensiones de partículas floculentas es necesario el análisis de sedimentación para tener en cuenta dicho efecto sobre el proceso de asentamiento.

En la sedimentación tipo 2, tanto la densidad como el volumen de las partículas cambia a medida que ellas se adhieren unas a otras mediante el mecanismo de floculación y la precipitación química. Consecuentemente el peso de la partícula en el agua, W_p , la fuerza de arrastre, F , cambian

y el equilibrio de fuerzas verticales se rompe. Como resultado, las velocidades de asentamiento de las partículas cambian con el tiempo y la profundidad, es decir que la remoción es función no sólo de la carga superficial sino también de la profundidad y el tiempo de retención. Hasta el presente, no existe formulación matemática que evalúe exactamente todas las variables que afectan la sedimentación de partículas floculentas y por ello es necesario efectuar los análisis con columnas de sedimentación.

En la práctica se reconoce que, para una velocidad de sedimentación determinada, tanto el tiempo de retención como la profundidad afectan el grado de remoción, puesto que en un tanque de mayor profundidad se requiere un tiempo mayor para que la partícula alcance el fondo. Esto significa que, para una velocidad de sedimentación fija, la relación del tiempo de retención a la profundidad determina el número de partículas que alcanza el fondo (27).

De la ecuación 5.10:

$$R = \frac{U_p}{U} = \frac{U_p}{\frac{Q}{A}} = \frac{U_p}{\frac{V}{tA}} = \frac{U_p}{\frac{V}{V}} = \frac{U_p}{\frac{aLd}{aLd}}$$

Por lo tanto,

$$R = \frac{t}{d} U_p \quad (5.16)$$

Desde 1904 Hazen proponía subdividir horizontalmente los tanques de sedimentación para aumentar su capacidad de tratamiento. En 1946 Camp presentó el diseño de sedimentadores con bandejas horizontales y, en forma semejante, otros diseños intentaron hacer uso de los principios teóricos vistos en repetidas ocasiones. Sin embargo, los tanques con varios compartimientos horizontales nunca se hicieron populares principalmente por fallas en su limpieza y por otras causas no conocidas realmente. En 1968, Culp, Hansen y Richardson (29), observando que una partícula que se sedimenta con una velocidad de 2,5 cm/min requiere 2 horas para caer al fondo de un tanque convencional de 3 m de profundidad y que requeriría sólo 2 minutos para caer al fondo de un tanque de 5 cm de profundidad, idearon los sedimentadores de tubos de diámetro pequeño que impulsaron los hoy conocidos sedimentadores de tasa alta o sedimentadores de poca profundidad.

TIPO DE SEDIMENTACIÓN IDEAL - SEDIMENTACIÓN TIPO 2

La remoción de partículas en un tanque de sedimentación ideal, para suspensiones diluidas de partículas flocculentas, puede determinarse a partir de un análisis con columnas de sedimentación. La suspensión se coloca en una columna semejante a la mostrada en la figura 5.6 y se deja sedimentar en condiciones tranquilas. Se determina la concentración de partículas sobre muestras tomadas a diferentes profundidades con intervalos de tiempos diferentes y se calculan las fracciones en peso de partículas removidas en cada profundidad y cada intervalo de tiempo.

Con dichos valores se construye un gráfico de la fracción de remoción de partículas flocculentas en función del tiempo y la profundidad de sedimentación. En dicho gráfico se unen los puntos de igual fracción de remoción para obtener las curvas de isoconcentración. Las curvas de isoconcentración representan la trayectoria de sedimentación máxima para la remoción en cada y la relación profundidad/tiempo igual a la velocidad promedio mínima de sedimentación para dicha remoción.

El procedimiento para determinar la remoción total de partículas flocculentas en un tanque específico es similar al utilizado para partículas discretas y se ilustra en el ejemplo siguiente.

EJEMPLO DE SEDIMENTACIÓN TIPO 2

Los datos experimentales de un ensayo de sedimentación para una suspensión de partículas flocculentas (59) se incluyen en el cuadro 5.2.

Cuadro 5.2
Datos del ensayo para el ejemplo 5.8

Tiempo Min.	% Remoción de sólidos		
	0,6m	1,2m	1,8m
5	---	---	26
10	27	36	40
20	39	48	55
40	50	60	68
60	60	70	80
120	70	84	90

Determinar la remoción total de sólidos si el tiempo de retención es de 60 minutos y la profundidad, 1,8 m.

Solución:

- Se dibujan las trayectorias de sedimentación para la suspensión flocculenta como se indica en la figura 5.10
- Se determina el porcentaje de remoción (32):

$$\% \text{ REMOCIÓN} = \frac{\Delta h_1}{h_3} \times \frac{R_1 + R_2}{2} + \frac{\Delta h_2}{h_3} \times \frac{R_2 + R_3}{2} + \frac{\Delta h_3}{h_3} \times \frac{R_3 + R_4}{2}$$

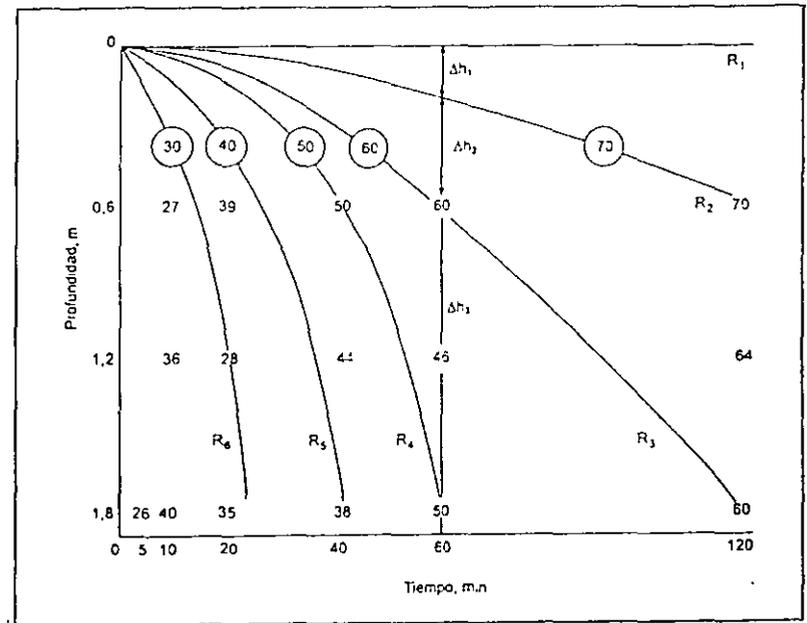


Figura 5.10 Trayectorias de sedimentación, ejemplo 5.8

- Para las curvas de la figura 5.10 los cálculos son los del cuadro 5.3.

Cuadro 5.3
Cálculos para el ejemplo 5.9

$\frac{v_p}{v_f}$	λ	$\frac{R_n + R_{n+1}}{2}$	=	% Remoción
$\frac{0.2}{1.8}$	✓	$\frac{100 + 70}{2}$	=	9.11
$\frac{0.4}{1.8}$	✓	$\frac{70 + 60}{2}$	=	11.11
$\frac{1.2}{1.8}$	✓	$\frac{60 + 50}{2}$	=	36.67
				<u>60.55</u>

- La remoción total es del 60,6%.
- La remoción anterior corresponde a una carga superficial de 43,2 m³/m² d (1,3 × 10¹²/60) y un tiempo de sedimentación de 60 minutos. Para dimensionamiento del sedimentador, con un factor de seguridad de 1,5, se tomaría como carga superficial de diseño 628 m³/d y un tiempo de retención de 1,5 horas.

SEDIMENTACION DE TASA ALTA

Por sedimentación de tasa alta, sedimentadores de poca profundidad, se entiende sedimentación en elementos poco profundos, en módulos de tubos circulares, cuadrados, hexagonales, octogonales, de placas planas paralelas, de placas onduladas o de otras formas, en tanques poco profundos, con tiempos de retención menores de 15 minutos. La característica principal de un sedimentador de alta tasa es su poca profundidad, usualmente del orden de centímetros. En los pequeños conductos usados como sedimentadores de alta tasa se puede desarrollar flujo laminar. La distribución de velocidad dista mucho de ser uniforme; por lo tanto, las trayectorias de las partículas no son líneas rectas como en el modelo ideal de Camp.

En el modelo de Hazen y Camp para tanques de sedimentación convencionales con flujo uniforme, la carga superficial del tanque de sedimentación representa la velocidad crítica de asentamiento de las partículas suspendidas; teóricamente, toda partícula con velocidad de asentamiento mayor o igual que la velocidad crítica será removida en el tanque. En el

modelo de Yao (21), se generaliza la teoría de sedimentación de Camp a los sedimentados melanculos, suponiendo sedimentación de partículas discretas en tanques de alta tasa con flujo laminar y unidimensional. Para una partícula, la ecuación de movimiento sería:

$$m \frac{dv_p}{dt} = (\rho_p - \rho) Vg - F \tag{5.17}$$

- donde: m = Masa de la partícula
- v_p = Velocidad de la partícula
- t = Tiempo
- ρ_p = Densidad de la partícula
- ρ = Densidad del fluido
- g = Aceleración gravitacional
- V = Volumen de la partícula
- F = Fuerza resistente del fluido

Para flujo laminar, Stokes demostró que la fuerza de arrastre es:

$$F = 3 \pi \mu d_p (v_f - v_p) \tag{5.18}$$

- donde: μ = Viscosidad dinámica del fluido
- d_p = Diámetro hidráulico de la partícula
- v_p = Velocidad de la partícula
- v_f = Velocidad del fluido

Ignorando el efecto de la fuerza de inercia, $m \frac{dv_p}{dt} = 0$, se tiene:

$$(\rho_p - \rho) Vg = F = 3 \pi \mu d_p (v_f - v_p) \tag{5.19}$$

$$v_p - v_f = \frac{(\rho_p - \rho) Vg}{3 \pi \mu d_p} = v_s$$

- donde: v_s = Velocidad de asentamiento de la partícula, o velocidad vertical de caída de la partícula.

La figura 5.11 representa el sistema de coordenadas usado por Yao. El eje X es paralelo a la dirección de flujo; θ es el ángulo entre el eje X y el

clinación θ . Como lo demuestra Yao (21), L probablemente debe ser igual a 20 y en general menor de 40.

Por razones prácticas, para permitir la remoción continua del lodo, θ es generalmente igual a 60° .

En los sedimentadores de tasa alta se supone régimen de flujo laminar. En la práctica se acostumbra dejar el primer cuarto de la longitud del tanque de sedimentación libre de elementos de sedimentación de tasa alta para permitir buenas condiciones de entrada del efluente. Sin embargo, a la entrada existirá una región de transición en la cual el flujo uniforme se convierte gradualmente en flujo completamente laminar debido a la influencia de los contornos sólidos. La longitud relativa, L' , para la región de transición en tubos, según Streeter y Yao (21) es:

$$L' = 0,05S \frac{v_o d}{\nu} \tag{5.33}$$

donde: ν = Viscosidad cinemática del fluido.

La ecuación 5.33, según Yao (21), puede aplicarse en otros tipos de sedimentadores. Sin embargo, esta ecuación da valores muy altos y se prefiere la ecuación recomendada por Schulze (56):

$$L' = 0,013 N_{RE} \tag{5.34}$$

$$L' = \frac{0,013 V_o d}{\nu} \tag{5.35}$$

La existencia de la región de transición obliga a tener en cuenta, para los cálculos, la longitud de la zona de transición y usar como valor de L en la ecuación 5.32 un valor de longitud relativa efectiva de sedimentación, en flujo laminar, L_c , igual a L corregida en la longitud de transición L' , con lo cual se provee un factor de seguridad en el diseño.

Por lo tanto, para verificar un diseño, la ecuación 5.32 se convierte en

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \cos \theta} \tag{5.36}$$

$$L_c = L - L' \tag{5.37}$$

donde: L_c = Longitud relativa del sedimentador de tasa alta en flujo laminar, corregida en la longitud de transición

Según Yao (21), en los casos en que L sea mayor que L_c se sugiere tomar como valor de longitud relativa del sedimentador un valor igual a $2L_c$, o sea:

$$L = 2L_c \tag{5.38}$$

y aumentar el valor de la longitud del sedimentador, L , al nuevo valor de L .

Algunos autores recomiendan verificar el número de Reynolds para garantizar flujo laminar en los sedimentadores de tasa alta. En general se recomienda:

$$N_{RE} < 500 \tag{18}$$

$$N_{RE} < 250 \tag{26}$$

$$N_{RE} < 200 \tag{51}$$

$$N_{RE} = 280 \tag{56}$$

con:

$$N_{RE} = \frac{v_o d}{\nu} \tag{5.39}$$

donde: v_o = Velocidad promedio de flujo en el sedimentador

d = Ancho del sedimentador o conducto

ν = Viscosidad cinemática

El tiempo de retención se calcula por la expresión:

$$t = \frac{1}{v_o} \tag{5.40}$$

En general el tiempo de retención es de 3 a 6 minutos en sedimentadores de tubos y de 15 a 25 minutos en sedimentadores de placas.

5.10 TIPOS DE TANQUES DE SEDIMENTACIÓN

En general los tanques de sedimentación son estanques rectangulares o circulares de aproximadamente 3 m de profundidad, con pantallas de entrada y vertederos efluentes. Recientemente se han introducido, con mucha frecuencia, los sedimentadores de placas planas, de tubos, de flujo ascensional, y otros tipos de sedimentadores de tasa alta, con el objeto de obtener el mismo grado de clarificación que en sedimentadores convencionales, pero con menor uso de terreno.

Los sedimentadores convencionales usados en purificación de aguas son generalmente rectangulares, circulares o cuadrados. En tanques rectan-

Para flujo laminar entre placas paralelas, como los de la figura 5.12, según Streeter:

$$\frac{U}{v_o} = 6 (Y - Y^2) \quad (5.26)$$

Sustituyendo 5.26 en 5.25 e integrando, se tiene:

$$3Y^2 - 2Y^3 - \frac{v_i}{v_o} Y \text{ Sen}\theta + \frac{v_i}{v_o} X \text{ cos}\theta = C_1 \quad (5.27)$$

La ecuación 5.27 es la ecuación general para la trayectoria de partículas suspendidas (T_1, T_2, T_3), en flujo laminar, a través de dos placas paralelas. Para el punto B de la figura 5.12

$$\begin{aligned} X &= L \\ Y &= 0 \end{aligned}$$

X e Y expresadas adimensionalmente.

Donde, por definición:

$$L = \frac{l}{d} = \text{longitud relativa del sedimentador}$$

Reemplazando dichos valores en la ecuación 5.27 se obtiene:

$$C_1 = \frac{v_i}{v_o} L \text{ cos}\theta \quad (5.28)$$

Reemplazando la ecuación 5.28 en la ecuación 5.27 se tiene:

$$3Y^2 - 2Y^3 - \frac{v_i}{v_o} Y \text{ Sen}\theta + \frac{v_i}{v_o} (X-L) \text{ cos}\theta = 0 \quad (5.29)$$

La ecuación 5.29 es la ecuación de la familia de trayectorias de las partículas, la trayectoria real que tomará una partícula dependerá de la magnitud de la relación v_i/v_o para la partícula. Entre la familia de trayectorias existe una trayectoria límite que se inicia en B', la parte superior del canal en su entrada, y representa la trayectoria superior de la familia. Dicha trayectoria superior representa físicamente la trayectoria limitante puesto que ella define la velocidad crítica de asentamiento de la partícula v_{ic} , para un sistema determinado. Toda partícula suspendida con una velocidad de asen-

tamiento mayor que, o igual a, dicha velocidad crítica de asentamiento sería completamente removida en el sedimentador. Como las coordenadas del punto B', en la figura 5.12, son:

$$\begin{aligned} X &= 0 \\ Y &= 1 \end{aligned}$$

reemplazando nuevamente, en la ecuación 5.29, se obtiene:

$$\frac{v_{ic}}{v_o} (\text{sen}\theta + L \text{ cos}\theta) = 1 \quad (5.30)$$

La ecuación 5.30 indica que la eficiencia de un sedimentador de alta tasa está caracterizada por un parámetro S:

$$S = \frac{v_i}{v_o} (\text{sen}\theta + L \text{ cos}\theta) \quad (5.31)$$

El valor crítico de S, S_c , para sedimentadores de placas paralelas es 1,0 como lo indica la ecuación 5.30. Por lo tanto, teóricamente, cualquier partícula suspendida, con un valor de S mayor o igual que 1, en un sedimentador de placas paralelas, será removida.

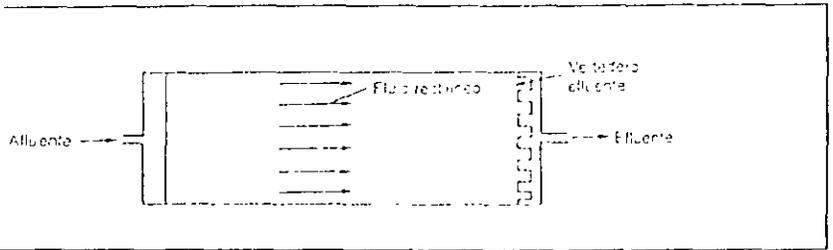
En general, para sedimentadores de tasa alta, la velocidad crítica de asentamiento está dada por (21):

$$v_{ic} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen}\theta + L \text{ Cos}\theta} \quad (5.32)$$

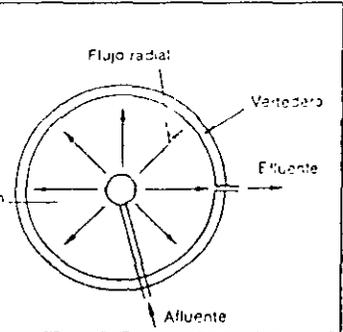
- donde: v_o = Velocidad promedio del fluido en el elemento de sedimentación de alta tasa o carga superficial en el área de sedimentación de tasa alta.
- θ = Ángulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa.
- L = Longitud relativa del sedimentador de alta tasa, en flujo laminar.
- S_c = 1,0 para sedimentadores de placas paralelas
- S_c = 4/3 para tubos circulares
- S_c = 11/8 para conductos cuadrados.

La ecuación 5.32 indica que la eficiencia de un sedimentador de alta tasa es función de la longitud relativa del sedimentador L y del ángulo de in-

gulares, figura 5 13, el flujo va esencialmente en una dirección, paralelo a la longitud del estanque, y se llama flujo rectilíneo. En tanques circulares de dosificación central, figura 5 14, el agua fluye radialmente desde el centro al perímetro externo; esto se conoce como flujo radial. Otros tanques circulares tienen dosificación perimetral con flujo en espiral o flujo radial. Algunos tipos de tanques de sedimentación, así como otras características de su construcción, se muestran en las figuras que aparecen a continuación.



13 Tanque de sedimentación rectangular, flujo rectilíneo



14 Tanque de sedimentación, dosificación radial

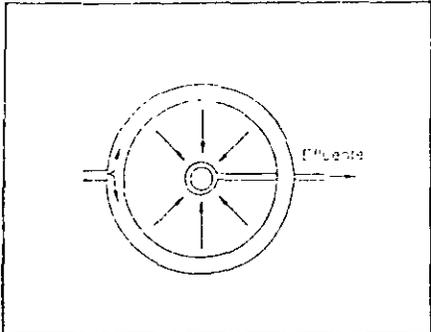
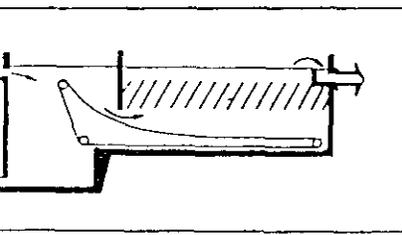


Figura 5 15 Tanque de sedimentación, dosificación perimetral, flujo radial



16 Sedimentador rectangular

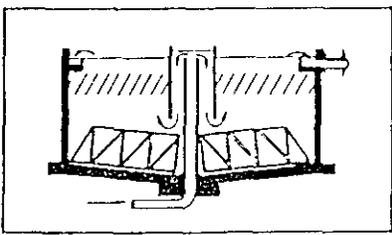


Figura 5 17 Sedimentador circular

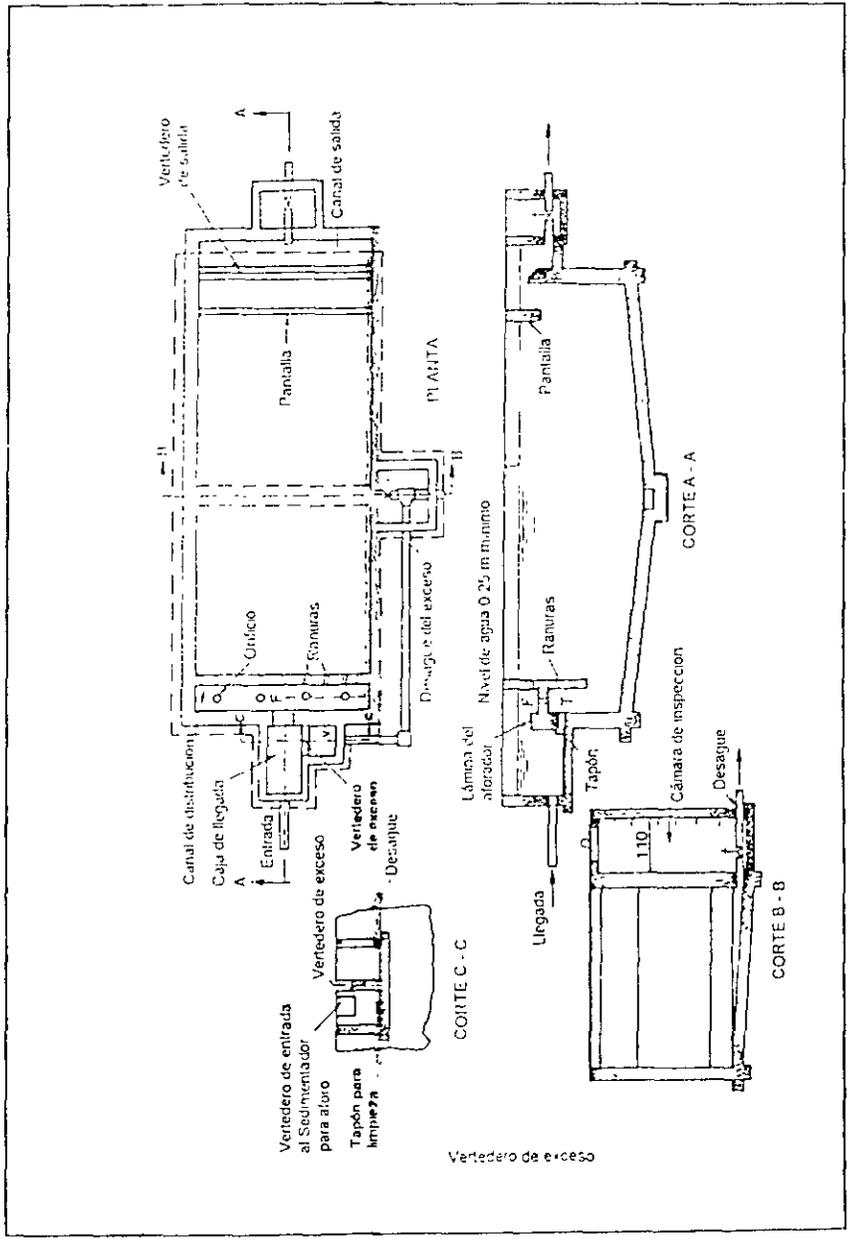


Figura 5.18 Sedimentador simie (2)

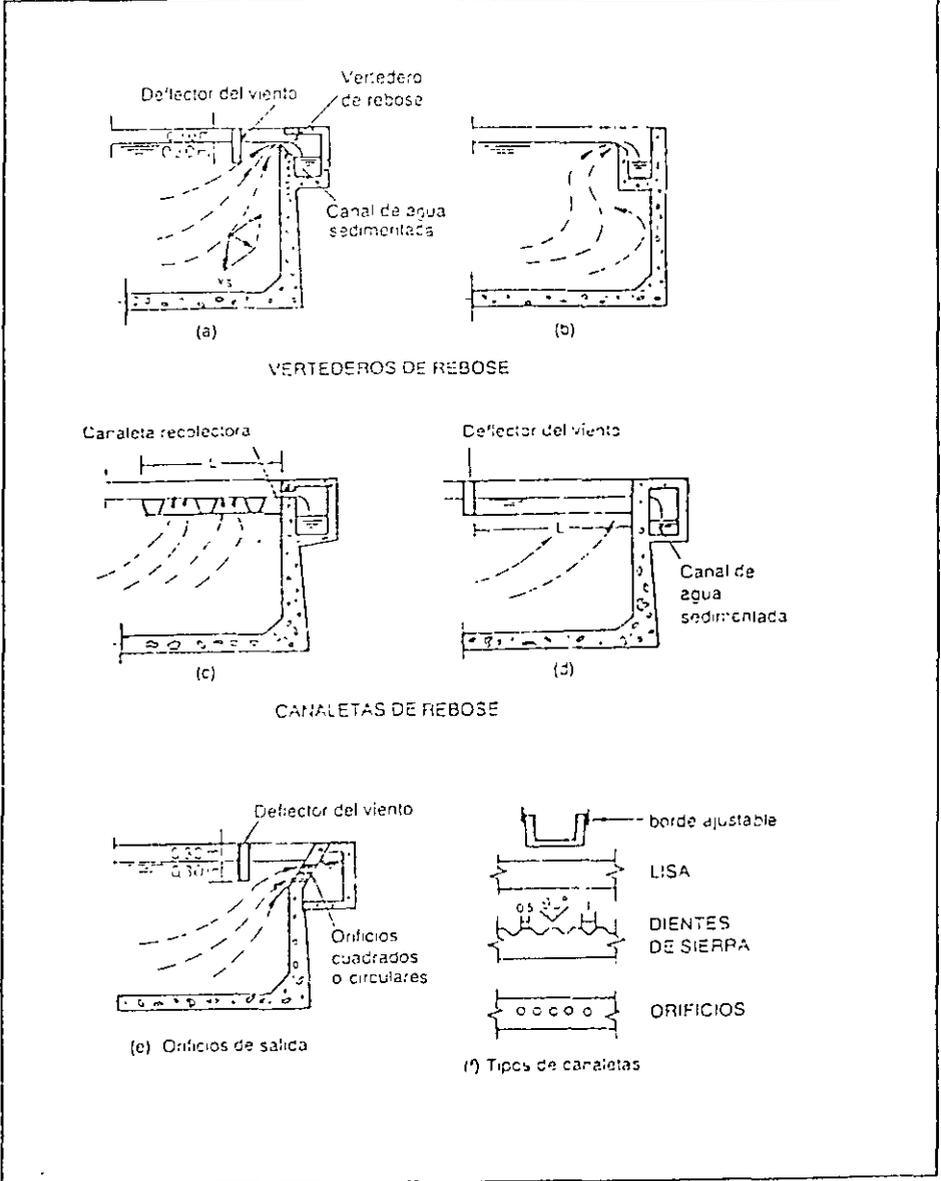
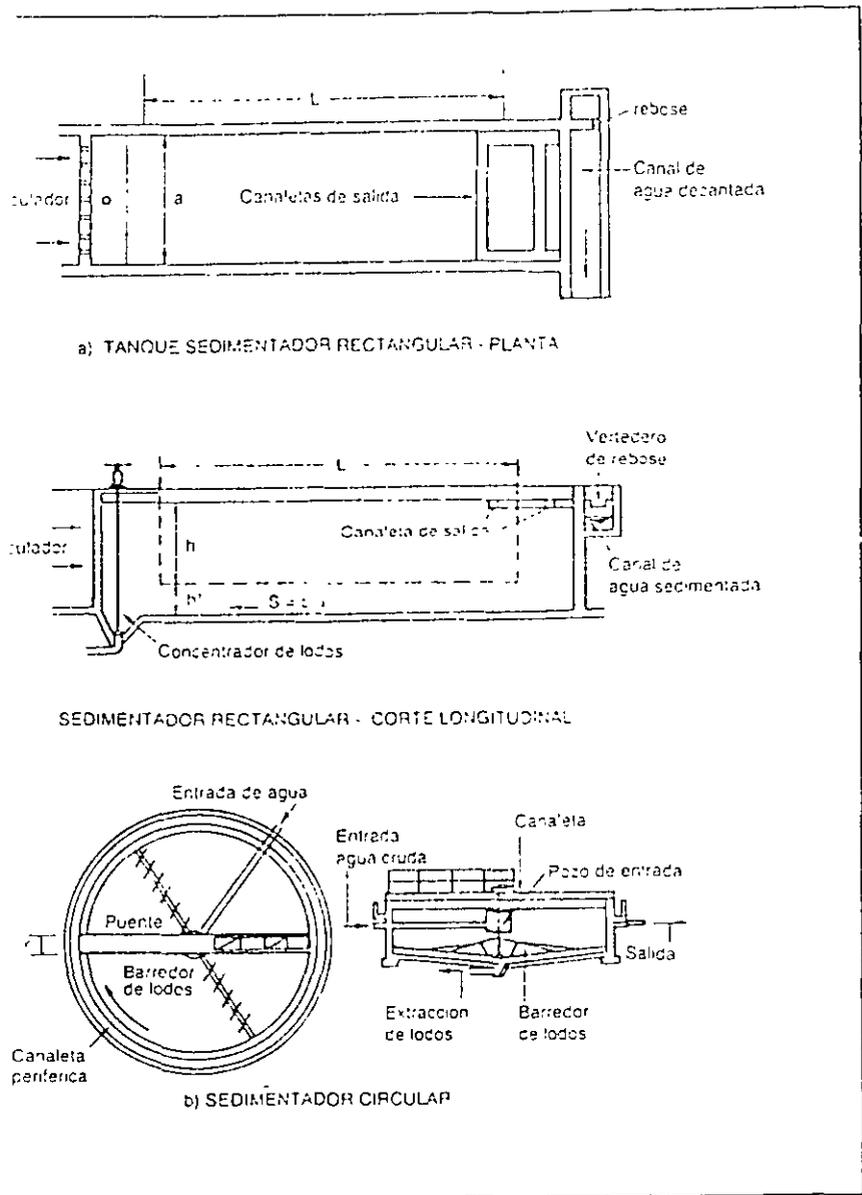
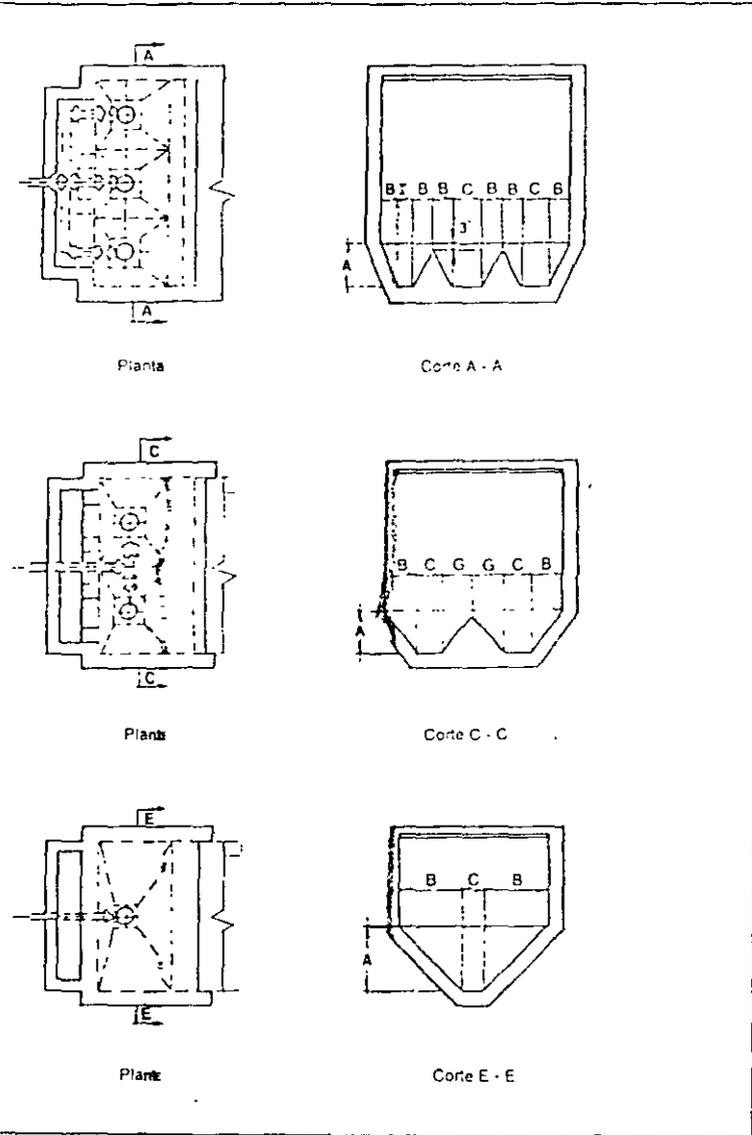


Figura 5.20 Estructuras de salida en sedimentadores rectangulares.



1 Distribución típica de las volvas de lodos para tanques de sedimentación rectangulares. Es recomendable que cada volva esté dotada de su tubería de desagüe independiente con el fin de que se aguar separadamente.

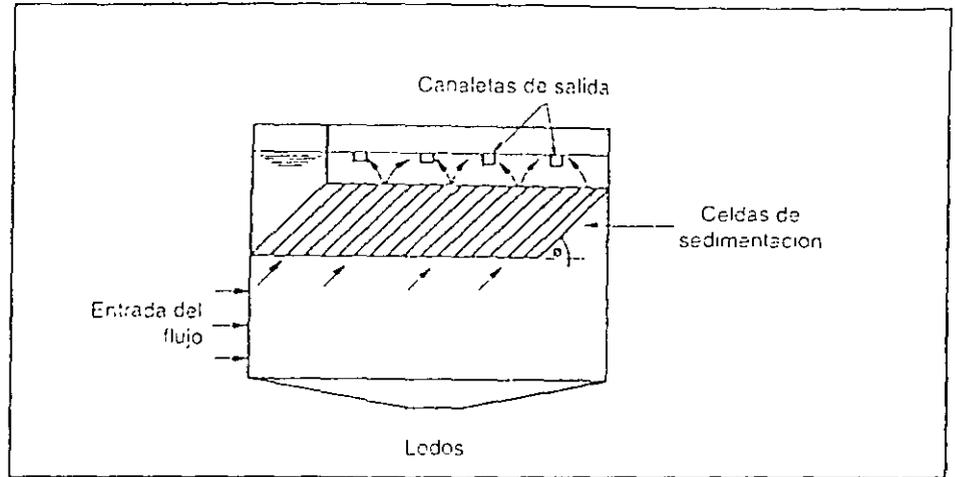


Figura 5.22 Descripción del sistema de alta tasa

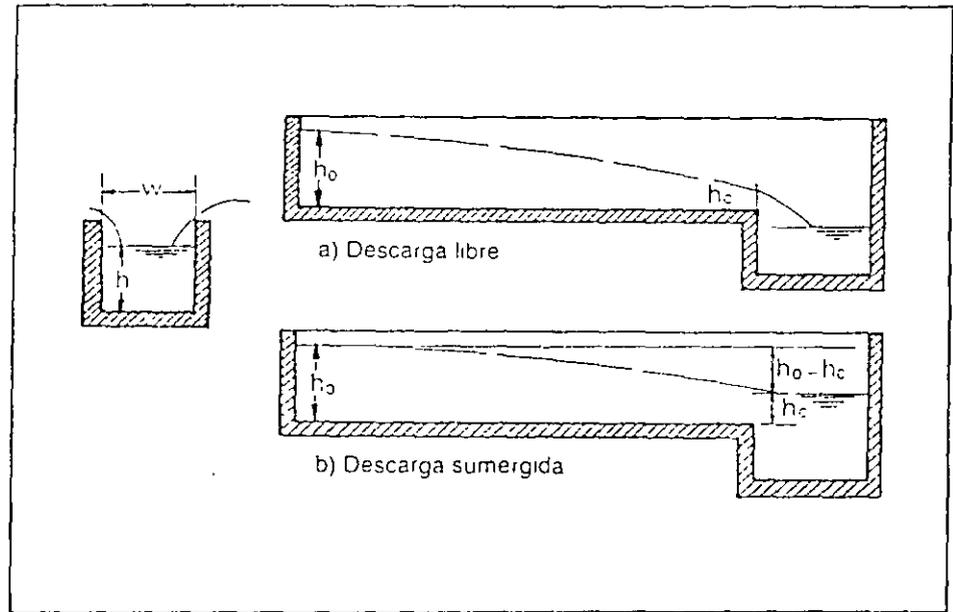
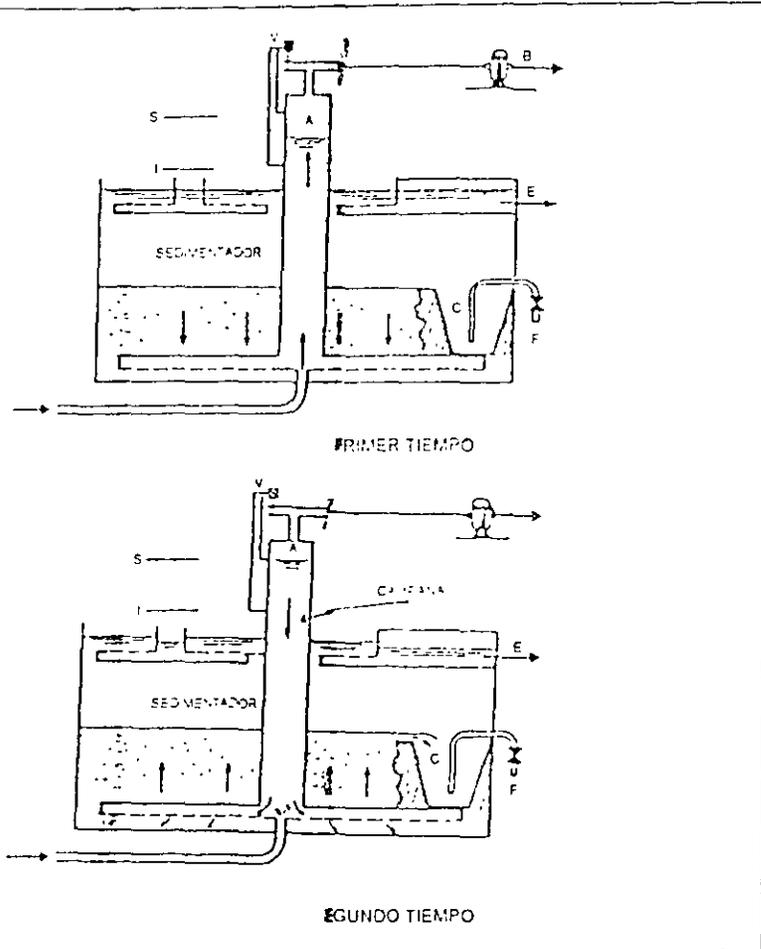


Figura 5.23 Canaletas para el agua decantada



PRIMER TIEMPO

SEGUNDO TIEMPO

Sedimentador de lodos pulsante.

— Propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos

La ecuación 5.7 o ley de Stokes:

$$U = \frac{g D^2}{18 \nu} (S_s - 1)$$

indica que existen varias propiedades del agua y de sus sólidos suspendidos que afectan la sedimentación: la temperatura del agua, la densidad de las partículas y el tamaño y la forma de las mismas. La velocidad de asentamiento de una partícula varía inversamente con la viscosidad cinemática, la cual es función de la temperatura, como puede verse en el cuadro 5.4.

Cuadro 5.4
Viscosidad cinemática del agua a diferentes temperaturas

T °C	$\nu \times 10^6, m^2/s$
0	1.785
5	1.519
10	1.306
15	1.139
20	1.003
25	0.893
30	0.800

Por ejemplo, cambiando la temperatura del agua de 10°C a 30°C, la velocidad de asentamiento de una partícula se incrementa:

$$\frac{1,306}{0,800} = 1,63 \text{ veces}$$

A la vez, reduciendo la temperatura del agua de 10°C a 0°C se reduce la velocidad de asentamiento en

$$\frac{1,306}{1,785} = 0,73 \text{ veces}$$

Por lo tanto, la temperatura tiene un efecto importante en la sedimentación, y con aguas frías debería reducirse la carga superficial de diseño. La velocidad de asentamiento de una partícula variará también directamente con el valor de la diferencia $S_s - 1$. Por ello, a mayor densidad de

CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño de sedimentadores para clarificación del agua se basan en valores obtenidos a través de la experiencia en la operación de prototipos de plantas y plantas piloto de tratamiento del agua.

la partícula mayor será su velocidad de asentamiento, o sea mayor la carga superficial de diseño.

El efecto de la variación en la densidad relativa de la partícula, S_r , para partículas discretas, puede determinarse con la ley de Stokes, pero para partículas flocculentas, en las cuales cambia su tamaño y densidad, la ecuación mencionada no es aplicable y es necesario recurrir a los análisis de columna de sedimentación como se vio previamente. En las partículas discretas el efecto del tamaño de la partícula se visualiza con los valores del cuadro 5.5 (1).

Cuadro 5.5
Velocidades de asentamiento para algunas partículas

Diámetro Partícula mm	Clasificación	U mm/s	CS $m^3/d.m^2$
100	grava	1000	71.420
10		100	8.640
0,6		63	5.413
0,4	arena gruesa	12	3.620
0,2		21	1.814
0,1		8	691
0,06		3,8	328
0,04		2,1	161
0,02	arena fina	0,62	54
0,01		0,154	13
0,004		0,0247	2

— Carga superficial o tasa de sedimentación superficial

Una de las principales características del tanque de sedimentación es su área superficial, la cual depende de la carga o tasa de sedimentación superficial, ecuación 5.9. La carga superficial es el parámetro más usado en la práctica para diseño y clasificación de sedimentadores.

En un tanque ideal de sedimentación convencional, la carga superficial podría hacerse igual a la velocidad de asentamiento de las partículas que se desean remover. Sin embargo, como no existen en la práctica tanques ideales, se acostumbra reducir la carga superficial y aumentar los tiempos teóricos de retención.

Los valores del cuadro 5.6 resumen algunos criterios de carga superficial usados para el diseño de sedimentadores convencionales.

Cuadro 5.6
Cargas superficiales típicas en sedimentadores convencionales

Tipo de agua	Tratamiento	Carga superficial $m^3/d.m^2$ C255
Superficial	Floculo de alumbre	14-22 (1)
	Floculo de polimero	16-27 (9)
Superficial o Subterránea	Ablandamiento con cal	22-44 (1)
		82 (1)
Subterránea	Unidades de flujo Ascensional	37 (1)
		<58 (1)
	Unidades de flujo Ascensional	108 (1)
		58-88 (1)
	Ablandamiento en Unidades de flujo Ascensional	22-58 (1) Agua fría
		58-88 (1) Agua cálida
Ablandamiento en Unidades de flujo Ascensional	147 (1)	
	22-88 (1)	
	88-132 (1)	
Ablandamiento en Unidades de flujo Ascensional	73 (1)	
	106 (1)	

Según Fair, Geyer y Okun, la velocidad de asentamiento del floculo de hierro y aluminio a 10°C es de 5 cm/min, es decir una carga superficial de 72 $m^3/m^2.d$. Según la EPA (6), las cargas superficiales típicas para diseño de sedimentadores de aguas residuales con precipitación química son:

- Alumbre : 20 - 24,5 $m^3/d.m^2$
- Hierro : 28,5 - 32,5 $m^3/d.m^2$
- Cal : 57 - 65 $m^3/d.m^2$

Según Insfopal (24) la carga superficial depende de la clase de tratamiento y oscila entre 15 y 90 m/d . Según Azevedo Netto (cita en la referencia 26), la carga superficial para sedimentadores convencionales oscila entre 20 y 60 m/d .

Para sedimentadores de tasa alta tampoco existe un criterio unificado de valores de carga superficial; algunos de los intervalos de valores recomendados en la literatura se incluyen en el cuadro 5.7.

Cuadro 5.7
Cargas superficiales típicas en sedimentadores de tasa alta

Cs, m ³ /d	Referencia	Observaciones
120 - 300	(26)	
120 - 240	(22)	Flujo convencional
150 - 240	(22)	Flujo horizontal T < 4°C turbulencia < 100
150 - 180	(22)	Flujo horizontal T < 4°C turbulencia 100-1000
150 - 240	(22)	Flujo horizontal T > 10°C turbulencia < 100
150 - 180	(22)	Flujo horizontal T > 10°C turbulencia 100 - 1000
60 - 240	(12)	Valor promedio 180m ³ /d
150	(51)	Flocculador de alumbrado aguas
216	(59)	Sedimentadores tubulares
180 - 300	(19)	Sedimentadores Tubulares

— Profundidad

La eficiencia del tanque de sedimentación es afectada por el grado de floculación de los sólidos suspendidos, el cual, a la vez, depende del tiempo de retención. El volumen del tanque de sedimentación es igual al producto de su área superficial A por la profundidad d:

$$V = A d$$

El tiempo de retención es igual al volumen del tanque dividido por el caudal:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{A d}{Q} \quad (5.41)$$

Por consiguiente, el tiempo de retención teórico es directamente proporcional a la profundidad; por ello, la eficiencia de remoción de partículas floculentas dependerá de la profundidad del tanque. Sin embargo, la eficiencia de remoción no está relacionada linealmente con el tiempo de retención; así, por ejemplo, si el 80% de los sólidos suspendidos son removidos con un tiempo de retención de dos horas, es posible que con 3 horas de retención sólo se remuevan 90%. Además, como los tanques profundos son más costosos, no es deseable tenerlos excesivamente profundos (1). En general, la profundidad de los tanques de sedimentación es mayor de 3 metros

— Tiempo de retención.

El tiempo de retención depende del propósito del sedimentador. Para tanques o dársenas de sedimentación simple, el tiempo de retención debe ser lo suficientemente largo como para permitir el asentamiento de partículas con velocidad de asentamiento muy baja; en este caso el tiempo de retención puede ser de varios días.

En tanques convencionales usados para sedimentación de los sólidos provenientes de coagulación o ablandamiento de aguas, un tiempo de retención de 2 a 4 horas es generalmente suficiente como preparación del agua para su filtración subsecuente. Cuando el agua va a ser usada sin filtración se proveen tiempos de retención hasta de 12 horas (1). En sedimentadores tubulares de alta tasa el tiempo de retención es de 3 a 6 minutos; en los de placas inclinadas, de 15 a 25 minutos (51).

— Velocidad horizontal

La velocidad de flujo a través del tanque de sedimentación no será uniforme en toda la sección transversal del tanque perpendicular a la dirección de flujo, aunque la entrada y salida sean diseñadas para distribución uniforme, debido a la existencia de corrientes de densidad, corrientes de inercia, cortocircuito y operación de mecanismos de remoción de lodos. La corriente de densidad es el flujo de un fluido dentro de otro, relativamente quieto, con una densidad diferente. Una corriente de densidad mayor que la del cuerpo principal del fluido se hundirá y circulará a lo largo del fondo del tanque a una velocidad mayor. Si la corriente de densidad es más liviana, correrá a lo largo del techo del tanque. Las diferencias de densidad se deben a diferencias de temperatura, contenido de sales o contenido de material suspendido.

El cortocircuito se presenta cuando una porción del fluido atraviesa el tanque en un tiempo menor que el tiempo de retención, debido a diferencias en las velocidades y longitudes de las trayectorias de corriente. El cortocircuito se incrementa mediante mezcla del contenido del tanque, altas velocidades de entrada, por corrientes de densidad; por ello se presenta en todos los tanques tales.

Para minimizar las interferencias mencionadas, la velocidad a través de un tanque de sedimentación debe mantenerse entre 0,5 y 1,5 cm/s (1). Para tanques de alta tasa se recomiendan valores de velocidad promedio de flujo menores de 1 cm/s (1).

Según Smethurst, la velocidad media en el tanque de sedimentación debe ser menor de 2 cm/s (9).

— Unidades de entrada y salida del sedimentador.

La entrada al sedimentador se diseña para distribuir el agua uniformemente sobre la sección transversal del tanque entre el coagulador y el sedimentador. Es más importante que la unidad de salida para controlar corrientes de densidad e inercia, y afecta por ello en mayor grado la eficiencia del sedimentador. La mejor unidad de entrada es una que permita el paso del agua al sedimentador sin tuberías o canales. La velocidad en los canales debe ser lo suficientemente baja para evitar que el floculo se rompa, generalmente entre 5 y 60 cm/s. El principal propósito de la unidad de entrada es el de proveer una transición suave entre la velocidad relativamente alta de la tubería afluente y la velocidad baja uniforme deseable en la zona de asentamiento para minimizar su interferencia con este proceso. El canal de entrada debe extenderse todo lo ancho del tanque para asegurar la distribución uniforme sobre toda la sección transversal.

El propósito de la unidad de salida es similar al de la unidad de entrada, o sea proveer una transición suave entre la velocidad de flujo en el sedimentador y la velocidad en la tubería efluente; generalmente el nivel del agua en el sedimentador se controla a la salida. Las salidas pueden ser vertederos o aberturas sumergidas con control manual ejercido por las válvulas de control de nivel de entrada a los filtros.

A menudo los vertederos de salida son del tipo de abertura en V, algunas veces con facilidades para ajustar verticalmente su altura y controlar el caudal de salida.

Cargas típicas para vertederos de salidas se muestran en el cuadro 5.8.

Cuadro 5.8
Cargas típicas de rebose sobre vertederos

Tipo de servicio	CARGA, L/s m	Referencia
Clarificación	<7,25	(1)
Floculo de alumbre liviano	1,7 - 2,1	(1)
Floculo de alumbre pesado	2,1 - 3,1	(1)
Floculo de ablandamiento	3,1 - 3,7	(1)
Floculo de coagulación	<2,9	(25)
Floculo de coagulación	2 - 7	(24)

— De conformidad con estudios realizados por Kawamura (10) se deben tener en cuenta, además, los siguientes aspectos:

- La mejor localización de la pantalla difusora de entrada al sedimentador es a 2 - 2,5 m aguas abajo del muro de entrada.
- El tipo de difusor más efectivo tiene distribuidos uniformemente orificios de 125 mm con una relación de abertura del 6 - 8% para tanques con relación longitud/ancho y ancho/profundidad aproximadamente igual a 4/1.
- La velocidad máxima del flujo a través de los orificios debe ser 150 mm/s para prevenir rotura del floculo.
- La pérdida de carga óptima en los orificios de entrada es igual a 2-3 mm.
- En tanques sujetos a vientos severos, corrientes de densidad o variaciones de caudal, son recomendables dos paredes difusoras intermedias.
- En tanques sujetos a vientos benignos, corrientes de densidad o variaciones de caudal, una pared difusora intermedia es recomendable.

— Almacenamiento de lodos.

Al diseñar el sedimentador hay que tener en cuenta el volumen destinado al almacenamiento de lodos. Los lodos generalmente se mueven hidráulicamente hacia una tolva de lodos de donde son extraídos mediante una tubería de desagüe. El tanque tendrá, por consiguiente, en su fondo una pendiente suave hacia la tolva de lodos. Para el arrastre de los lodos se pueden también usar mecanismos de arrastre de lodos, de movimiento lento para no alterar el proceso de sedimentación o la resuspensión de los

lodos; por esta razón, la velocidad del mecanismo de arrastre de los lodos debe ser menor de 0,5 cm/s.

Según Sánchez Montenegro (2), la pendiente longitudinal varía entre 2 y 3%, la pendiente transversal del 10 al 12% y el diámetro mínimo del desagüe 30 cm. Otros autores (51) recomiendan pendientes mayores de 0,4% y diámetro mínimo del desagüe de 15 cm. En general la pendiente más usada para el fondo de tanques rectangulares es del 1% y de 1,2/1 a 2/1 para las tolvas de lodos.

— Criterios adicionales para diseño de sedimentadores

- Los sedimentadores deben tener capacidad suficiente para permitir la sedimentación adecuada de los caudales extremos en la planta.
- El número de tanques se determina mediante el caudal total, el grado de flexibilidad de operación y la economía del diseño. Debe proveerse un mínimo de dos tanques, para poder sacar una unidad de servicio para mantenimiento y limpieza. Según Sánchez Montenegro (2), si hay varias unidades rectangulares adosadas, el costo mínimo se produciría cuando se cumple la ecuación:

$$\frac{a}{L} = \frac{n + 1}{2n} \quad (5.42)$$

donde: a = Ancho de cada sedimentador
 L = Longitud de cada sedimentador
 n = Número de sedimentadores

Los sedimentadores estarían adosados según la dimensión L, o sea que el ancho total es n.a

En plantas grandes, sin embargo, el número de tanques será determinado por el tamaño máximo práctico posible de un solo tanque y por la efectividad de la sedimentación.

- La carga superficial y el tiempo de retención se seleccionan de conformidad con las propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos, como se vio previamente.
- Si se usa equipo mecánico de recolección de lodos se ajusta la pendiente (generalmente es 0,17%) y la relación longitud/ancho de tal forma que permita acomodar satisfactoriamente el equipo.

- En tanques rectangulares se usa comúnmente una relación longitud/ancho entre 3/1 y 5/1. En general se prefieren tanques de menos de 75 m de longitud (1).
- Los lodos pueden recogerse en una, dos o tres tolvas de lodos; en cada caso, cada tolva debe equiparse con tubería separada de drenaje. Se debe poder desocupar el tanque en un tiempo de 30-60 minutos. Para calcular la tubería de desagüe se puede usar la fórmula siguiente (2):

$$S = \frac{A}{4850 t} \sqrt{d} \quad (5.43)$$

donde: S = Sección del desagüe, m²
 A = Área superficial del sedimentador, m²
 t = Tiempo de vaciado en horas
 d = Altura del agua sobre la boca del desagüe, m

La descarga de desagüe para la altura máxima d está dada por (2):

$$Q = 0,61S \sqrt{2gd} \quad (5.44)$$

donde: Q = Descarga en m³/s
 g = Aceleración de la gravedad, m/s²

Para prevenir asentamientos de lodo en la tubería de desagüe, la velocidad de flujo debe ser mayor de 1,4 m/s (9).

- La longitud del vertedero de salida se determina para la carga sobre el vertedero escogido. Cuando un solo vertedero, a lo ancho del extremo del tanque, no satisface la longitud requerida, se provee la longitud necesaria usando varios vertederos colocados en el tercio extremo de salida del tanque o agregando vertederos en V a las canaletas de recolección de agua clarificada. El nivel del agua en el tanque de sedimentación se controla por las canaletas y, en la actualidad, no se recomiendan pantallas permeables sobre la estructura de salida del sedimentador.
- En un tanque de sedimentación real, en la mayoría de los casos, el flujo es turbulento y debe evitarse que ocurra arrastre del material sedimentado. La velocidad requerida para iniciar el arrastre de las partículas puede calcularse por la expresión desarrollada por Camp (27), a partir de estudios hechos por Shields:

$$v_s = \sqrt{\frac{8 \beta}{f} g (S_s - 1) D} \quad (5.45)$$

- donde: v_s = Velocidad de arrastre o velocidad horizontal de flujo, m/s
 β = 0,04 - 0,1
 0,04 - 0,06 (15), constante que depende del tipo de material sedimentado
 f = Factor de fricción de Darcy - Weisbach, 0,03 para arena, 0,02 - 0,03 (15).
 g = Aceleración de la gravedad, m/s²
 D = Diámetro promedio de las partículas, m.
 S_s = Densidad relativa de las partículas

La ecuación anterior indica que la velocidad requerida para iniciar el arrastre es independiente del tamaño y profundidad del tanque y sólo es función del factor de fricción, el tamaño promedio de las partículas y su densidad relativa.

Según el Insfopal (24), la velocidad de flujo en un sedimentador debe ser menor de 1,25 cm/s, la relación longitud/ancho, de 3 a 5, la relación longitud/profundidad, de 7 a 30 y la carga de rebose sobre el vertedero, menor o igual a 7 l/s.m.

2 EJEMPLO

En una planta de tratamiento existen dos sedimentadores de flujo horizontal de 24,4 m de longitud por 18,3 m de ancho y 3,7 m de profundidad. La planta trata 114.000 m³/d de agua.

Calcular:

- a) La carga superficial de los sedimentadores; b) la carga superficial que se obtendrá si se instalan módulos cuadrados de 5,1 cm × 5,1 cm de sección, longitud de 61 cm, con un ángulo de inclinación de 60° en los últimos 12,2 m de longitud de los sedimentadores. Suponer temperatura del agua de 15°C, $\nu = 1,139 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Solución:

- a) Carga superficial actual:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{114.000}{24,4 \times 18,3 \times 2} = 128 \text{ m}^3/\text{d}$$

- b) Carga superficial después de instalados los módulos:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \cos \theta} \quad (5.36)$$

Para tubos cuadrados:

$$Sc = 11/8$$

$$L = \frac{l}{d} = \frac{61}{5,1} = 12$$

$$A = 12,2 \times 18,3 \times 2 = 446 \text{ m}^2$$

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{114.000}{446 \times \text{Sen } 60} = 295 \text{ m}^3/\text{d} = 0,205 \text{ m}^3/\text{min}$$

De la ecuación 5.35:

$$L' = 0,013 \frac{v_o d}{\nu} = 0,013 \frac{0,205 \times 0,051}{60 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 1,99$$

$$L' < L$$

De la ecuación 5.37

$$L_c = L - L' = 12 - 1,99 = 10,01$$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación 5.36:

$$v_{sc} = \frac{11 \times 295}{8 (\text{Sen } 60 + 10,01 \cos 60)} = 69 \text{ m}^3/\text{d}$$

La carga superficial para el área cubierta por los tubos cuadrados será:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{18.000}{12,2 \times 8,3 \times 2} = 255 \text{ m/d}$$

El número de Reynolds según la ecuación 5.39:

$$N_{RE} = \frac{V_o \cdot d}{\nu} = \frac{295 \times 0,051}{86,40 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 153$$

El tiempo de retención en los tubos cuadrados:

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

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{0,61}{0,205} = 3 \text{ min (en general 3-6 min)}$$

El tiempo de retención en el tanque de sedimentación:

$$t = \frac{24,4 \times 18,3 \times 3,3 \times 2}{114.000} \times 24 \times 60 = 42 \text{ min}$$

La velocidad promedio en el tanque de sedimentación:

$$v = \frac{114.000}{2 \times 18,3 \times 3,7 \times 1,44} = 0,58 \text{ m/min} = 0,97 \text{ cm/s}$$

EJEMPLO

Determinar los parámetros básicos de diseño de un sedimentador de tasa alta, como el de la figura 5.30, para un caudal de 22 L/s, temperatura de 15°C, viscosidad cinemática igual a $1,139 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Solución:

Utilizando placas planas de $2,40 \text{ m} \times 1,20 \text{ m} \times 0,01 \text{ m}$ y un área útil de sedimentación de tasa alta de $5 \text{ m} \times 2,35 \text{ m}$ se tiene:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{0,022 \times 86.400}{5 \times 2,35} = 162 \text{ m/d}$$

$$v_o = \frac{Q}{A \cdot \text{Sen } \theta} = \frac{0,022 \times 86.400}{5 \times 2,35 \times \text{Sen } 60} = 186,8 \text{ m/d} = 0,13 \text{ m/min}$$

Utilizando una separación entre placas de 6 cm, la longitud relativa de sedimentación es:

$$L = \frac{l}{d} = \frac{120}{6} = 20$$

$$L' = \frac{0,013 \cdot v_o \cdot d}{\nu} = \frac{0,013 \times 0,13 \times 0,06}{60 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 1,5$$

$$L' < L \Rightarrow L_c = L - L' = 20 - 1,5 = 18,5$$

La velocidad crítica de asentamiento o carga superficial de sedimentación de alta tasa será, según la ecuación de Yao, ecuación 5.36:

$$v_{ic} = \frac{S_c \cdot v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \cdot \text{Cos } \theta} = \frac{1 \times 186,8}{\text{Sen } 60 + 18,5 \cdot \text{Cos } 60} = 18,5 \text{ m/d}$$

El valor de v_{ic} es comparable con la carga superficial convencional de diseño; para flóculo de alumbre es de 14-22 m/d.

El número de Reynolds será, según la ecuación 5.39:

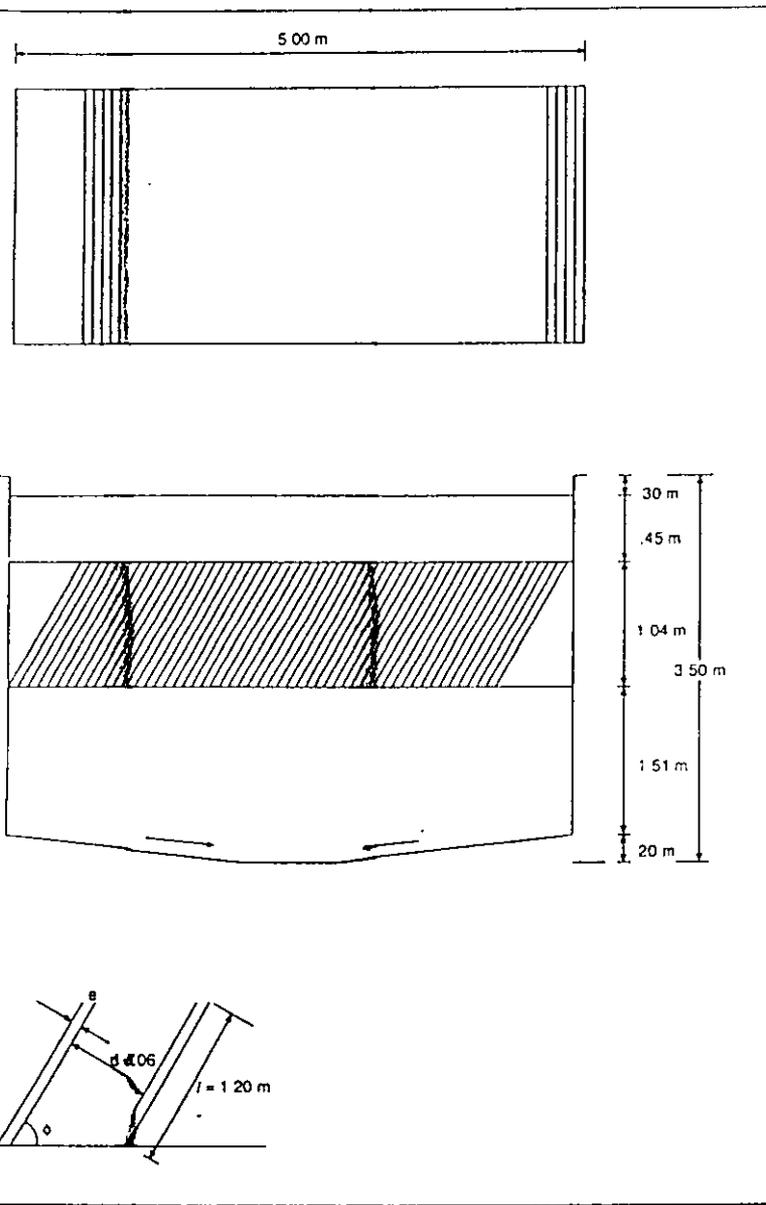
$$N_{RE} = \frac{v_o \cdot d}{\nu} = \frac{186,8 \times 0,06}{86.400 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 114$$

El tiempo de retención en las celdas será, según la ecuación 5.40:

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{1,2}{0,13} = 9,2 \text{ min}$$

El tiempo de retención en el tanque de sedimentación será:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{5 \times 2,35 \times 3,30}{0,022 \times 60} = 29 \text{ min}$$



El número de placas planas será, para la figura 5.34:

$$N = \frac{L_s \text{ Sen } \theta + d}{d + e} = \frac{5 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,01} = 63$$

5.14 EJEMPLO

Para las condiciones siguientes:

- Carga superficial = 30 m/d
- Velocidad de flujo = 0,15 m/min = 216 m/d
- Separación entre conductos = 5 cm
- Viscosidad cinemática = $1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Determinar los tiempos de retención para sedimentadores de tasa alta de:

- a) Tubos horizontales
- b) Placas planas horizontales
- c) Ductos cuadrados con $\theta = 40^\circ$.

Solución:

- a) Para tubos horizontales, $\theta = 0$; $S_c = 4/3$. Por lo tanto, según la ecuación 5.36.

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{L_c}$$

$$L_c = \frac{S_c v_o}{v_{sc}} = \frac{4 \times 0,15 \times 1.440}{3 \times 30} = 9,60$$

Según la ecuación 5.33:

$$L' = 0,058 N_{RE} = 0,058 \frac{v_o d}{\nu}$$

$$L' = \frac{0,058 \times 0,15 \times 0,05}{60 \times 1,0 \times 10^{-6}} = 7,25$$

$$L' < L_c$$

Esquema ejemplo 13.

Según la ecuación 5.37, para tener una longitud relativa efectiva de sedimentación igual a 9,6 se requiere:

$$L = L_c + L' = 9,6 + 7,25 = 16,85$$

Como $L = l/d$, la longitud del sedimentador de alta tasa deberá ser:

$$l = Ld = 16,85 \times 5 = 84 \text{ cm}$$

El tiempo de retención será:

$$t = \frac{0,84}{0,15} = 5,6 \text{ minutos}$$

b) Para placas planas horizontales, $\theta = 0$; $S_c = 1,0$; por lo tanto, según la ecuación 5.36:

$$L_c = \frac{S_c v_o}{v_{rc}} = \frac{1 \times 0,15 \times 1.440}{30} = 7,20$$

$L' > L_c$ por lo tanto, según la ecuación 5.38:

$$L = 2L_c = 14,4$$

$$l = 14,4 \times 5 = 72 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,72}{0,15} = 4,8 \text{ minutos}$$

c) Para dunnos cuadrados con $\theta = 40^\circ$, $S_c = 11/8$:

$$L_c = \frac{S_c v_o - v_{rc} \text{ Sen } \theta}{v_{rc} \text{ Cos } \theta} = \frac{(11/8)(0,15)(1.440) - 30 \text{ Sen } 40}{30 \text{ Cos } 40} = 12$$

$$L' < L_c$$

$$L = L_c + L'$$

$$L = 12 + 7,25 = 19,25$$

$$l = 19,25 \times 5 = 96 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,96}{0,15} = 6,4 \text{ minutos}$$

Utilizando como alternativa la ecuación de Schulze se tiene:

a)

$$L' = 0,013 N_{RE} = \frac{0,013 v_o d}{v} = \frac{0,013 \times 0,15 \times 0,05}{60 \times 1,0 \times 10^{-6}} = 1,63$$

$$L_c = 9,6$$

$$L = 9,6 + 1,63 = 11,23$$

$$l = Ld = 11,23 \times 5 = 56 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,56}{0,15} = 3,7 \text{ minutos}$$

b)

$$L_c = 7,20$$

$$L' = 1,63$$

$$L = 7,20 + 1,63 = 8,83$$

$$l = 8,83 \times 5 = 44 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,44}{0,15} = 2,9 \text{ minutos}$$

c)

$$L_c = 12$$

$$L' = 1,63$$

$$L = 12 + 1,63 = 13,63$$

$$l = 13,63 \times 5 = 68 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,68}{0,15} = 4,5 \text{ min}$$

Como puede deducirse, con la ecuación de Schulze se obtiene un diseño más económico.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS**

**TEMA:
GRÁFICAS**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
ABIRL DEL 2003**

TABLE 10-5

Design parameters for activated – sludge processes

Process modification	θ_c (d)	F/M lb BOD ₅ applied/lb MLVSS-d	Volumetric loading lb BOD ₅ /10 ³ ft ³ -d	MLSS (mg/L)	V / Q (h)	Q _r / Q
Conventional	5 – 15	0.2 – 0.4	20 – 40	1,500 – 3,000	4 – 8	0.25 – 0.75
Complete – mix	5 – 15	0.2 – 0.6	50 – 120	2,500 – 4,000	3 – 5	0.25 – 1.0
Step – feed	5 – 15	0.2 – 0.4	40 – 60	2,000 – 3,500	3 – 5	0.25 – 0.75
Modified aeration	0.2 – 0.5	1.5 – 5.0	75 – 150	200 – 1,000	1.5 – 3	0.05 – 0.25
Contact stabilization	5 – 15	0.2 – 0.6	60 – 75	(1,000 – 3,000) ^a (4,000 – 10,000) ^b	(0.5 – 1.0) ^a (3 – 6) ^b	0.5 – 1.50
Extended aeration	20 – 30	0.05 – 0.15	10 – 25	3,000 – 6,000	18 – 36	0.5 – 1.50
High – rate aeration	5 – 10	0.4 – 1.5	100 – 1,000	4,000 – 10,000	2 – 4	1.0 – 5.0
Kraus process	5 – 15	0.3 – 0.8	40 – 100	2,000 – 3,000	4 – 8	0.5 – 1.0
High – purity oxygen	3 – 10	0.25 – 1.0	100 – 200	2,000 – 5,000	1 – 3	0.25 – 0.5
Oxidation ditch	10 -30	0.05 – 0.30	5 – 30	3,000 – 6,000	8 – 36	0.75 – 1.50
Sequencing batch reactor	N/A	0.05 – 0.30	5 – 15	1,500 – 5,000 ^d	12 – 50	N/A
Deep shaft reactor	NI	0.5 – 5.0	NI	NI	0.5 – 5	NI
Single – stage nitrification	8 - 20	0.10 – 0.25 (0.02 – 0.15) ^c	5 – 20	2,000 – 3,500	6 – 15	0.50 – 1.50
Separate stage nitrification	15 - 100	0.05 – 0.20 (0.4 – 0.15) ^c	3 - 9	2,000 – 3,500	3 - 6	0.50 – 2.00

^a Contact unit., ^b Solids stabilization unit.,
 Note: lb/10³ft³-d x 0.0160 = kg/m³-d
 lb/lb-d = kg/kg-d

^cTKN/MLVSS

^dMLSS varies depending on the portion of the operating cycle
 N/A = not applicable
 NI = no information

TABLE 10-11

Typical aeration tank dimensions for mechanical surface aerators

Aerator size, hp	Tank dimensions, ft	
	Depth	Width
10	10 – 12	30 – 40
20	12 – 14	35 – 50
30	13 – 15	40 – 60
40	12 – 17	45 – 65
50	15 – 18	45 – 75
75	15 – 20	50 – 85
100	15 – 20	60 – 90

Note: hp x 0.7457 = kW
ft x 0.3048 = m

TABLE 10-7

Typical information on the clean water oxygen – transfer efficiency of various diffuser systems ^a

Diffuser type and placement	Air flowrate, ft ³ /min· diffuser	SOTE (%) at 15 ft Submergence ^b
Ceramic discs - grid	0.4 – 3.4	25 - 40
Deramic domes - grid	0.5 – 2.5	27 – 39
Ceramic plates - grid	2.0 – 5.0 ^c	26 – 33
Regid porous plastic tubes		
Grid	2.4 – 4.0	28 – 32
Dual spiral roll	3.0 – 11.0	17 – 28
Single spiral roll	2.0 – 12.0	13 – 25
Nonrigid porous plastic tubes		
Grid	1.0 – 7.0	26 – 36
Single spiral roll	2.0 – 7.0	19 – 37
Perforated membrane tubes		
Grid	1.0 – 4.0	22 – 29
Quarter points	2.0 – 6.0	19 – 24
Single spiral roll	2.0 – 6.0	15 – 19
Jet aeration		
Side header	54.0 – 300	15 – 24
Nonporous diffusers		
Dual spiral roll	3.3 – 10.0	12 – 13
Mid – width	4.2 – 45.0	10 – 13
Single spiral roll	10.0 – 35.0	9 – 12

^a Adapted from Refs. 57 and 63

^bSOTE = standard oxygen – transfer efficiency Standard conditions: tap water, 68°F at 14.7 lb_f/in² of diffuser oxygen = 0 mg/L

^c Units are ft³/ft² of diffuser · min

Note: lb_f/in² x 6.8948 = kN/m²

ft³/min x 0.0283 = m³/min

ft x 0.3048 = m

5/9 (°F-32) = °C

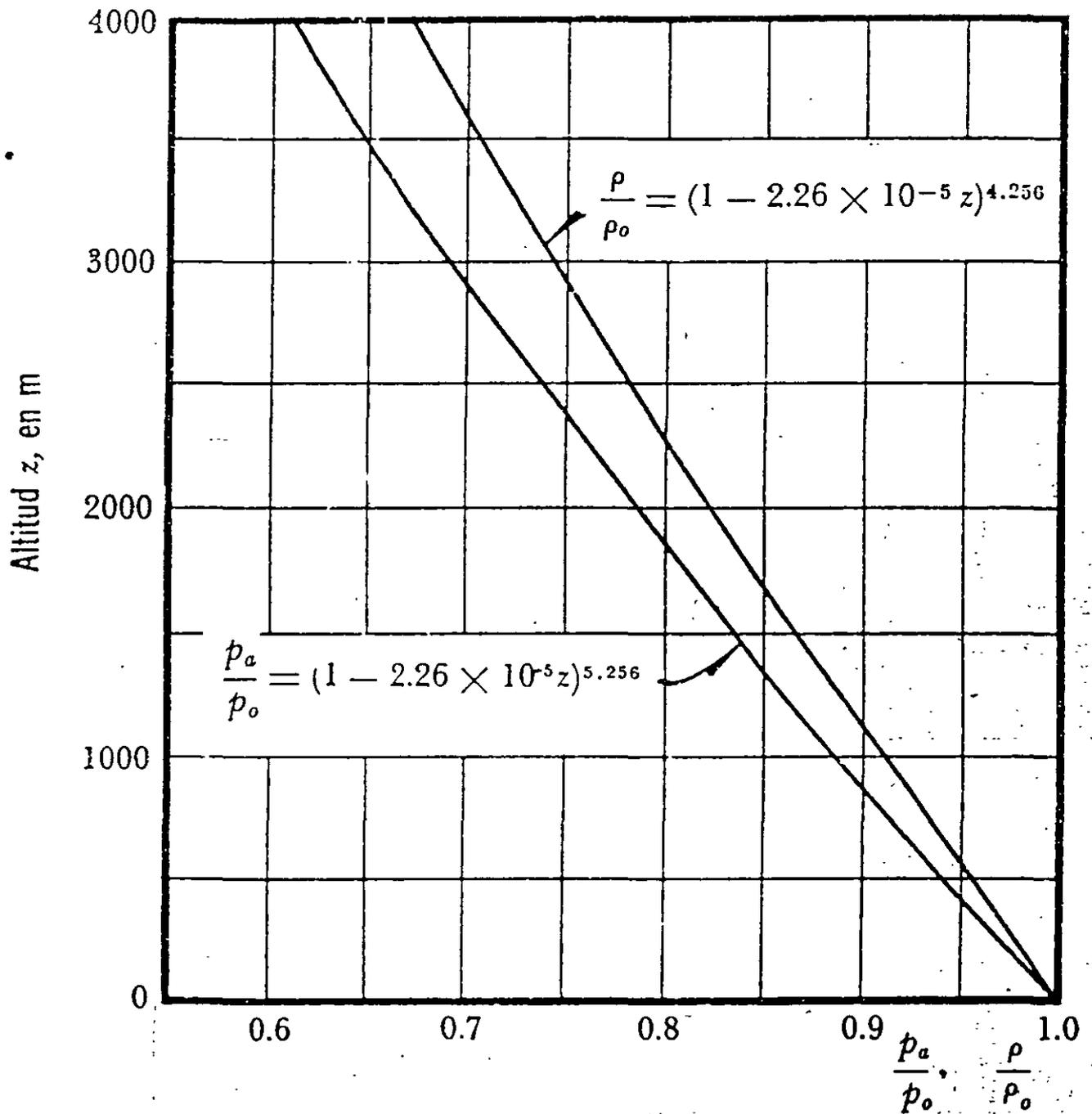


Figura 2.2. Variación con la altitud de la presión atmosférica y de la densidad del aire en la atmósfera estándar.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: CA100
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

**TEMA:
PROCESO DE LODOS ACTIVADOS Y COSTOS DE PLANTAS DE
TRATAMIENTO**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
MAYO DEL 2003**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

Curso: Tratamiento de Aguas Municipales, Industriales y Reuso

Temas: Proceso de Lodos Activados y Costos de Plantas de Tratamiento

Impartido por: Dr. Enrique Godínez Arredondo

Fecha: Junio 7 del 2002

CONTENIDO GENERAL DEL CURSO

A.- PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

A.1. Conceptos Básicos de Procesos Biológicos

- a.1.1. Microorganismos
- a.1.2. Cinética de crecimiento biológico y de remoción de sustrato
- A.1.3. Definición de procesos biológicos aerobios
 - a) Medio suspendido
 - b) Medio fijo

A.2. Tratamientos Biológicos

- a.2.1. Lodos activados convencional
- a.2.2. Lodos activados alta rata
- a.2.3. Aereación extendida
- a.2.4. Zanjas de oxidación
- a.2.5. Biodiscos
- a.2.6. Filtros biológicos
- a.2.7. Lagunas aereadas

B.- COSTOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

B.1. Niveles de Desarrollo de Proyectos de Plantas de Tratamiento

- b.1.1. Ingeniería básica
- b.1.2. Proyecto ejecutivo
- b.1.3. Proyectos llave en mano
- b.1.4. Proyectos con inversión privada

B.2. Definición de Conceptos de Costos

- b.2.1. Inversión**
- b.2.2. Amortización del capital**
- b.2.3. Costos fijos de operación y mantenimiento**
- b.2.4. Costos variables de operación**
- b.2.5. Costo unitario**

B.3. Evaluación de Costos

- b.3.1. Evaluación técnica**
- b.3.2. Evaluación económica**
 - a) Ada/Plantas**
 - b) Capdet**
- b.3.3. Costos índice**
- b.3.4. Ecuación paramétrica de costos**

B.4. Resultados de Costos de Tratamiento en México

- b.4.1. Proyecto Puebla, Pue.**
- b.4.2. Proyecto Culiacán, Sin.**
- b.4.3. Proyecto renacimiento, Acapulco, Gro.**
- b.4.4. Proyecto Morelia, Mich.**
- b.4.5. Costos plantas de tratamiento (CNA)**
- b.4.6. Costos alternativas Guadalajara. Jal.**

CURRICULUM VITAE
Dr. ENRIQUE GODÍNEZ ARREDONDO

Ingeniero Civil, año 1964 (U.N.L.), Especialidad y Maestría en Ingeniería Sanitaria, respectivamente en los años 1965 y 1977 por la DESFI (UNAM) y Doctorado (Ph.D) en Ingeniería Ambiental por la Columbia Southern University, Al., U.S.A. en el año 2000.

La experiencia en las áreas de la ingeniería sanitaria y ambiental corresponde al diseño de plantas potabilizadoras y de tratamiento de aguas residuales, sistemas integrales de agua potable y alcantarillados, así como en la administración de proyectos en el curso de 36 años para el sector gubernamental y de iniciativa privada. Iniciando en el año 1966 y durante cinco años en la SARH; Dirección de Pequeñas Obras de Agua Potable y Alcantarillado y en la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México; y en las empresas de proyectos y consultoría: CIEPS Ingenieros Consultores y Proyectistas, S. A. de C.V. y Sistemas de Ingeniería y Tecnología Ambiental, S.A.

A partir del año 1973 y hasta el año 1985, socio y director técnico de Diseños Hidráulicos y Tecnología Ambiental, S.A., accionista y diseñador de Laboratorio e Ingeniería de la Calidad del Agua, S. A. y de Servicios de Ingeniería del Medio Ambiente, S.A. de C.V.

En el período 1985-1988, participa como consultor independiente y a partir de 1989 y hasta 1997 es director general de Desarrollo de Ingeniería y Tecnología Ambiental, S. A. de C. V. Retomando nuevamente en el período 1998 la consultoría e ingeniería de proyectos de ingeniería sanitaria y ambiental en apoyo a las empresas: Grupo de Ingeniería en Consultoría y Obras, S. A. de C.V., Montgomery Watson México, S.A. de C.V., Consultores en Ingeniería y Servicios S.A. de C.V. y Grupo Empresarial FRISA, para atender a la Comisión Nacional del Agua, organismos operadores e industrias a nivel nacional. Desde el año 1999, es gerente general de Tecnología del Agua Urbana e Industrial, S.A. de C.V.

Con relación a la participación en cursos, periódicamente forma parte del grupo de catedráticos del Centro de Educación Continua y del Programa Universitario del Medio Ambiente (PUMA) de la UNAM; participando en cursos sobre potabilización y tratamiento del agua. A partir del año 1999, se integra como profesor de las materias: Operaciones Unitarias en Ingeniería Ambiental, Procesos Biológicos de Tratamiento y Proyectos de Plantas de Tratamiento correspondientes a la Maestría en Ingeniería Ambiental de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP); a partir del año 2002, forma parte del Comité Doctoral y Conferencista en Ingeniería Ambiental en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León (UANL).

Respecto a la participación en sociedades, actualmente es Secretario de Agua y Ambiente A. C. y miembro de la Water Environment Federation (WEF) desde el año 1996 y miembro activo desde el año 1965 de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental del DF, A. C. (SMISAAC), Federación Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales, A. C. (FEMISCA) y desde el año 2000 de la Asociación Mexicana de Hidráulica, A. C. (AMH), con la participación en congresos nacionales e internacionales .

Abril del 2002

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

Curso: Tratamiento de Aguas Municipales, Industriales y Reuso

Proceso de Lodos Activados

Impartido por: Dr.Enrique Godinez Arredondo

Fecha: Junio 7 del 2001

CONTENIDO

PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

1. Conceptos Básicos de Procesos Biológicos

- 1.1. Microorganismos
- 1.2. Cinética de crecimiento biológico y de remoción de sustrato
- 1.3. Definición de procesos biológicos aerobios
 - 1.3.1. Medio suspendido
 - 1.3.2. Medio fijo

2. Tratamientos Biológicos

- 2.1. Lodos activados convencional
- 2.2. Lodos activados alta rata
- 2.3. Aereación extendida
- 2.4. Zanjas de oxidación
- 2.5. Biodiscos
- 2.6. Filtros biológicos
- 2.7. Lagunas aereadas

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Wastewater Engineering Treatment, Disposal and Reuse , Metcalf & Eddy, Ed. Mc. Graw-Hill, Inc. 1991.
- 2.- Design of Municipal Wastewater Treatment Plants, WEF Manual of Practice No.8, ASCE, 1991.
- 3.- Wastewater Treatment Plants, Planning, Design and Operation, Syde R. Qasim, Ed. Technomic, Publishing Co, Inc.
- 4.- Biological Process for Wastewater Treatment, Larry D.Benefield & Clifford W.Randall, Ed. Prentice Hall, Inc. 1980.
- 5.- Tratamiento de Aguas Residuales, R.S.Ramalho, Ed. Revcrte,S.A., 1991.
- 6.- Water Pollution Control, Experimental Procedures for Process Design, W.W. Eckenfelder & D.L. Ford, Ed. He Pemberton Publishing Co., 1970.

Objectives of Biological Treatment

The objectives of the biological treatment of wastewater are to coagulate and remove the nonsettleable colloidal solids and to stabilize the organic matter. For domestic wastewater, the major objective is to reduce the organic content and, in many cases, the nutrients such as nitrogen and phosphorus. In many locations, the removal of trace organic compounds that may be toxic is also an important treatment objective. For agricultural return wastewater, the objective is to remove the nutrients, specifically nitrogen and phosphorus, that are capable of stimulating the growth of aquatic plants. For industrial wastewater, the objective is to remove or reduce the concentration of organic and inorganic compounds. Because many of these compounds are toxic to microorganisms, pretreatment may be required.

Microbial Nutrition and Biological Treatment Processes. The major objective in most biological treatment processes is the reduction of organic content (carbonaceous BOD) in the wastewater. In accomplishing this type of treatment, the chemoheterotrophic organisms are of primary importance because of their requirement for organic compounds in addition to both carbon and energy source. When treatment objectives include the conversion of ammonia to nitrate, the chemoautotrophic nitrifying bacteria are significant.

Municipal wastewater typically contains adequate amounts of nutrients (both inorganic and organic) to support biological treatment for the removal of carbonaceous BOD. In industrial wastewaters, however, nutrients may not be present in sufficient quantities. In these cases, nutrient addition is necessary for the proper growth of the bacteria and the subsequent degradation of the organic waste.

TABLE 8-1
General classification of microorganisms by sources
of energy and carbon^a

Classification	Energy source	Carbon source
Autotrophic:		
Photoautotrophic	Light	CO ₂
Chemoautotrophic	Inorganic oxidation-reduction reaction	CO ₂
Heterotrophic:		
Chemoheterotrophic	Organic oxidation-reduction reaction	Organic carbon
Photoheterotrophic	Light	Organic carbon

^a Adapted from Ref. 34

Bacteria

Bacteria are single-celled procaryotic organisms. Their usual mode of reproduction is by binary fission, although some species reproduce sexually or by budding. Even though there are thousands of different species of bacteria, their general form falls into one of three categories: spherical, cylindrical, and helical. Bacteria vary widely in size. Representative sizes are 0.5 to 1.0 μm in diameter for the spherical, 0.5 to 1.0 μm in width by 1.5 to 3.0 μm in length for the cylindrical (rods), and 0.5 to 5 μm in width by 6 to 15 μm in length for the helical (spiral).

Fungi

Fungi of importance in environmental engineering are considered to be multicellular non-photosynthetic, heterotrophic organisms. Fungi are usually classified by their mode of reproduction. They reproduce sexually or asexually, by fission, budding, or spore formation. Molds, or "true fungi," produce microscopic units (hyphae) that collectively form a filamentous mass called the *mycelium*. Yeasts are fungi that can form a mycelium and are therefore unicellular.

Most fungi are strict aerobes. They have the ability to grow under low-moisture conditions and can tolerate an environment with a relatively low pH. The optimum pH for most species is 5.6; the range is 2 to 9. Fungi also have a low nitrogen requirement, needing approximately one-half as much as bacteria. The ability of fungi to survive under low pH and nitrogen-limiting conditions, coupled with the ability to degrade cellulose, makes them very important in the biological treatment of some industrial wastes and in the composting of solid organic wastes.

Protozoa and Rotifers

Protozoa are motile, microscopic protists that are usually single cells. The majority of protozoa are aerobic heterotrophs, although a few are anaerobic. Protozoa are generally larger than bacteria and often consume bacteria as an energy source. In effect, the protozoa act as polishers of the effluents from biological wastewater treatment processes by consuming bacteria and particulate organic matter.

Algae

Algae are unicellular or multicellular, autotrophic, photosynthetic protists. They are of importance in biological treatment processes for two reasons. In ponds, the ability of algae to produce oxygen by photosynthesis is vital to the ecology of the water environment. For an aerobic or facultative oxidation pond to operate effectively, algae are needed to supply oxygen to aerobic, heterotrophic bacteria. This symbiotic relationship between algae and bacteria will be expanded upon in Sec. 8-12, which deals with aerobic and facultative oxidation ponds.

Algae are also important in biological treatment processes because the problem of preventing excessive algal growth in receiving waters has, to date, centered around nutrient removal in the treatment process. Some scientists advocate the removal of nitrogen from treatment plant effluents, others recommend the removal of phosphorus, and still others recommend removal of both. The choice of treatment objectives influences the type of biological process selected.

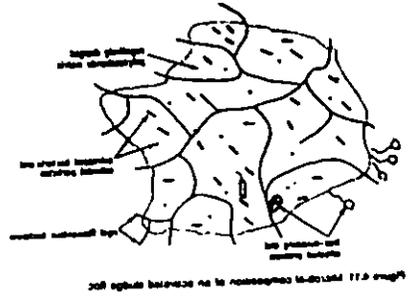


Figure 4-11 Primary xylem and secondary xylem in the stem of a dicot.

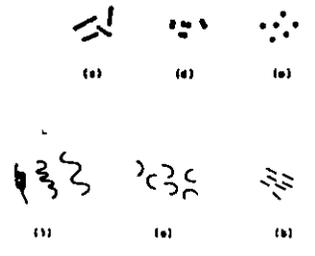


Figure 4-12 Common plant tissues.



Figure 4-13 Common plant tissues.

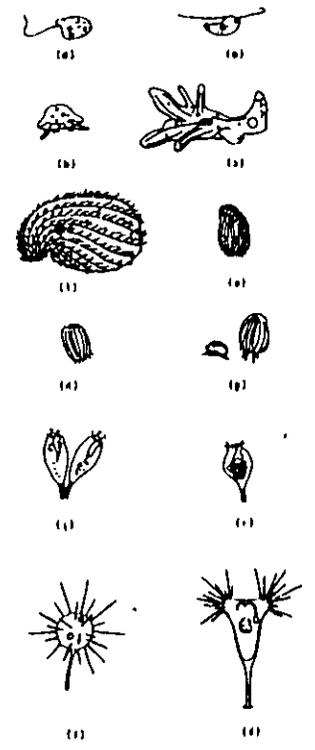


Figure 4-13 Common plant tissues from the same plant found in various parts of the plant.

Plant Part	Tissue
Root	Collenchyma
Stem	Sclerenchyma
Leaf	Phloem
Stem	Xylem
Stem	Cambium
Stem	Secondary Xylem
Stem	Primary Xylem
Stem	Vascular Cambium
Stem	Secondary Phloem
Stem	Primary Phloem

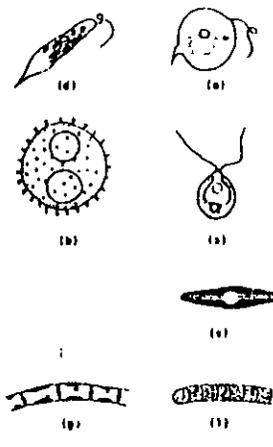


Figure 4-14 Common plant tissues from the same plant found in various parts of the plant.

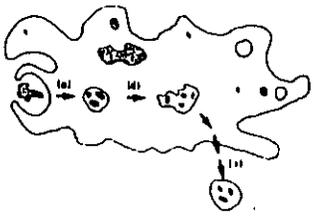


Figure 4-15 Secondary growth in a stem.

Figure 4-16 Distribution of a food particle in a plant.

8-5 KINETICS OF BIOLOGICAL GROWTH

The need for a controlled environment and biological community in the design of biological waste-treatment units is stressed throughout this chapter. The classes of microorganisms of importance in wastewater treatment have been discussed, along with their metabolic characteristics and their growth patterns. Although the characteristics of the environment needed for their growth have been described, nothing has been said about how to control the environment of the microorganisms. Environmental conditions can be controlled by pH regulation, temperature regulation, nutrient or trace-element addition, oxygen addition or exclusion, and proper mixing. Control

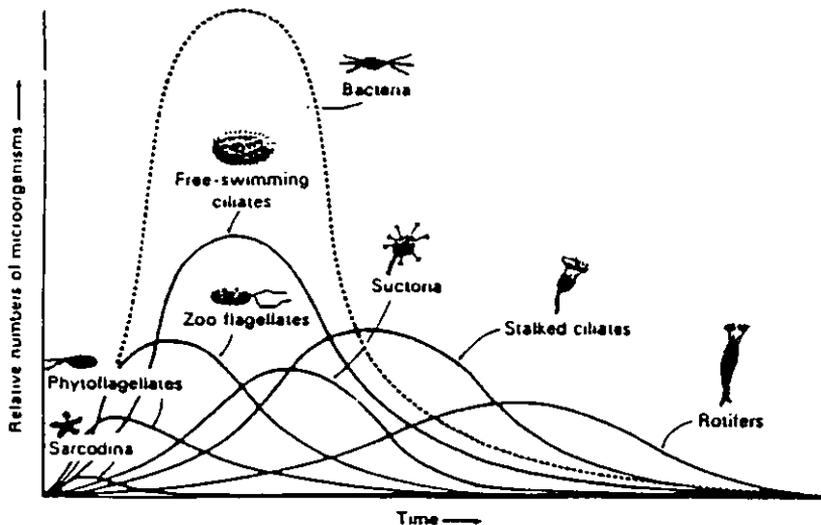


FIGURE 8-6 Relative growth of microorganisms stabilizing organic waste in a liquid environment [24].

Cell Growth

In both batch and continuous culture systems the rate of growth of bacterial cells can be defined by the following relationship.

$$r_g = \mu X \quad (8-1)$$

where r_g = rate of bacterial growth, mass/unit volume · time

μ = specific growth rate, time⁻¹

X = concentration of microorganism, mass/unit volume

Because $dX/dt = r_g$ for batch culture (see Appendix G), the following relationship is also valid for a batch reactor:

$$\frac{dX}{dt} = \mu X \quad (8-2)$$

368 BIOLOGICAL UNIT PROCESSES

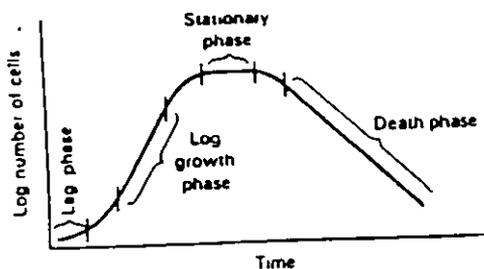


FIGURE 8-5 Typical bacterial growth curve in terms of numbers.

Effects of Temperature

The temperature dependence of the biological reaction-rate constants is very important in assessing the overall efficiency of a biological treatment process. Temperature not only influences the metabolic activities of the microbial population but also has a profound effect on such factors as gas-transfer rates and the settling characteristics of the biological solids. The effect of temperature on the reaction rate of a biological process is usually expressed in the following form:

$$r_T = r_{20} \theta^{(T-20)} \quad (8-14)$$

TABLE 8-5
Temperature activity
coefficients for various
biological treatment processes

Process	θ value	
	Range	Typical
Activated sludge	1.00-1.08	1.04
Aerated lagoons	1.04-1.10	1.08
Trickling filters	1.02-1.08	1.035

Microorganism and Substrate Mass Balances. A mass balance for the mass of microorganisms in the complete-mix reactor shown in Fig. 8-8 can be written as follows:

1. General word statement:

$$\begin{array}{l} \text{Rate of accumulation} \\ \text{of microorganism} \\ \text{within the system} \\ \text{boundary} \end{array} = \begin{array}{l} \text{Rate of flow of} \\ \text{microorganism} \\ \text{into the system} \\ \text{boundary} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Rate of flow of} \\ \text{microorganism} \\ \text{out of the system} \\ \text{boundary} \end{array} + \begin{array}{l} \text{Net growth of} \\ \text{microorganism} \\ \text{within the} \\ \text{system boundary} \end{array} \quad (8-19)$$

2. Simplified word statement:

$$\text{Accumulation} = \text{Inflow} - \text{Outflow} + \text{Net growth} \quad (8-20)$$

3. Symbolic representation:

$$\frac{dX}{dt} V_r = QX_0 - QX + V_r r'_x \quad (8-21)$$

where dX/dt = rate of change of microorganism concentration in the reactor measured in terms of mass (volatile suspended solids), mass VSS/unit volume · time

V_r = reactor volume

Q = flowrate, volume/time

X_0 = concentration of microorganisms in influent, mass VSS/unit volume

X = concentration of microorganisms in reactor, mass VSS/unit volume

r'_x = net rate of microorganism growth, mass VSS/unit volume · time



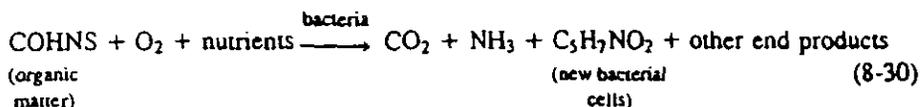
FIGURE 8-8
Schematic of a complete-mix reactor without recycle.

Activated-Sludge Process

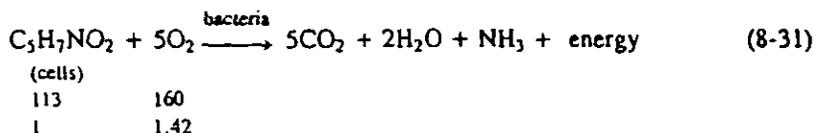
The activated-sludge process was developed in England in 1914 by Arden and Lockett [3] and was so named because it involved the production of an activated mass of microorganisms capable of stabilizing a waste aerobically. Many versions of the original process are in use today, but fundamentally they are all similar. The system shown in Fig. 8-13 is the complete-mix activated-sludge system. Other activated-sludge systems are listed in Table 8-6 and discussed in Chap. 10.

Process Description. Operationally, biological waste treatment with the activated-sludge process is typically accomplished using a flow diagram such as that shown in Fig. 8-13. Organic waste is introduced into a reactor where an aerobic bacterial culture is maintained in suspension. The reactor contents are referred to as the "mixed liquor." In the reactor, the bacterial culture carries out the conversion in general accordance with the stoichiometry shown in Eqs. 8-30 and 8-31.

Oxidation and synthesis:



Endogenous respiration:



In these equations, COHNS represents the organic matter in wastewater.

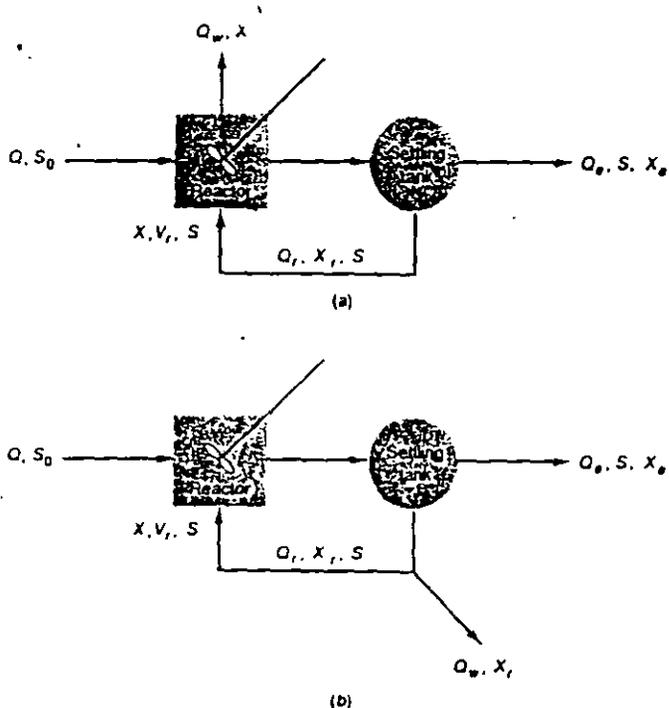


FIGURE 8-13

Schematic of complete-mix reactor with cellular recycle and wasting: (a) from the reactor and (b) from the recycle line.

TABLE 8-6
Major biological treatment processes used for wastewater treatment

Type	Common name	Use ^a
<i>Aerobic processes</i>		
Suspended-growth	Activated-sludge process	Carbonaceous BOD removal (nitrification)
	Conventional (plug-flow)	
	Complete mix	
	Step aeration	
	Pure oxygen	
	Sequencing batch reactor	
	Contact stabilization	
	Extended aeration	
	Oxidation ditch	
	Deep tank (90 ft)	
Deep shaft		
	Suspended-growth nitrification	Nitrification
	Aerated lagoons	Carbonaceous BOD removal (nitrification)
	Aerobic digestion	Stabilization, carbonaceous BOD removal
	Conventional air	
	Pure oxygen	
Attached-growth	Trickling filters	Carbonaceous BOD removal, nitrification
	Low rate	
	High rate	
	Roughing filters	Carbonaceous BOD removal
	Rotating biological contactors	Carbonaceous BOD removal (nitrification)
	Packed-bed reactors	Carbonaceous BOD removal (nitrification)
Combined suspended- and attached-growth processes	Activated biofilter process, trickling-filter solids-contact process, biofilter activated-sludge process, series trickling-filter activated-sludge process	Carbonaceous BOD removal (nitrification)

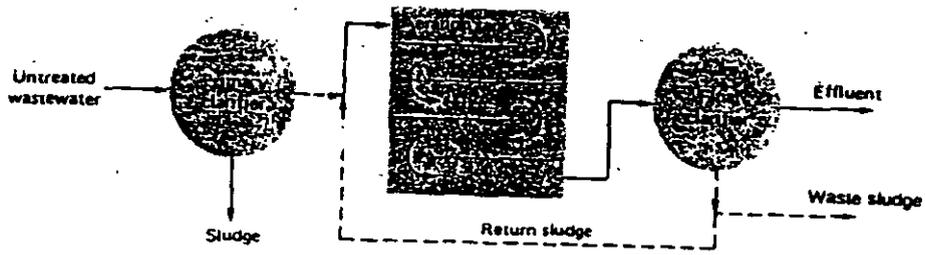


FIGURE 10-2
Typical schematic for a conventional plug-flow activated process.

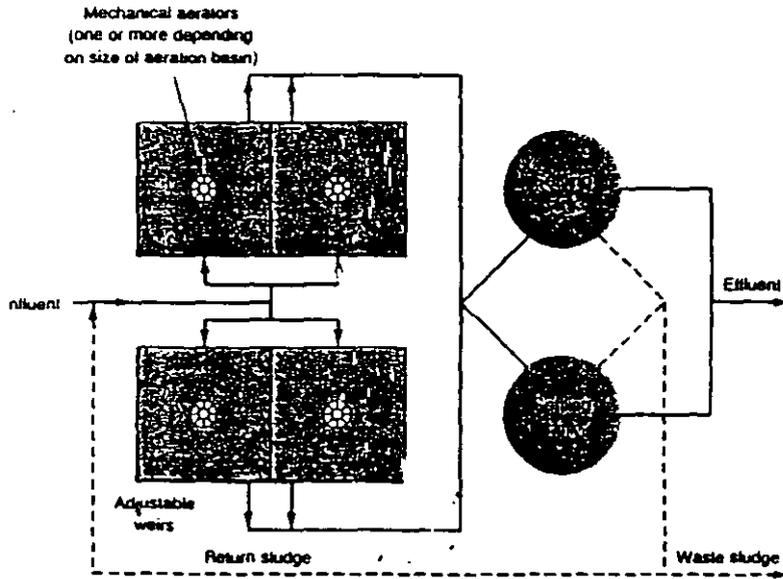


FIGURE 10-3
Complete-mix activated-sludge process (typical schematic for four-cell process).

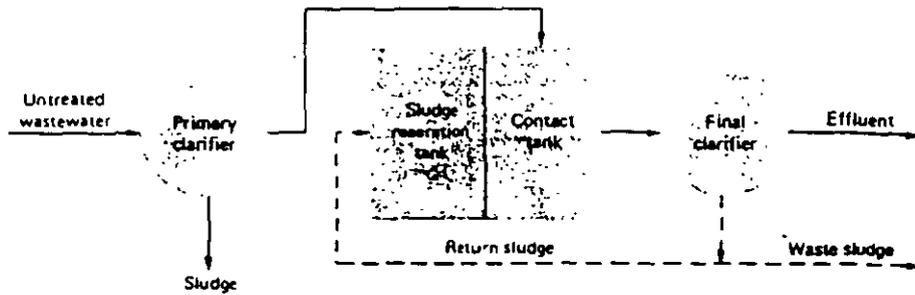


FIGURE 10-5
Flow diagram for contact stabilization activated-sludge process.

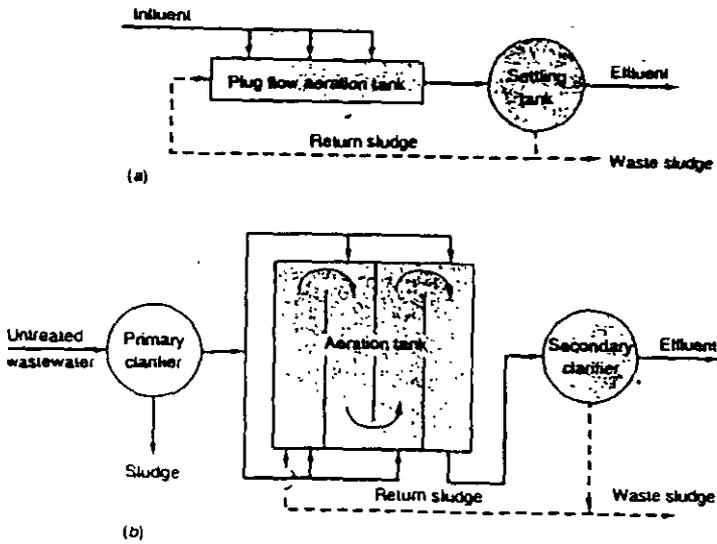


FIGURE 10-4
Flow diagram for step-lead aeration activated-sludge process: (a) simplified schematic and (b) typical physical configuration.

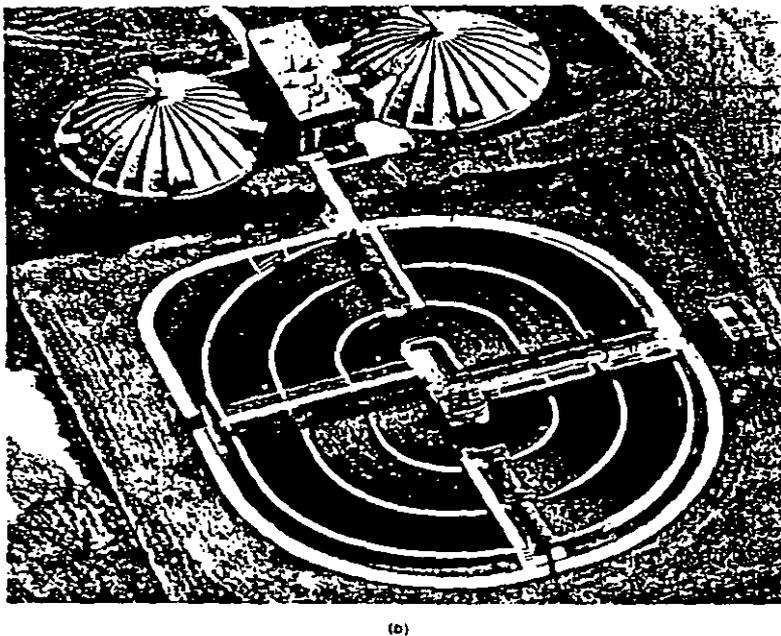
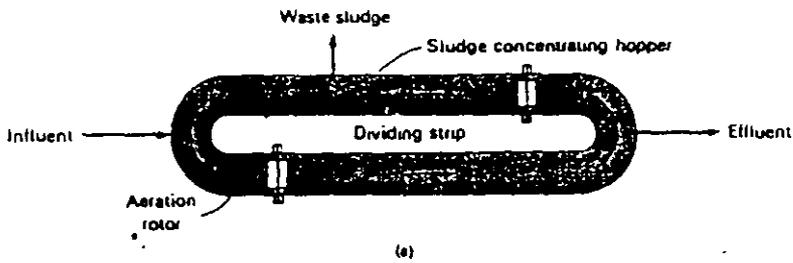


FIGURE 10-7
Oxidation ditch activated-sludge process (a) schematic of oxidation ditch process and (b) aerial view of oxidation ditch process (from Envirex Inc.).

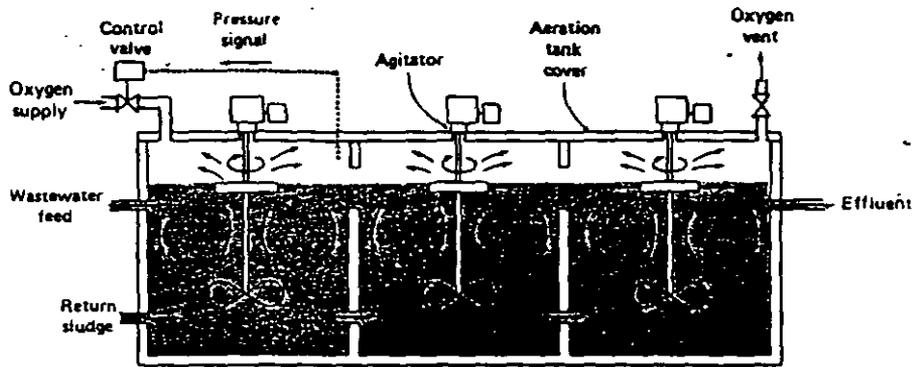


FIGURE 10-6 High-purity oxygen activated-sludge process: (a) schematic of three-stage configuration, (b) view of high-purity oxygen generation unit, and (c) typical mixer drive unit and oxygen injection point.

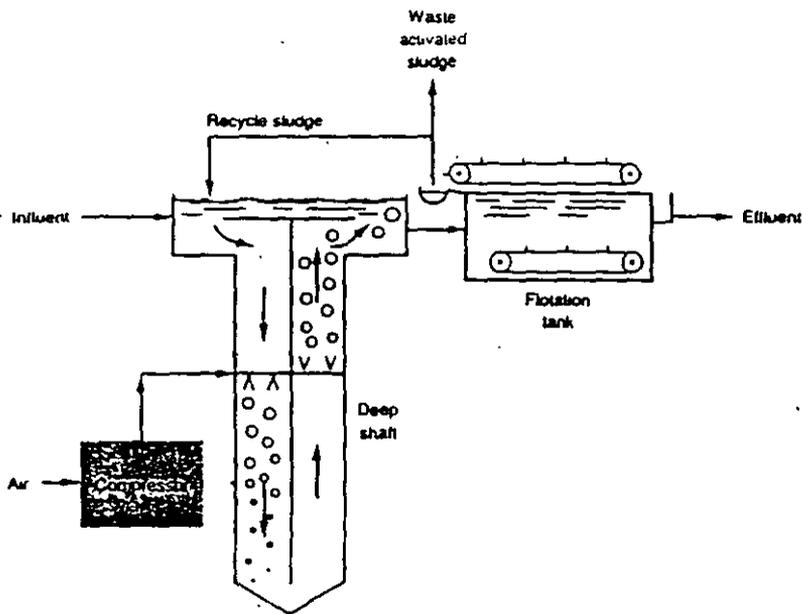


FIGURE 10-8 Schematic diagram of deep shaft activated-sludge reactor [64]

Rotating Biological Contactors

A rotating biological contactor consists of a series of closely spaced circular disks of polystyrene or polyvinyl chloride. The disks are submerged in wastewater and rotated slowly through it (see Fig. 8-27).

Process Description. In operation, biological growths become attached to the surfaces of the disks and eventually form a slime layer over the entire wetted surface area of the disks. The rotation of the disks alternately contacts the biomass with the organic material in the wastewater and then with the atmosphere for adsorption of oxygen. The disk rotation affects oxygen transfer and maintains the biomass in an aerobic condition. The rotation is also the mechanism for removing excess solids from the disks by shearing forces it creates and maintaining the sloughed solids in suspension so they can be carried from the unit to a clarifier. Rotating biological contactors can be used for secondary treatment, and they can also be operated in the seasonal and continuous-nitrification and denitrification modes.

Process Performance Analysis. Rotating biological contactors are usually designed on the basis of loading factors derived from pilot plant and full-scale installations, although their performance can be analyzed using an approach similar to that for trickling filters. Both hydraulic and organic loading-rate criteria are used in sizing units for secondary treatment. The loading rates for warm weather and year-round nitrification will be considerably lower than the corresponding rates for secondary treatment. Typical design values are presented in Chap. 10.

Properly designed, rotating biological contactors generally are quite reliable because of the large amount of biological mass present (low-operating F/M). This large biomass also permits them to withstand hydraulic and organic surges more effectively. The effect of staging in this plug-flow system eliminates short circuiting and dampens shock loadings.

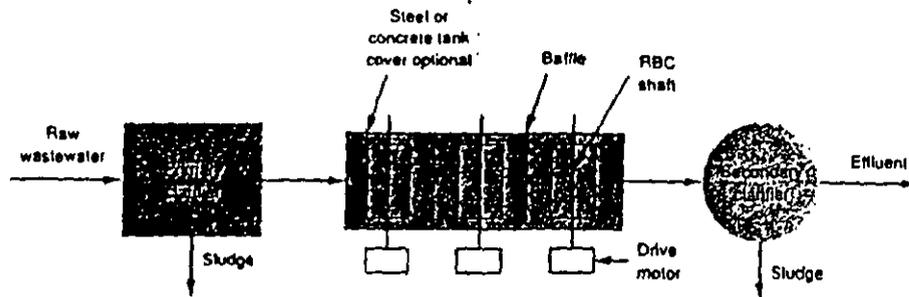


FIGURE 10-37
Typical RBC schematic for secondary treatment.

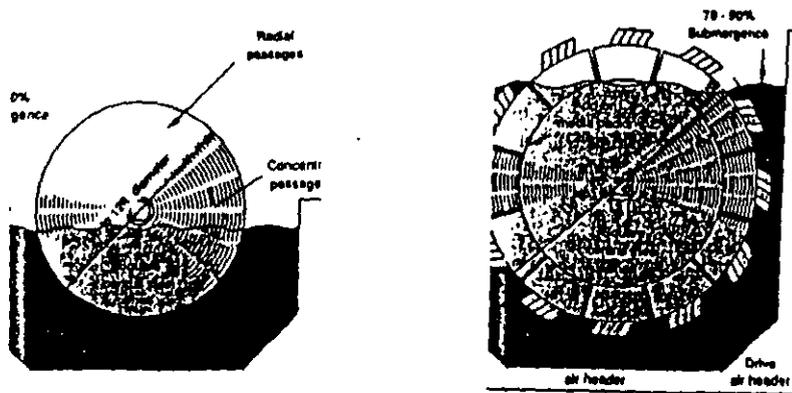


TABLE 10-17
Typical design information for rotating biological contractors

Item	Treatment level		
	Secondary	Combined nitrification	Separate nitrification
Hydraulic loading, gal/ft ² · d	2.0-4.0	0.75-2.0	1.0-2.5
Organic loading			
lb SBOD ₅ /10 ³ ft ² · d ^{a, b}	0.75-2.0	0.5-1.5	0.1-0.3
lb TBOD ₅ /10 ³ ft ² · d ^{a, c}	2.0-3.5	1.5-3.0	0.2-0.6
Maximum loading on first stage			
lb SBOD ₅ /10 ³ ft ² · d ^{a, b}	4-6	4-6	
lb TBOD ₅ /10 ³ ft ² · d ^{a, c}	8-12	8-12	
NH ₃ loading, lb/10 ³ ft ² · d		0.15-0.3	0.2-0.4
Hydraulic retention time, θ, h	0.7-1.5	1.5-4	1.2-2.9
Effluent BOD ₅ , mg/L	15-30	7-15	7-15
Effluent NH ₃ , mg/L		<2	1-2

^a Wastewater temperature above 55°F (13°C).

^b SBOD = Soluble BOD.

 TBOD = Total BOD.

Note: gal/ft² · d × 0.0407 = m³/m² · d

 lb/10³ ft² · d × 0.0046 = kg/m² · d

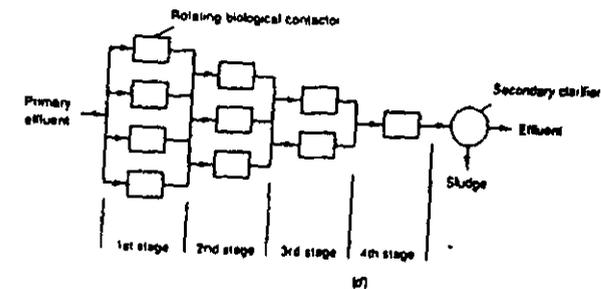
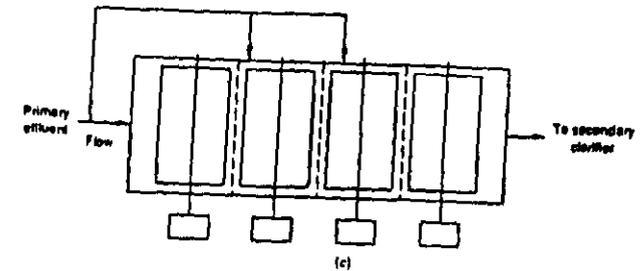
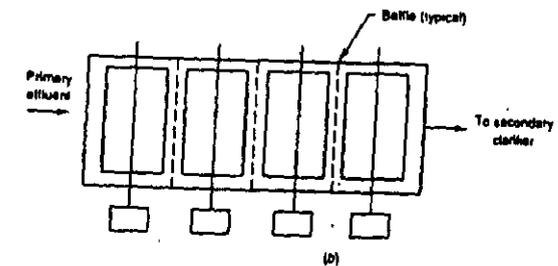
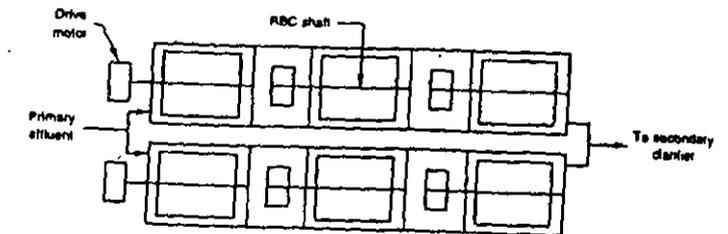


FIGURE 10-38
Typical rotating biological contractor arrangements: (a) flow parallel to shaft, (b) flow perpendicular to shaft, (c) step lead, and (d) tapered lead.

Sequencing Batch Reactor

A sequencing batch reactor (SBR) is a fill-and-draw activated-sludge treatment system. The unit processes involved in the SBR and conventional activated-sludge systems are identical. Aeration and sedimentation/clarification are carried out in both systems. However, there is one important difference. In conventional plants, the processes are carried out simultaneously in separate tanks, whereas in SBR operation the processes are carried out sequentially in the same tank.

TABLE 8-8
Description of the operational steps
for the sequencing batch reactor^a

Operational step	Description
Fill	The purpose of the fill operation is to add substrate (raw wastewater or primary effluent) to the reactor. The fill process typically allows the liquid level in the reactor to rise from 25 percent of capacity (at the end of idle) to 100 percent. If controlled by time, the fill process normally lasts approximately 25 percent of the full cycle time.
React	The purpose of react is to complete the reactions that were initiated during fill. Typically, react takes up 35 percent of the total cycle time.
Settle	The purpose of settle is to allow solids separation to occur, providing a clarified supernatant to be discharged as effluent. In an SBR, this process is normally much more efficient than in a continuous-flow system because in the settle mode the reactor contents are completely quiescent.
Draw ^b	The purpose of draw is to remove clarified treated water from the reactor. Many types of decant mechanisms are in current use, with the most popular being floating or adjustable weirs. The time dedicated to draw can range from 5 to 30 percent of the total cycle time (15 minutes to 2 hours), with 45 minutes being a typical draw period.
Idle ^b	The purpose of idle in a multitank system is to provide time for one reactor to complete its fill cycle before switching to another unit. Because idle is not a necessary phase, it is sometimes omitted.

^aAdapted from Ref. 37.

^bSludge wasting usually occurs during the settle or idle phases, but wasting can occur in the other phases depending on the mode of operation.

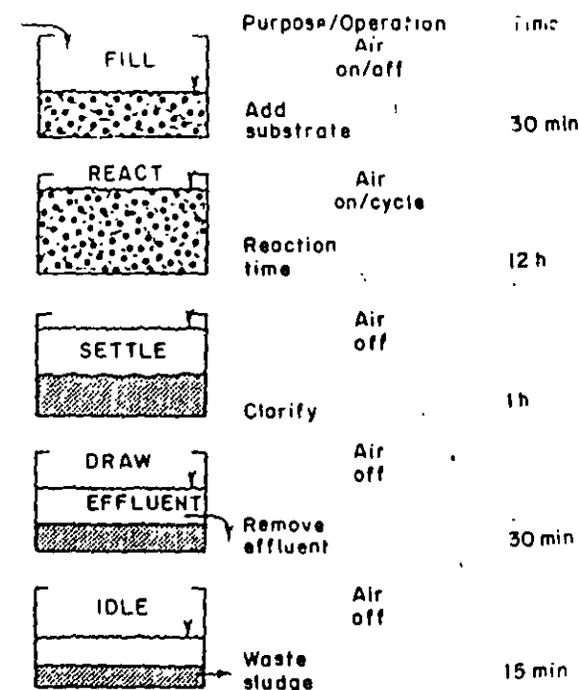


Figure 2.13 Cycle of alternating conditions imposed on the reactor of an SBR.

If it is assumed that the concentration of microorganisms in the influent can be neglected and that steady-state conditions prevail ($dX/dt = 0$), Eq. 8-22 can be simplified to yield

$$\frac{Q}{V_r} = \frac{1}{\theta} = \frac{\mu_m S}{K_s + S} - k_d \quad (8-23)$$

where θ = hydraulic detention time, V/Q .

In Eq. 8-23, the term $1/\theta$ corresponds to the net specific growth rate (see Eq. 8-12). The term $1/\theta$ also corresponds to $1/\theta_c$ where θ_c is the mean cell residence time. In the field of wastewater treatment, θ_c may be defined as the mass of organisms in the reactor divided by the mass of organisms removed from the system each day. (A second commonly used definition is given in Sec. 8-7.) For the reactor shown in Fig. 8-8, θ_c is given by the following expression.

$$\theta_c = \frac{V_r X}{QX} = \frac{V_r}{Q} \quad (8-24)$$

Performing a substrate balance corresponding to the microorganism mass balance given in Eq. 8-22 results in the following expression.

$$\frac{dS}{dt} V_r = QS_o - QS + V_r \left(\frac{kXS}{K_s + S} \right) \quad (8-25)$$

At steady state ($dS/dt = 0$), the resulting equation is

$$(S_o - S) - \theta \left(\frac{kXS}{K_s + S} \right) = 0 \quad (8-26)$$

where $\theta = V_r/Q$.

Effluent Microorganism and Substrate Concentrations. The effluent microorganism and substrate concentrations may be obtained as follows. If Eq. 8-23 is solved for the term $S/(K_s + S)$ and the resulting expression is substituted into Eq. 8-26 and simplified using Eq. 8-7, then effluent steady-state concentration is found to be given as

$$X = \frac{\mu_m(S_o - S)}{k(1 + k_d\theta)} = \frac{Y(S_o - S)}{(1 + k_d\theta)} \quad (8-27)$$

Similarly, the effluent substrate concentration is found to be equal to

$$S = \frac{K_s(1 + \theta k_d)}{\theta(Yk - k_d) - 1} \quad (8-28)$$

Application of Biological Treatment Processes

The principal applications of these processes, also identified in Table 8-6, are for (1) the removal of the carbonaceous organic matter in wastewater, usually measured as BOD, total organic carbon (TOC), or chemical oxygen demand (COD); (2) nitrification; (3) denitrification; (4) phosphorus removal; and (5) waste stabilization. In the remainder of this chapter, the emphasis will be on the removal of carbonaceous material, both aerobically and anaerobically. For clarity, biological nutrient removal and pond processes are considered in separate sections. Nitrification, denitrification, and phosphorus removal are considered in greater detail in Chap. 11. Sludge stabilization is discussed in Chap 12.

return of activated sludge from the final clarifier to the inlet of the aeration tank is

$$Q_r = Q \frac{X}{X_r - X} \quad (10-8)$$

Still another approach to return sludge control entails determining the sludge settling characteristics. Sludge settleability curves are developed from which return sludge rates are determined [61].

Sludge Wasting. The excess activated sludge produced each day must be wasted to maintain a given food-to-microorganism ratio or mean cell-residence time. The most common practice is to waste sludge from the return sludge line because it is more concentrated and requires smaller waste sludge pumps. The waste sludge is

TABLE 10-4
Operational characteristics of activated-sludge processes

Process modification	Flow model	Aeration system	BOD removal efficiency, %	Remarks
Conventional	Plug-flow	Diffused-air, mechanical aerators	85-95	Use for low-strength domestic wastes. Process is susceptible to shock loads.
Complete-mix	Continuous-flow stirred-tank reactor	Diffused-air, mechanical aerators	85-95	Use for general application. Process is resistant to shock loads, but is susceptible to filamentous growths.
Step-feed	Plug-flow	Diffused-air	85-95	Use for general application for a wide range of wastes
Modified aeration	Plug-flow	Diffused-air	60-75	Use for intermediate degree of treatment where cell tissue in the effluent is not objectionable.
Contact stabilization	Plug-flow	Diffused-air, mechanical aerators	80-90	Use for expansion of existing systems and package plant
Extended aeration	Plug-flow	Diffused-air, mechanical aerators	75-95	Use for small communities, package plants, and where nitrified effluent is required. Process is flexible.
High-rate aeration	Continuous-flow stirred-tank reactor	Mechanical aerators	75-90	Use for general applications with turbine aerators to transfer oxygen and control floc size.
Kraus process	Plug-flow	Diffused-air	85-95	Use for low-nitrogen, high-strength wastes.

TABLE 10-5
Design parameters for activated-sludge processes

Process modification	t, d	F/M, lb BOD ₅ applied/lb MLVSS · d	Volumetric loading, lb BOD ₅ /10 ³ ft ³ · d	MLSS, mg/L	V/Q, h	Q _r /Q
Conventional	5-15	0.2-0.4	20-40	1,500-3,000	4-8	0.25-0.75
Complete-mix	5-15	0.2-0.6	50-120	2,500-4,000	3-5	0.25-1.0
Step-feed	5-15	0.2-0.4	40-60	2,000-3,500	3-5	0.25-0.75
Modified aeration	0.2-0.5	1.5-5.0	75-150	200-1,000	1.5-3	0.05-0.25
Contact stabilization	5-15	0.2-0.6	60-75	(1,000-3,000) ^a (4,000-10,000) ^b	(0.5-1.0) ^a (3-6) ^b	0.5-1.50
Extended aeration	20-30	0.05-0.15	10-25	3,000-6,000	18-36	0.5-1.50
High-rate aeration	5-10	0.4-1.5	100-1,000	4,000-10,000	2-4	1.0-5.0
Kraus process	5-15	0.3-0.8	40-100	2,000-3,000	4-8	0.5-1.0
High-purity oxygen	3-10	0.25-1.0	100-200	2,000-5,000	1-3	0.25-0.5
Oxidation ditch	10-30	0.05-0.30	5-30	3,000-6,000	8-36	0.75-1.50
Sequencing batch reactor	N/A	0.05-0.30	5-15	1,500-5,000 ^d	12-50	N/A
Deep shaft reactor	NI	0.5-5.0	NI	NI	0.5-5	NI
Single-stage nitrification	8-20	0.10-0.25 (0.02-0.15) ^c	5-20	2,000-3,500	6-15	0.50-1.50
Separate stage nitrification	15-100	0.05-0.20 (0.04-0.15) ^c	3-9	2,000-3,500	3-6	0.50-2.00

^aContact unit

^bSolids stabilization unit

^cTKN/MLVSS.

^dMLSS varies depending on the portion of the operating cycle

Note: lb/10³ ft³ · d × 0.0160 = kg/m³ · d

lb/d · d = kg/kg · d

NI = not applicable

The mean hydraulic retention time for the reactor θ is defined as

$$\theta = \frac{V_r}{Q} \quad (8-33)$$

where V_r is the volume of the reactor.

For the system shown in Fig. 8-13a, the mean cell-residence time θ_c , defined as the mass of organisms in the reactor divided by the mass of organisms removed from the system each day, is given by the following expression.

$$\theta_c = \frac{V_r X}{Q_w X + Q_r X_e} \quad (8-34)$$

where Q_w = flowrate of liquid containing the biological cells to be removed (wasted) from the system (in this case from the reactor)

Q_r = flowrate of liquid from the separation unit

X_e = microorganism concentration in effluent from solids separation unit

A term closely related to the specific utilization rate U and commonly used in practice as a design and control parameter is known as the food-microorganism ratio (F/M), which is defined as follows:

$$F/M = \frac{S_o}{\theta X} \quad (8-48)$$

The terms U and F/M are related by the process efficiency as follows:

$$U = \frac{(F/M)E}{100} \quad (8-49)$$

where E is the process efficiency as defined by Eq. 8-49:

$$E = \frac{S_o - S}{S_o} \times 100 \quad (8-50)$$

where E = process efficiency, percent

S_o = influent substrate concentration

S = effluent substrate concentration

For the system shown in Fig. 8-13b, the mean cell residence time θ_c is given by the following expression.

$$\theta_c = \frac{V_r X}{Q_w' X_r + Q_e X_e} \quad (8-35)$$

where X_r = microorganism concentration in return sludge line

Q_w' = cell wastage rate from recycle line

$$N = N_0 \left(\frac{C_{s,20}}{C_L} \right) 1.024^{T-20} \alpha \quad (10-19)$$

where N = lb O₂/hp · h transferred under field conditions

N_0 = lb O₂/hp · h transferred in water at 20°C and zero dissolved oxygen

β = salinity-surface tension correction factor, usually 1

$C_{w,w}$ = oxygen saturation concentration for tap water at given temperature and altitude (see Appendix E and Fig. 10-17), mg/L

$C_{s,20}$ = oxygen saturation concentration in tap water 20°C, mg/L

C_L = operating oxygen concentration, mg/L

T = temperature, °C

α = oxygen-transfer correction factor for waste (see Table 10-10)

TABLE 10-9
Typical ranges of oxygen-transfer capabilities
for various types of mechanical aerators^a

Aerator type	Transfer rate, lb O ₂ /hp · h	
	Standard ^b	Field ^c
Surface low-speed	2.0–5.0	1.2–2.4
Surface low-speed with draft tube	2.0–4.6	1.2–2.1
Surface high-speed	2.0–3.6	1.2–2.0
Surface downdraft turbine	2.0–4.0	1.0–2.0 ^d
Submerged turbine with sparger	2.0–3.3	1.2–1.8 ^d
Submerged impeller	2.0–4.0	1.2–1.8
Surface brush and blade	1.5–3.6	0.8–1.8

^a Derived in part from Refs. 47, 48, and 63.

^b Standard conditions: tap water 20°C; at 14.7 lb/in² and initial dissolved oxygen = 0 mg/L.

^c Field conditions: wastewater, 15°C; altitude 500ft, $\alpha = 0.85$, $\beta = 0.9$ operating dissolved oxygen = 2 mg/L.

^d Recent research suggests that α values may be lower than 0.85

Note. lb/hp · h × 0.6083 = kg/kW · h
lb/in² × 6.8948 = kN/m²
1.8(°C) + 32 = °F

TABLE 10-10
Typical values of alpha factor for low-speed surface
aerators and selected wastewater types^a

Wastewater type	BOD ₅ , mg/L		α factor ^b	
	Influent	Effluent	Influent	Effluent
Municipal wastewater	180	3	0.82	0.98
Pulp and paper	187	50	0.68	0.77
Kraft paper	150–300	37–48	0.48–0.68	0.7–1.1
Bleached paper	250	30	0.83–1.98	0.86–1.0
Pharmaceutical plant	4,500	380	1.65–2.15	0.75–0.83
Synthetic fiber plant	5,400	585	1.88–3.25	1.04–2.65

^a Ref. 63

^b Recent research suggests that α values may be lower and more variable than values listed in table

TABLE 10-11
Typical aeration tank
dimensions for mechanical
surface aerators

Aerator size, hp	Tank dimensions, ft	
	Depth	Width
10	10–12	30–40
20	12–14	35–50
30	13–15	40–60
40	12–17	45–65
50	15–18	45–75
75	15–20	50–85
100	15–20	60–90

Note: hp × 0.7457 = kW
ft × 0.3048 = m

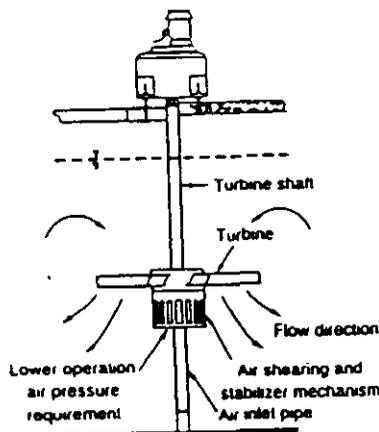


FIGURE 10-15
Typical submerged mechanical aerator.

TABLE 10-7
Typical information on the clean water oxygen-transfer efficiency of various diffuser systems^a

Diffuser type and placement	Air flowrate, ft ³ /min · diffuser	SOTE (%) at 15 ft submergence ^b
Ceramic discs—grid	0.4–3.4	25–40
Ceramic domes—grid	0.5–2.5	27–39
Ceramic plates—grid	2.0–5.0 ^c	26–33
Rigid porous plastic tubes		
Grid	2.4–4.0	28–32
Dual spiral roll	3.0–11.0	17–28
Single spiral roll	2.0–12.0	13–25
Nonrigid porous plastic tubes		
Grid	1.0–7.0	26–36
Single spiral roll	2.0–7.0	19–37
Perforated membrane tubes		
Grid	1.0–4.0	22–29
Quarter points	2.0–6.0	19–24
Single spiral roll	2.0–6.0	15–19
Jet aeration		
Side header	54.0–300	15–24
Nonporous diffusers		
Dual spiral roll	3.3–10.0	12–13
Mid-width	4.2–45.0	10–13
Single spiral roll	10.0–35.0	9–12

^a Adapted from Flets 57 and 63.

^b SOTE = standard oxygen-transfer efficiency. Standard conditions: tap water, 68°F, at 14.7 lb/in² and initial dissolved oxygen = 0 mg/L.

^c Units are ft³/m² of diffuser · min

Note: lb/in² × 6.8948 = kN/m²

ft³/min × 0.0283 = m³/min

ft × 0.3048 = m

°F (– 32) = °C

TABLE 10-8
Typical air velocities in header pipes

Pipe diameter, in	Velocity, ft/min ^a
1–3	1,200–1,800
4–10	1,800–3,000
12–24	2,700–4,000
30–60	3,800–6,500

^a At standard conditions.

Note: 25.4 = mm
 3048 = m/min

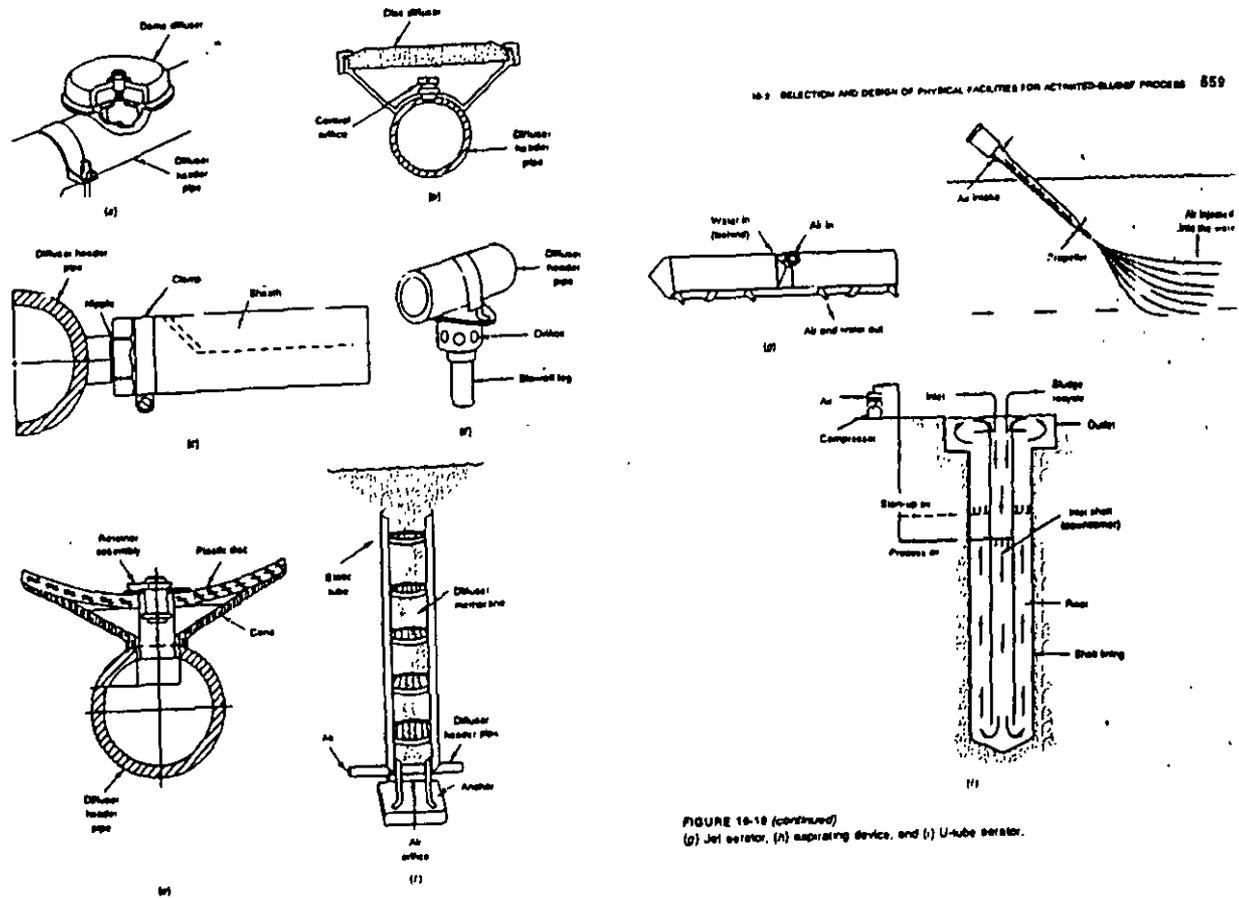


FIGURE 10-10
 Typical diffused-air aeration devices. (a) dome diffuser, (b) disc diffuser, (c) tubular diffuser, (d) square or valved orifice diffuser, and (e) static tube aerator. (f) jet aerator, (g) aspirating device, and (h) U-tube aerator.

8-8 AEROBIC ATTACHED-GROWTH TREATMENT PROCESSES

Aerobic attached-growth biological treatment processes are usually used to remove organic matter found in wastewater. They are also used to achieve nitrification (the conversion of ammonia to nitrate). The attached-growth processes include the trickling filter, the roughing filter, rotating biological contactor, and fixed-film nitrification reactor. Because the trickling-filter process is used most commonly, it will be considered in greater detail than the other processes. Fixed-film nitrification is considered in Sec. 8-11 in which biological nutrient removal is considered.

Trickling Filter

The first trickling filter was placed in operation in England in 1893. The concept of a trickling filter grew from the use of contact filters, which were watertight basins filled with broken stones. In operation, the contact bed was filled with wastewater from the top, and the wastewater was allowed to contact the media for a short time. The bed was then drained and allowed to rest before the cycle was repeated. A typical cycle required 12 hours (6 hours for operation and 6 hours of resting). The limitations of the contact filter included a relatively high incidence of clogging, the long rest period required, and the relatively low loading that could be used.

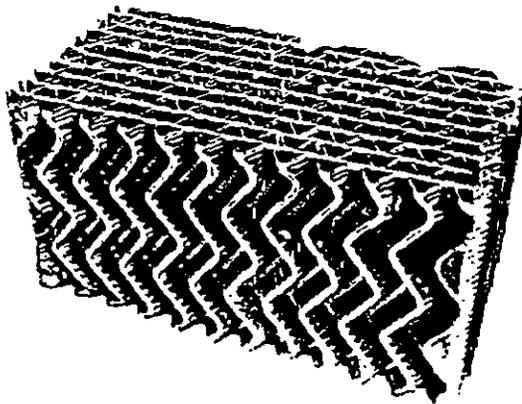


FIGURE 8-23
Typical vertical-flow plastic module
used in tower trickling filters.

Equation 8-67 can now be integrated between the limits of S_e and S_i and 0 and D to yield

$$\frac{S_e}{S_i} = \exp \left[- (f h k_o) \frac{wD}{Q} \right] \quad (8-68)$$

where S_e = effluent concentration, mg/L

S_i = influent concentration resulting after the untreated incoming wastewater is mixed with recycled effluent, mg/L

TABLE 10-13
Typical design information for trickling filters^a

Item	Low-rate	Intermediate rate	High-rate	Super high-rate	Roughing	Two-stage
Filter medium ^b	Rock, slag	Rock, slag	Rock	Plastic	Plastic, redwood	Rock, plastic
Hydraulic loading, gal/ft ² · min	0.02–0.06	0.06–0.16	0.16–0.64	0.2–1.20	0.8–3.2	0.16–0.64
Mgal/acre · d	1–4	4–10	10–40	15–90	50–200 ^c	10–40 ^c
BOD ₅ loading, lb/10 ³ ft ³ · d	5–25	15–30	30–60	30–100	100–500	60–120
Depth, ft	6–8	6–8	3–6	10–40	15–40	6–8
Recirculation ratio	0	0–1	1–2	1–2	1–4	0.5–2
Filter flies	Many	Some	Few	Few or none	Few or none	Few or none
Sloughing	Intermittent	Intermittent	Continuous	Continuous	Continuous	Continuous
BOD ₅ removal efficiency, %	80–90	50–70	65–85	65–80	40–65	85–95
Effluent	Well-nitrified	Partially nitrified	Little nitrification	Little nitrification	No nitrification	Well-nitrified

^a Adapted in part from Refs. 36 and 62.

^b See Table 10-15 for physical characteristics of various filter mediums.

^c Does not include recirculation

Note: ft × 0.3048 = m
gal/ft² · min × 58.6740 = m³/m² · d
Mgal/acre · d × 0.9354 = m³/m² · d
lb/10³ft³ · d × 0.0160 = kg/m³ · d

TABLE 10-15
Physical properties of trickling-filter media^a

Medium	Nominal size, in	Mass/unit volume, lb/ft ³	Specific surface area, ft ² /ft ³	Vol. spac. %
River rock				
Small	1–2.5	78–90	17–21	40–50
Large	4–5	50–62	12–5	50–60
Blast furnace slag				
Small	2–3	56–75	17–21	40–50
Large	3–5	50–62	14–18	50–60
Plastic				
Conventional	24 × 24 × 48 ^b	2–6	24–30	94–98
High-specific surface	24 × 24 × 48 ^b	2–6	30–60	94–98
Redwood	48 × 48 × 20 ^b	9–11	12–15	70–80
Random pack ^c	1–3.5	3–6	38–85	90–98

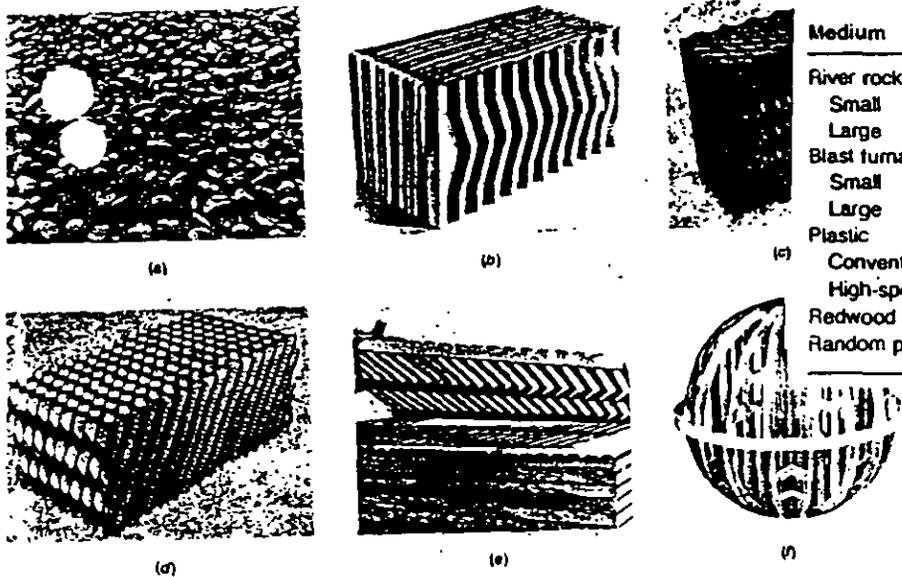


FIGURE 10-33
Typical packing media for trickling filters: (a) rock, (b) and (c) plastic-vertical flow, (d) plastic-cross flow, (e) redwood horizontal, and (f) random pack. (Figs (c) and (d), from American Surfpac Corp., (e) from Neptune Microloc, and (f) from Jaeger Products, Inc.)

TABLE 10-16
Typical treatability constants for 20-foot tower trickling filter packed with plastic media^a

Type of wastewater	Treatability constant, k, gal/min ^{0.5} ft
Domestic	0.065–0.10
Domestic and food waste	0.060–0.08
Fruit-canning wastes	0.020–0.06
Meat packing	0.030–0.05
Paper mill wastes	0.020–0.04
Potato processing	0.035–0.05
Refinery	0.020–0.07

^a Data are for 20°C.

and irregularly shaped, because of the irregular nature of the rock, river stone, and slag used in rock filters, it has been difficult to develop meaningful theoretical relationships that can be used to predict the performance of rock filters. The NR equations for trickling-filter performance are empirical expressions developed from an extensive study of the operating records of trickling-filter plants serving World War II military installations [27]. The formulas are primarily applicable to single-stage and multistage rock systems, with varying recirculation rates (see Fig. 8-26). For a single-stage or first-stage rock filter, the equation is

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.0561 \sqrt{\frac{W}{VF}}} \quad (8-6)$$

where E_1 = efficiency of BOD removal for process at 20°C, including recirculation and sedimentation, percent

W = BOD loading to filter, lb/day

V = volume of filter media, 10^3 ft³

F = recirculation factor

The recirculation factor is calculated using Eq. 8-70

$$F = \frac{1 + R}{(1 + R/10)^2} \quad (8-7)$$

410 BIOLOGICAL UNIT PROCESSES

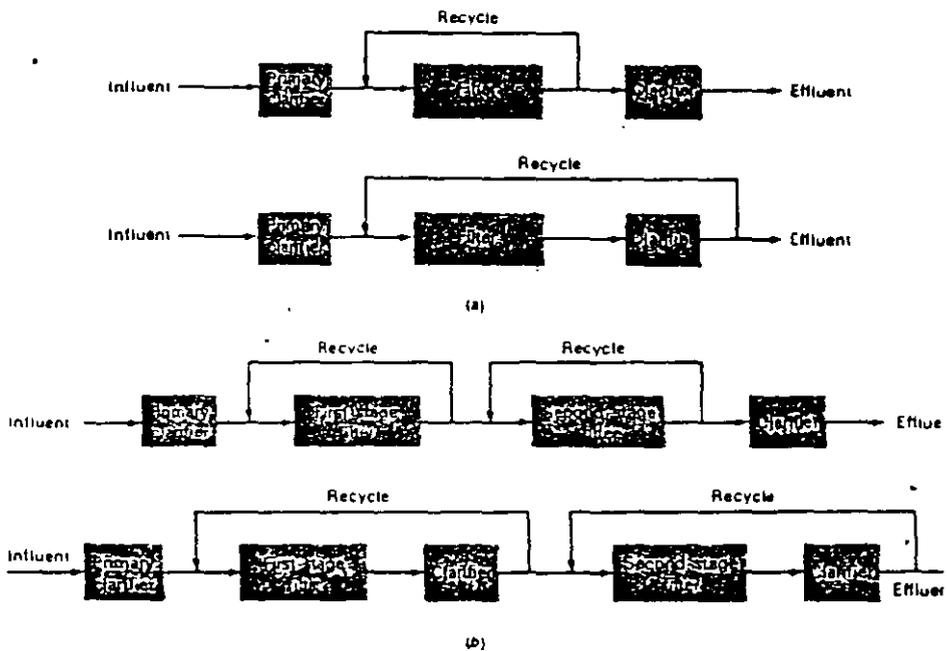


FIGURE 8-26 Typical trickling-filter flow diagrams with various recirculation patterns. (a) single-stage filters and (b) two-stage filters (see also Fig. 10-31)

where R = recirculation ratio Q_r/Q

Q_r = recirculation flow

Q = wastewater flow

the recirculation factor represents the average number of passes organic matter through the filter. The term $R/10$ takes into account the observation that the removability of organics appears to decrease as the number of passes increases [27]. Typical recycle ratios for various types of filters are reported in Table 10-13. For the second-stage filter (see Fig. 8-26), the equation is

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.0561}{1 - E_1} \sqrt{\frac{W'}{VF}}} \quad (8-71)$$

where E_2 = efficiency of BOD removal for second-stage filter at 20°C, including recirculation and settling, percent

E_1 = fraction of BOD removal in first-stage filter

W' = BOD loading applied to second-stage filter, lb/day

The efficiency of

Formulations for plastic media. Because of the predictable properties of the plastic media, a number of more-or-less empirical relationships have been developed to predict the performance of trickling filters packed with plastic media. Two of the expressions used most commonly to describe the observed performance of plastic-

The general form of the equation proposed by Germain [11] and Schultz [32] is as follows:

$$\frac{S_e}{S_i} = \exp[-k_{20} D (Q_v)^{-n}] \quad (8-73)$$

where S_e = Total BOD₅ of settled effluent from filter, mg/L

S_i = Total BOD₅ of wastewater applied to the filter, mg/L

k_{20} = treatability constant corresponding to a filter of depth D at 20°C, (gal/min) ^{n} ft

D = depth of filter, ft

Q_v = volumetric flowrate applied per unit volume of filter, gal/ft³ · min

$Q_v = (Q/A)$

Q = flowrate applied to filter without recirculation, gal/min

A = cross-sectional area of filter, ft²

n = experimental constant, usually 0.5

The treatability constant, k_{20} , in Eq. 8-73 takes into account the rate constant K_T and the specific surface area, A_s , of the filter medium as given in Eq. 8-72. The effect of wastewater temperature on the process efficiency is accounted for by adjusting the k_{20} using a θ value of 1.035. The range of θ values found in the field is reported in Table 8-5.

Based on the analysis of data from a variety of operating filters, Albertson [1] has found that the treatability constant must be corrected for depth when a k_{20} value determined at one depth is to be applied to the design of a filter at another depth. The relationship proposed by Albertson [1] is as follows:

$$k_2 = k_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^x \quad (8-74)$$

where k_2 = treatability constant corresponding to a filter of depth D_2

k_1 = treatability constant corresponding to a filter of depth D_1

D_1 = depth of filter one, ft

D_2 = depth of filter two, ft

$x = 0.5$ for vertical and rock media filters

0.3 for cross flow plastic medium filters

ACTIVATED SLUDGE

TABLE 14-III. Threshold Concentrations of Pollutants Inhibitory to the Activated Sludge Process

Pollutant	Concentration (mg/l)	
	Carbonaceous Removal	Nitrification
Aluminum	15 to 26	
Ammonia	480	
Arsenic	0.1	
Borate (Boron)	0.05 to 100	
Cadmium	10 to 100	
Calcium	2 500	
Chromium (hexavalent)	1 to 10	0.25
Chromium (trivalent)	50	
Copper	1 0	0.005 to 0.5
Cyanide	0.1 to 5	0.34
Iron	1 000	
Lead	0.1	0.5
Manganese	10	
Magnesium		50
Mercury	0.1 to 5.0	
Nickel	1.0 to 2.5	0.25
Silver	5	
Sulfate		500
Zinc	0.08 to 10	0.08 to 0.5
Phenols:		
Phenol	200	4 to 10
Cresol		4 to 16
2-4 Dinitrophenol		150

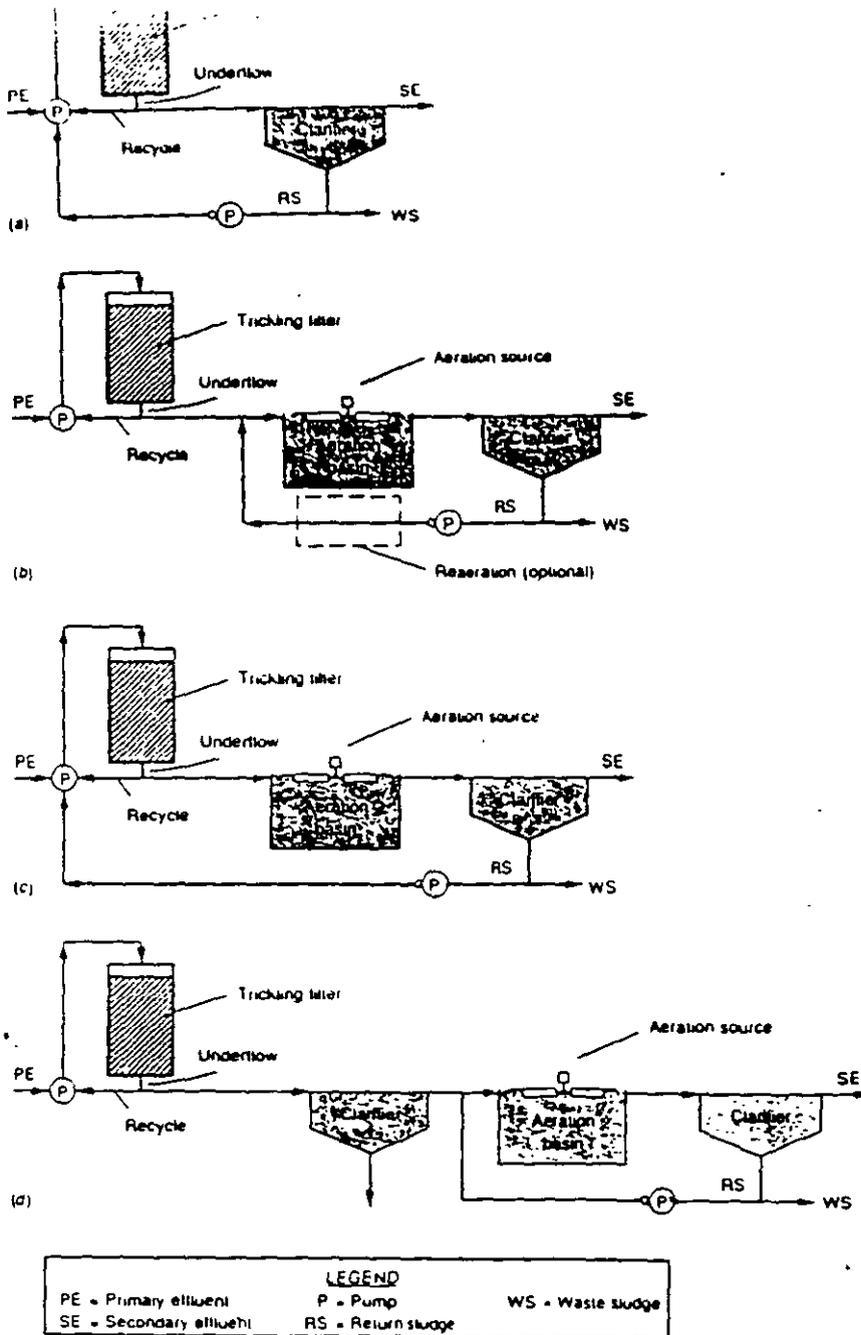


FIGURE 10-41

Typical combined aerobic treatment system flow diagrams (a) activated biofilter, (b) trickling filter solids contact and roughing filter/activated sludge, (c) biofilter/activated sludge, and (d) series trickling filter/activated sludge.

TABLE 10-18

Typical design information for combined aerobic treatment processes^a

Process combination	Trickling-filter loading	Aeration basin		
		t_c , d	F/M, lb BOD ₅ applied/lb MLVSS · d	MLSS, mg/L
Activated biofilter	Low ^b	N/A	N/A	1,500–4,000
Trickling-filter/solids contact	Low	0.5–2.0	N/A	1,000–3,000
Roughing filter/activated-sludge	High ^c	2–5	0.5–1.2	1,500–3,000
Biofilter/activated-sludge	High	2–5	0.5–1.2	1,500–4,000
Trickling-filter/activated-sludge	High	4–8	0.2–0.5	1,500–4,000

^a Adapted from Ref. 62

^b Typically less than 40 lb BOD₅/10³ ft³ · d

^c Typically greater than 100 lb BOD₅/10³ ft³ · d

Note lb/10³ ft³ · d × 0.0160 = kg BOD₅/m³ · d

N/A = Not applicable

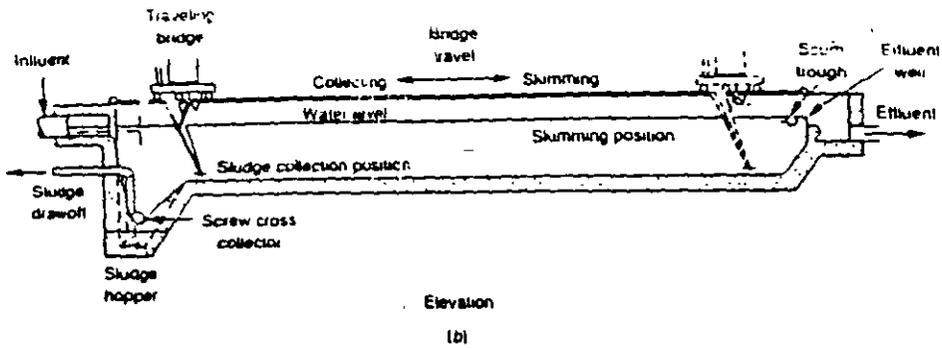


FIGURE 10-23
Typical rectangular secondary settling tanks: (a) chain-and-flight collector and (b) traveling-bridge collector.

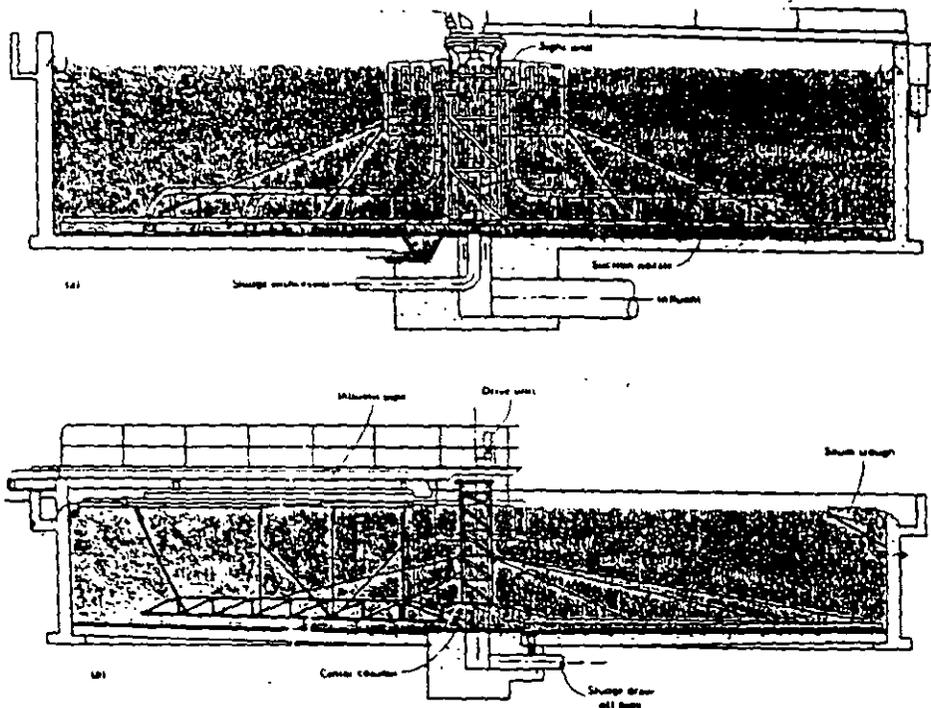


FIGURE 10-22
Typical circular secondary settling tanks (designed for rapid sludge removal) (a) sludge removed through suction pipes (from Walker Process Equipment Division, Chicago Bridge & Iron Company) and (b) sludge removed through manifold (from Envirex).

TABLE 10-12
Typical design information for secondary clarifiers^a

Type of treatment	Overflow rate, gal/ft ² · d		Solids loading, lb/ft ² · h		Depth ft
	Average	Peak	Average	Peak	
Settling following air activated-sludge (excluding extended aeration)	400-800	1,000-1,200	0.8-1.2	2.0	12-2
Settling following oxygen activated-sludge	400-800	1,000-1,200	1.0-1.4	2.0	12-2
Settling following extended aeration	200-400	600-800	0.2-1.0	1.4	12-2
Settling following trickling filtration	400-600	1,000-1,200	0.6-1.0	1.6	10-1
Settling following rotating biological contractors:					
Secondary effluent	400-800	1,000-1,200	0.8-1.2	2.0	10-1
Nitrified effluent	400-600	800-1,000	0.6-1.0	1.6	10-1

Tabla 6.4
Eficiencias de Procesos de Tratamiento

Proceso	Eficiencias de Remoción (%)								
	DBO	DQO	SSed	SST	N Total	N-NH3	N-NH4	P Total	Col. Fec.
nogenización	10								
Alimentación primaria	25-35		50-85						
Filtración rápida	95-99			95-99	25-90			0-90	99.99
Filtración lenta	90-99			90-99	50-95			80-99	>99.99
Exposición sobre el suelo	80-95			80-95	75-90			30-60	90-99.9
tanques activados	85-95					10 a 20			
tanques biológicos	80-90			80-90			95	10 a 30	
tanques activados alta tasa	50-70					5 a 10			
Reacción extendida	85-95					50-90			
Lagunas aereadas	80-90	70-90		70-90					
Lagunas facultativas	80-95								
Lagunas anaeróbicas	80-95								
Zanjas de oxidación	92-94		93-94						
Filtros biológicos	80-85								
Carbón activado granular	40-50	50			50				

10-4 AERATED LAGOONS

An aerated lagoon is a basin in which wastewater is treated either on a flow-through basis or with solids recycle. The essential function of this treatment process is waste conversion. Oxygen is usually supplied by means of surface aerators or diffused air units. As with other suspended-growth systems, the turbulence created by the aeration devices is used to maintain the contents of the basin in suspension.

Depending on the detention time, the effluent from an aerated lagoon contains about one-third to one-half the value of the incoming BOD in the form of cell tissue. Most of these solids must be removed by settling prior to discharge (a settling tank or basin is a normal component of most lagoon systems). If the solids are returned to the lagoon, there is no difference between this process and a modified activated-sludge process. A typical aerated lagoon is shown in Fig. 10-30.

Process Design Considerations

Factors that must be considered in the process design of aerated lagoons include (1) BOD removal, (2) effluent characteristics, (3) oxygen requirements, (4) temperature effects, (5) energy requirement for mixing, and (6) solids separation. The first four factors are considered in the following discussion, and their application is illustrated in Example 10-4. The energy required for mixing was discussed previously (see "Mechanical Aerators"). Solids separation is discussed at the end of this section.

in Chap. 8. The mean cell-residence time should be selected to ensure (1) that the suspended microorganisms will bioflocculate for easy removal by sedimentation and (2) that an adequate safety factor is provided when compared to the mean cell-residence time of washout. Typical design values of θ_c for aerated lagoons used for treating domestic wastes vary from about 3 to 6 d. Once the value of θ_c has been selected, the soluble substrate concentration of the effluent can be estimated, and the removal efficiency can then be computed using the equations given in Chap. 8.

An alternative approach is to assume that the observed BOD₅ removal (either overall, including soluble and suspended-solids contribution, or soluble only) can be described in terms of a first-order removal function. The BOD₅ removal is measured between the influent and lagoon outlet (not the outlet of the sedimentation facilities following the lagoon). The pertinent equation for a single aerated lagoon (see Appendix G for derivation) is

$$\frac{S}{S_0} = \frac{1}{1 + k(V/Q)} \quad (10-20)$$

where S = effluent BOD₅ concentration, mg/L
 S_0 = influent BOD₅ concentration, mg/L
 k = overall first-order BOD₅ removal-rate constant, d⁻¹
 V = volume, Mgal (m³)
 Q = flowrate, Mgal/d (m³/d)

Reported overall k values vary from 0.25 to 1.0. Removal rates for soluble BOD₅ would be higher. Application of this equation is illustrated in Example 10-5 presented later in this section

Aerated Lagoon Process Design

The design of an aerated lagoon is illustrated in Example 10-5.

Comment. For installations designed to treat domestic wastewater, the energy requirement for mixing is usually the controlling factor in sizing the aerators. The energy needed to meet the oxygen required is often the controlling factor in sizing the aerators where industrial wastes are to be treated. It should be noted that in some cases when the power requirements for mixing are significantly greater than the power required for oxygen transfer, aerated lagoons have not been operated in the complete-mix mode.

Solids Separation

If the effluent from aerated lagoons must meet the minimum standards for secondary treatment as defined by the U.S. Environmental Protection Agency (see Table 4-1), it will be necessary to provide some type of settling facility. Usually, sedimentation is accomplished in a large, shallow earthen basin used expressly for the purpose or in more conventional settling facilities. Where large earthen basins are used, the following requirements must be considered carefully: (1) the detention time must be adequate to achieve the desired degree of suspended-solids removal; (2) sufficient volume must be provided for sludge storage; (3) algal growth must be minimized; (4) odors that may develop as a result of the anaerobic decomposition of the accumulated sludge must be controlled, and (5) the need for a lining must be assessed. In some cases, because of local conditions, these requirements may be in conflict with each other.

In most cases, a minimum detention time of 6 to 12 h is required to achieve solids separation [1]. If a 6 to 12 h detention time is used, adequate provision must be made for sludge storage so that the accumulated solids will not reduce the actual liquid detention time. Further, if all the solids become deposited in localized patterns, it may be necessary to increase the detention time to counteract the effects of poor hydraulic distribution. Under anaerobic conditions, about 40 to 60 percent of the deposited volatile suspended solids will be degraded each year. Assuming that first-order removal kinetics apply, the following expression can be used to estimate the decay of volatile suspended solids [1].

$$W_t = W_0 e^{-k_d t} \quad (10-23)$$

where W_t = mass of volatile suspended solids that have not degraded after time t ,
lb (kg)
 W_0 = mass of solids deposited initially, lb (kg)
 k_d = decay coefficient, d^{-1} or yr^{-1}
 t = time, d or yr

Two problems that are often encountered with the use of settling basins are the growth of algae and the production of odors. Algal growths can usually be controlled by limiting the hydraulic detention time to 2 d or less. If longer detention times must be used, the algal content may be reduced by using either a rock filter (see Sec. 10-8) or a microstrainer. Odors arising from anaerobic decomposition can generally be controlled by maintaining a minimum water depth of 3 ft (1 m). In extremely warm areas, depths up to 6 ft (1.8 m) have been needed to eliminate odors, especially those of hydrogen sulfide.

If space for large settling basins is unavailable, conventional settling facilities can be used. To reduce the construction costs associated with conventional concrete and steel settling tanks, lined earthen basins can be used. The design of a large earthen sedimentation basin for an aerated lagoon is illustrated in Example 10-6.

Oxygen Requirement. The oxygen requirement is computed as previously outlined in Sec. 10-1, which deals with the activated-sludge process design. Based on operating results obtained from a number of industrial and domestic installations, the amount of oxygen required has been found to vary from 0.7 to 1.4 times the amount of BOD₅ removed.

Temperature. Because aerated lagoons are installed and operated in locations with widely varying climatic conditions, the effects of temperature change must be considered in their design. The two most important effects of temperature are (1) reduced biological activity and treatment efficiency and (2) the formation of ice.

The effect of temperature on biological activity is described in Chap. 8. From a consideration of the influent wastewater temperature, air temperature, surface area of the pond, and wastewater flowrate, the resulting temperature in the aerated lagoon can be estimated using the following equation developed by Mancini and Barnhart (24).

$$(T_i - T_w) = \frac{(T_w - T_a)fA}{Q} \quad (10-21)$$

where T_i = influent waste temperature, °F (°C)
 T_w = lagoon water temperature, °F (°C)
 T_a = ambient air temperature, °F (°C)
 f = proportionality factor
 A = surface area, ft² (m²)
 Q = wastewater flowrate, Mgal/d (m³/d)

The proportionality factor incorporates the appropriate heat transfer coefficients and includes the effect of surface area increase due to aeration, wind, and humidity. A typical value for the eastern United States is 12×10^{-6} in U.S. customary units (0.5 in SI units). To compute the lagoon temperature, Eq. 10-21 is rewritten as

$$T_w = \frac{AfT_a - QT_i}{Af - Q} \quad (10-22)$$

Alternatively, if climatological data are available, the average temperature of the lagoon may be determined from a heat budget analysis by assuming that the lagoon is mixed completely.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

Curso: Tratamiento de Aguas Municipales, Industriales y Reuso

Costos de Plantas de Tratamiento

Impartido por: Dr. Enrique Godínez Arredondo

Fecha: Junio 7 del 2001

CONTENIDO

COSTOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

1. Niveles de Desarrollo de Proyectos de Plantas de Tratamiento

- 1.1. Ingeniería básica
- 1.2. Proyecto ejecutivo
- 1.3. Proyectos llave en mano
- 1.4. Proyectos con inversión privada

2. Definición de Conceptos de Costos

- 2.1. Inversión
- 2.2. Amortización del capital
- 2.3. Costos fijos de operación y mantenimiento
- 2.4. Costos variables de operación
- 2.5. Costo unitarios

3. Evaluación de Costos

- 3.1. Evaluación técnica
- 3.2. Evaluación económica
 - 3.2.1. Ada/Plantas
 - 3.2.2. Capdet
- 3.3. Costos índice
- 3.4. Ecuación paramétrica de costos

4. Resultados de Costos de Tratamiento en México

- 4.1. Proyecto Puebla, Pue
- 4.2. Proyecto Culiacán, Sin
- 4.3. Proyecto Renacimiento, Acapulco, Gro.
- 4.4. Proyecto Morelia, Mich.

CAPITULO 3

NIVELES DE DESARROLLO DE PROYECTOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

Los proyectos de las plantas de tratamiento de aguas residuales, se desarrollan en distintos niveles con objeto de lograr los alcances que se requieren para su licitación:

Ingeniería básica, Proyecto ejecutivo, Proyectos llave en mano y Proyectos con inversión privada.

3.1. Ingeniería Básica

La ingeniería básica tiene como objetivo, el obtener la información del sistema de tratamiento viable de implementarse, a fin de tramitar los apoyos económicos ante las instituciones crediticias y licitar la ejecución del proyecto ejecutivo ó bien licitar las obras de tratamiento bajo los alcances de: llave en mano ó inversión privada.

El alcance de esta ingeniería corresponde a:

- . Recopilar y evaluar la información
- . Realizar los trabajos de campo y laboratorio-topografía, geotécnia , caracterización de las aguas residuales y pruebas de tratabilidad.
- . Analizar las alternativas y seleccionar la viable técnica y económicamente factible.
- . Establecer las bases de diseño
- . Elaborar el proyecto dimensional, de conjunto e hidráulico.
- . Elaborar el antepresupuesto de las obras civiles e instalaciones mecánicas, eléctricas e instrumentación y control.

3.2. Proyecto Ejecutivo

La ingeniería a nivel de proyecto ejecutivo tiene como objetivo, el obtener el proyecto integral del sistema de tratamiento , a fin de convocar a concurso la construcción de las obras, y una vez puesto en marcha el sistema, operar la planta de tratamiento por el Contratante. Adicionalmente, permite tramitar los apoyos económicos ante las instituciones crediticias y licitar las obras de tratamiento bajo el esquema de inversión privada recuperable.

Las actividades que incluye el proyecto ejecutivo, se realizan a partir del nivel alcanzado en la ingeniería básica, procediendo a:

- . Elaborar los proyectos ejecutivos, además de la planta de tratamiento; generalmente los correspondientes a: colectores de intercepción de las descargas y emisor de aguas crudas; estación de bombeo de aguas crudas, estación de bombeo de aguas tratadas ó emisor hasta su estructura de incorporación en un cuerpo receptor o de entrega para el reuso de las aguas, manejo, tratamiento y disposición de los lodos residuales.
- . Desarrollar los diseños y proyectos: estructural, mecánico, eléctrico, instrumentación y control y arquitectónico; así como las especificaciones, catálogo de cantidades de obra e instalaciones, programa de construcción, equipamiento, arranque y prueba; manual de operación y mantenimiento, además de los estudios socioeconómico y económico-financiero.

3.3. Proyectos LLave en Mano

La ingeniería a nivel de proyecto llave en mano tiene como objetivo, el logro de un proyecto integral de un sistema de tratamiento específico, generalmente de patente, la construcción, equipamiento, puesta en marcha y prueba a través de una convocatoria de concurso; pudiendo la Licitante Ganadora, o Prestador del Servicio operar la planta de tratamiento, de así requerirlo el Contratante. La limitante consiste en tramitar posibles apoyos económicos ante las instituciones crediticias; y por lo consiguiente la contratación se realiza con un cien por ciento de capital de riesgo por el Prestador.

Las actividades que incluye el desarrollo del proyecto se circunscriben específicamente en la planta de tratamiento; y la selección del tipo de planta se realiza a partir del nivel alcanzado en la ingeniería básica y en algunos casos, las Licitantes proceden a incluir los trabajos básicos.

El proyecto ejecutivo a nivel de llave en mano, por parte del Prestador, no incluye la entrega de los diseños: estructural, mecánico, eléctrico, instrumentación y control y arquitectónico; ni las especificaciones, catálogo de cantidades de obra e instalaciones, sino únicamente el programa de construcción, equipamiento, arranque y prueba; además del manual de operación y mantenimiento.

3.4. Proyectos con Inversión Privada

La ingeniería a nivel de proyecto con inversión privada tiene como objetivo, el obtener por parte del Contratante, un proyecto integral de un sistema de tratamiento específico, generalmente de patente, la construcción, equipamiento, puesta en marcha y prueba y

operación del sistema integral a largo plazo, generalmente 15 a 20 años, a través de una convocatoria de concurso. Permitiendo el tramitar los apoyos económicos ante las instituciones crediticias; y conformando una mezcla de recursos: capital no recuperable-apoyo federal-, financiamiento otorgado al Prestador-tasa preferencial- y capital de riesgo por el Prestador a una tasa comercial.

Las actividades que incluye el desarrollo de un proyecto de inversión privada, se circunscribe al desarrollo de un documento de concurso y de licitación; que incluye un anexo técnico que integra la información básica, a nivel informativo, quedando bajo el criterio del Licitante, realizar los trabajos que requiera, y por consiguiente el Prestador es responsable total de dicha información-, calidad del agua tratada; y las respectivas penalizaciones por ambas partes, Prestador y Contratante, además de las garantías de cumplimiento.

La amortización de la inversión y la operación del sistema es función de la definición de tarifas de pago por el servicio: (T1) recuperación de la inversión, (T2) gastos fijos de operación incluyendo la reposición de equipos y (T3) gastos variables de operación. Debiendo incluir los costos por la elaboración del proyecto ejecutivo, impuestos, pago de derechos y cualesquier otra erogación o gasto necesario para implementar el proyecto, hasta su puesta en marcha, prueba e inicio de operación.

La selección del tipo de planta se realiza, indirectamente por las ofertas presentadas por las Licitantes, que en algunos casos proceden a incluir los trabajos básicos. Y se tiene la ventaja de que se trata el proyecto a nivel integral, tanto como proyecto ejecutivo como construcción y operación.

El Prestador debe entregar, los diseños: estructural, mecánico, eléctrico, instrumentación y control y arquitectónico; las especificaciones, catálogo de cantidades de obra e instalaciones, el programa de construcción, equipamiento, arranque y prueba; además del manual de operación y mantenimiento.

2 - Definición de Conceptos de Costos

2.1. Inversión

La inversión debe entenderse como el costo total, correspondiente a las obras civiles y arquitectónicas e instalaciones mecánicas, eléctricas e instrumentación y control, y del equipamiento de laboratorio y equipo necesario para la operación y el mantenimiento del sistema de tratamiento, incluyendo los indirectos y utilidad de la construcción y los costos de ingeniería y administración de la obra.

Los porcentajes aplicables en México, sobre el costo directo total, corresponden a los siguientes:

Indirectos y Utilidad:	28 al 36 %
Ingeniería	4 %
Administración	5%

2.2. Amortización del capital

La amortización del capital, corresponde a la recuperación de la inversión, en pagos anuales iguales durante un periodo de tiempo a una tasa de interés.

El periodo de amortización y la tasa de interés, aplicables, para fines comparativos corresponde generalmente a:

15 años y 12 % anual

15 años y 15 % anual

En los proyectos de inversión privada:

18 años y la tasa, que defina el Prestador del Servicio, dado que está arriesgando su capital más el financiamiento que le otorga Banobras, generalmente por un 32 y 28 % respectivamente, considerando que el resto del capital requerido (40%) es aportación de FINFRA.

Ejemplo:

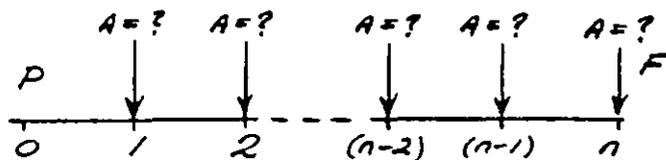
Tasa de interés (Banobras) =	12 %
Tasa por manejo en Banobras	+ 3 %
	15 %
TIE	

% de inflación en el último año 7 %

Resultando la tasa real de = $1.15 / 1.07 = 1.075$

FACTOR DE RECUPERACION DEL CAPITAL

¿Qué monto uniforme (A) se debe invertir a una tasa (i) de intereses compuesto, al final de cada periodo, durante (n) periodos, para obtener el mismo monto final (F) que se obtendría si se invirtiera una cantidad inicial (P) durante el mismo tiempo y a la misma tasa de intereses (i)?



datos: $P, n, i\%$
 $A=?$

Habíamos determinado que:

$$A = F \cdot \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} \right]$$

pero por otro lado, tenemos que: $F = P(1+i)^n$

substituyendo resulta:

$$A = P \cdot \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$$

al factor: $\left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$ se le denomina:
- "factor de recuperación del capital"

y se representa:

a) $(i-n \text{ crf})$ que significa: "capital recovery factor."

b) $(A/P, i\%, n)$

y es el factor por el cual se multiplica (P) para encontrar el valor de los pagos (A) que lo recuperan al final de (n) periodos a una tasa (i) de intereses compuesto.

Conclusión:

$$A = P \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$$
$$A = P \cdot i-n \text{ crf} = P \cdot (A/P, i\%, n)$$

12% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 12, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 12, N)	(P/F, 12, N)	(A/P, 12, N)	(P/A, 12, N)	(A/F, 12, N)	(F/A, 12, N)		
1	1.1200	.89266	1.1200	.8929	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.2544	.78719	.99170	1.0000	.47170	2.1500	.4717	2
3	1.4049	.71178	.41835	2.4018	.29655	3.3743	.9246	3
4	1.5735	.63952	.32934	3.0373	.20934	4.7793	1.3588	4
5	1.7623	.56743	.27741	3.6047	.15741	6.3528	1.7745	5
6	1.9738	.50663	.24323	4.1114	.12223	8.115	2.1720	6
7	2.2106	.45235	.21911	4.5637	.09912	10.065	2.5514	7
8	2.4759	.40348	.20130	4.9676	.08130	12.299	2.9131	8
9	2.7730	.36061	.18764	5.3282	.06768	14.775	3.2573	9
10	3.1058	.32197	.17698	5.6502	.05698	17.548	3.5846	10
11	3.4785	.28740	.16842	5.9376	.04842	20.654	3.8952	11
12	3.8959	.25668	.16144	6.1943	.04144	24.102	4.1896	12
13	4.3634	.22918	.15568	6.4235	.03568	28.028	4.4682	13
14	4.8870	.20462	.15087	6.6281	.03087	32.392	4.7316	14
15	5.4735	.18270	.14692	6.8108	.02682	37.279	4.9802	15
16	6.1303	.16312	.14339	6.9739	.02339	42.752	5.2146	16
17	6.8659	.14565	.14046	7.1196	.02046	48.863	5.4352	17
18	7.6899	.13004	.13794	7.2496	.01794	55.749	5.6427	18
19	8.6126	.11511	.13576	7.3657	.01576	63.439	5.8375	19
20	9.6462	.10367	.13388	7.4694	.01368	72.051	6.0201	20
21	10.803	.09256	.13224	7.5620	.01224	81.698	6.1913	21
22	12.100	.08264	.13081	7.6446	.01081	92.501	6.3513	22
23	13.552	.07379	.12958	7.7184	.00958	104.60	6.5009	23
24	15.178	.06588	.12846	7.7843	.00846	118.15	6.6406	24
25	16.999	.05882	.12750	7.8431	.00750	133.33	6.7708	25
26	19.039	.05252	.12665	7.8956	.00665	150.33	6.8920	26
27	21.324	.04689	.12590	7.9425	.00590	169.37	7.0049	27
28	23.883	.04187	.12524	7.9844	.00524	190.66	7.1097	28
29	26.749	.03738	.12466	8.0218	.00466	214.58	7.2071	29
30	29.959	.03338	.12414	8.0551	.00414	241.32	7.2974	30
31	33.554	.02980	.12369	8.0840	.00369	271.35	7.3810	31
32	37.581	.02661	.12328	8.1110	.00328	304.84	7.4585	32
33	42.090	.02376	.12292	8.1353	.00292	342.42	7.5302	33
34	47.141	.02121	.12260	8.1565	.00260	384.51	7.5964	34
35	52.798	.01894	.12232	8.1755	.00232	431.65	7.6576	35
40	93.049	.01075	.12130	8.2437	.00130	767.57	7.8987	40
45	163.98	.00610	.12074	8.2825	.00074	1358.2	8.0572	45
50	288.99	.00346	.12042	8.3045	.00042	2399.9	8.1597	50

15% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 15, N)	(P/F, 15, N)	(A/P, 15, N)	(P/A, 15, N)	(A/F, 15, N)	(F/A, 15, N)		
1	1.1500	.86957	1.1500	.8696	1.0000	1.000	.0000	1
2	1.3225	.75614	.61512	1.6257	.46512	2.1499	.4651	2
3	1.5208	.65752	.43798	2.2832	.28798	3.4724	.9071	3
4	1.7490	.57175	.35027	2.8549	.20027	4.9933	1.3762	4
5	2.0113	.49718	.29832	3.3521	.14832	6.7423	1.7227	5
6	2.3130	.43233	.26424	3.7844	.11424	8.7536	2.0971	6
7	2.6600	.37594	.24036	4.1604	.09036	11.066	2.4498	7
8	3.0590	.32690	.22285	4.4873	.07285	13.726	2.7813	8
9	3.5118	.28426	.20957	4.7715	.05957	16.785	3.0922	9
10	4.0255	.24719	.19925	5.0187	.04925	20.303	3.3831	10
11	4.6023	.21494	.19107	5.2337	.04107	24.349	3.6549	11
12	5.2502	.18691	.18448	5.4206	.03448	29.001	3.9081	12
13	5.9727	.16253	.17911	5.5831	.02911	34.351	4.1437	13
14	6.7756	.14133	.17469	5.7244	.02469	40.504	4.3623	14
15	7.6569	.12290	.17102	5.8473	.02102	47.579	4.5649	15
16	8.6275	.10687	.16795	5.9542	.01795	55.716	4.7522	16
17	9.6911	.09293	.16537	6.0471	.01537	65.074	4.9250	17
18	10.8525	.08081	.16319	6.1279	.01319	75.835	5.0842	18
19	12.1163	.07027	.16134	6.1982	.01134	88.210	5.2307	19
20	13.4866	.06110	.15976	6.2593	.00976	102.44	5.3651	20
21	14.9671	.05313	.15842	6.3124	.00842	118.80	5.4883	21
22	16.5614	.04620	.15727	6.3586	.00727	137.62	5.6010	22
23	18.2731	.04018	.15628	6.3988	.00628	159.27	5.7039	23
24	20.1064	.03493	.15543	6.4337	.00543	184.16	5.7978	24
25	22.0656	.03038	.15470	6.4641	.00470	212.78	5.8834	25
26	24.1535	.02642	.15407	6.4905	.00407	245.70	5.9612	26
27	26.3734	.02297	.15353	6.5135	.00353	283.56	6.0318	27
28	28.7284	.01997	.15306	6.5335	.00306	327.09	6.0959	28
29	31.2224	.01737	.15265	6.5508	.00265	377.18	6.1540	29
30	33.8584	.01510	.15230	6.5659	.00230	434.73	6.2066	30
31	36.6401	.01313	.15200	6.5791	.00200	500.94	6.2541	31
32	39.5714	.01142	.15173	6.5905	.00173	577.08	6.2970	32
33	42.6563	.00993	.15150	6.6004	.00150	664.65	6.3356	33
34	45.8984	.00864	.15131	6.6091	.00131	765.34	6.3705	34
35	49.3017	.00751	.15113	6.6166	.00113	881.14	6.4018	35
40	61.85	.00373	.15056	6.6417	.00056	1779.0	6.5167	40
45	75.75	.00186	.15028	6.6543	.00028	3585.0	6.5829	45
50	92.6	.00092	.15014	6.6605	.00014	7217.4	6.6204	50

2.3 Costos fijos de operación y mantenimiento

Los costos fijos corresponden a los cargos necesarios por realizar para la operación y mantenimiento del sistema de tratamiento, independientemente del caudal tratado y de la calidad de las aguas crudas recibidas, y éstos generalmente son:

- . Sueldos y salarios
- . Energía eléctrica del sistema de alumbrado exterior e interiores
- . Conservación de las instalaciones
- . Jardinería
- . Gastos administrativos, incluyendo: teléfono, gas, papelería y material de consumo.

2.4 Costos variables de operación

Los costos variables de operación corresponden a los cargos necesarios para la operación de la planta de tratamiento; dependientes del caudal tratado y de la calidad de las aguas crudas y tratadas; y éstos generalmente son:

- . Energía eléctrica en operaciones y procesos unitarios para el manejo y tratamiento de las aguas crudas y tratadas así como de los lodos a producidos.
- . Substancias químicas aplicadas en los procesos unitarios para el manejo y tratamiento de las aguas crudas y tratadas así como de los lodos a producidos
- . Reactivos químicos empleados en el laboratorio.
- . Pruebas analíticas de laboratorio.

2.5. Costo unitario

En los proyectos a nivel de ingeniería básica, ejecutivos y llave en mano, el costo unitario, corresponde a la suma de los costos de amortización más operación y mantenimiento entre el volumen anual de agua, función de la capacidad de la planta de tratamiento con base al caudal medio.

En los proyectos de inversión privada el costo unitario, se define en base a tres (3) tarifas:

- T1: Amortización de la inversión: \$/m³ , en algunos casos \$/mes ó \$/año
- T2: Costos fijos de operación \$/m³, en algunos casos \$/mes ó \$/año
- T3: Costos variables de operación: \$/m³

CAPITULO 10

EVALUACION DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

10.1. Selección de trenes de proceso

Los factores que se emplean para el análisis de alternativas son:

- a. Gastos de aguas residuales actuales y proyectados para diferentes periodos de tiempo.
- b. Gasto de agua residual por módulo de tratamiento y número de módulos por periodos.
- c. Características de calidad de las aguas residuales crudas.
- d. Características de calidad del agua tratada. Reuso y/o disposición a cuerpo receptor.
- e. Requerimientos de terreno.
- f. Costos de inversión.
- g. Costos de operación y mantenimiento.
- h. Costo unitario, para el mismo periodo de vida útil y tasa de interés.

También, se emplean parámetros adicionales, tales como los que se mencionan a continuación, para complementar el análisis y apoyar la selección:

- a. Climatología
- b. Régimen de propiedad y área disponible.
- c. Requerimientos de terrenos para expansiones futuras.
- d. Acceso al predio.
- e. Líneas de energía.
- f. Requerimientos de mano de obra
- g. Requerimientos de personal calificado.
- h. Experiencia en operación en México.
- i. Eficiencias de remoción.
- j. Producción y manejo de lodos.
- k. Flexibilidad en la operación y confiabilidad.
- l. Impacto ambiental

10.2 Evaluación Técnica

Para la evaluación técnica, de cada una de las alternativas de tratamiento, se seleccionan diez factores, que representan las principales condiciones y características del sistema.

Los factores seleccionados se relacionan en la tabla 1, y son: eficiencia de remoción de carga orgánica, requerimientos de potencia, requerimientos de terreno, generación y manejo de lodos, mano de obra, nivel del personal, experiencia de la operación en México, climatología, flexibilidad en la operación, confiabilidad e impacto ambiental adverso que pueden provocar la operación de cada sistema de tratamiento.

Para calificar cada uno de los factores se emplean datos de referencias bibliográficas y resultados de proyectos similares en cuanto a gasto, calidad aproximada del agua a tratar y tipo de proceso; también, se utilizan criterios de personal especializado en este campo de la ingeniería.

10.3 Evaluación Económica

Para la evaluación económica de los diferentes procesos de tratamiento analizados se emplean dos programas de computadora: CAPDET (Computer-Assisted Procedure for the Design and Evaluation of Wastewater Treatment Systems), de la U.S. EPA, comercializado por la Cia. Hydromantics, y ADAX (Sistema para el Diseño de Plantas de Procesos Unitarios), desarrollando y comercializando por la Cia. ECOSOFT. Además, para que los resultados sean más representativos a las condiciones de la localidad, se adicionan las condiciones de calidad de las aguas residuales a tratar y costos reales obtenidos de proveedores de equipo y precios unitarios.

En la tabla 2 se presenta el formato a utilizar en cada proceso alternativo, e incluye: costos de inversión total, operación y mantenimiento, amortización y costo unitario.

10.4 Evaluación Social

Se analizarán las condiciones socioeconómicas de la región, empleos, salud, salarios, etc; para visualizar los beneficios que inciden en las distintas alternativas.

De la evaluación técnica, se deduce la eficiencia de remoción de los procesos se encuentra dentro de un ámbito semejante. Con las eficiencias indicadas se puede determinar que en caso de que las condiciones particulares de descarga sean relativamente significativas para descarga a cuerpo receptor, es posible optar por cualquiera de las alternativas analizadas.

En cuanto a los requerimientos de energía, se analizan los mayores consumos. Esto se puede constatar con los resultados obtenidos de la evaluación económica, en el rebro correspondiente a costos por energía eléctrica. Conviene hacer notar que es posible reducir los requerimientos de energía.

Se analizan los procesos que requerirán de mayor superficie de terreno. El hecho de que la planta sea de menor tamaño permite un mejor control y mantenimiento de las unidades y de las instalaciones en general. Los requerimientos de superficie están estimados para la capacidad total de la planta e incluyen áreas para laboratorio, oficinas, talleres, vestidores, cuartos de control, casetas de vigilancia, vialidades y áreas verdes, principalmente.

Con respecto a la generación de lodos, se analiza el problema que se presenta con los procesos, debido a que en estos se generan lodos primarios crudos cuyo manejo es más complejo que en los demás casos o bien secundarios.

Se analiza el nivel académico o de especialización a requerirse por parte de los operadores y si se requerirán los procesos semiautomatizados. Es recomendable que los operadores cuenten con especialización o, al menos, se les proporcione capacitación continua y apropiada.

La experiencia en México en la operación de los sistemas analizados se puede considerar como regular. Ello no implica una experiencia importante en la operación, ya que la mayoría de los sistemas no operan, o bien, lo hacen deficientemente.

Se analiza la climatología para todos los procesos de tratamiento, y si es posible absorber variaciones importantes de carga o gasto, debido a los altos tiempos de retención en las unidades.

Para la selección del proceso se consideran los costos tanto de inversión como de operación y mantenimiento, en forma desglosada, y las posibles implicaciones que puedan generarse en cada sistema.

Si se observa la tabla 2, se incluye una columna de costo por metro cúbico, el menor será el más económico.

10.5. Selección de alternativa

De acuerdo con el análisis de los datos obtenidos, en las evaluaciones técnicas y económicas realizadas, se puede concluir lo siguiente:

- a. El optar por unidades modulares de x capacidad, en la etapa inicial, si presentan mayor flexibilidad en la operación y mantenimiento del sistema.
- b. Definir la alternativa recomendable, por el menor costo unitario de agua tratada y mayores ventajas técnicas.

TABLA 1
EVALUACION TECNICA DE LAS ALTERNATIVAS

FACTORES	PROCESOS DE TRATAMIENTO				
	Lodos Activados Convencional	Zanjas de Oxidación	Filtros Biológicos Convencional	Aeración Extendida	Lagunas Aeradas Mecanicamente
1.- Eficiencia de remoción de carga orgánica, %	85 - 95	85 - 92	75-85	75 - 95	70 - 90
2.- Requerimientos de energía, HP .Línea de agua .Línea de lodos	MEDIO ALTO	MEDIO ALTO	BAJA ALTO	ALTO MEDIO	ALTO MEDIO
3.- Requerimiento de terreno, (Ha)	MEDIA	MEDIA	MEDIA	BAJA	ALTO
4.- Generación y manejo de lodos, TON/DIA	ALTA	BAJA	ALTA	MEDIO	BAJA
5.- Mano de obra	20	17	20	17	17
6.- Nivel de personal	CALIFICADO	CALIFICADO	NO NECESARIAMENTE	CALIFICADO	CALIFICADO
7.- Experiencia de su operación en México	BUENA	REGULAR	BUENA	REGULAR	REGULAR
8.- Climatología	APROPIADA	APROPIADA	APROPIADA	APROPIADA	APROPIADA
9.- Flexibilidad	REGULAR	BUENA	REGULAR	BUENA	MUY BUENA
10.- Impacto Ambiental (Negativo)	BAJO	BAJO	REGULAR	MINIMO	MINIMO

CAPITULO 9

APLICACION DE INGENIERIA DE SISTEMAS EN EL DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

9.1. Ada/Plantas

El paquete de ADA/Plantas es un sistema que debe operarse conjuntamente con el sistema ADA/Opus.

Básicamente ADA/Plantas es un sistema que permite al usuario modelar una serie de plantillas de cálculo (denominadas "Tablas de Cálculo") con el fin de dimensionar y costear cada uno de los procesos unitarios que se deseen, incluyendo trenes de tratamiento con recirculación y trenes secundarios de tratamiento. La precisión de los resultados es variable, depende del nivel de detalle con el que se hagan las plantillas y se capturen los costos o precios unitarios. Los resultados que obtenga un analista no serán, necesariamente iguales a los que obtenga otro.

El sistema ADA/Plantas es una poderosa herramienta que permite a ingenieros, consultores, autoridades municipales, fabricantes de equipo, constructores de plantas, y en general, a toda persona dedicada a la planeación regional y ambiental, a analizar diferentes alternativas de tratamiento de aguas residuales municipales e industriales, a fin de hacer comparaciones de costos y de calidades de efluentes. También es posible construir curvas de costo contra nivel de remoción de contaminantes en cosa de minutos; este tipo de análisis que normalmente lleva varios días de trabajo, por lo que se logran ahorros considerables.

ADA/Plantas se entrega con 32 plantillas de otros tantos procesos de tratamiento. El diseño de una planta de tratamiento utilizando ADA/Plantas se reduce a la construcción gráfica del tren de tratamiento, y la selección de un comando, el cálculo o recálculo de las dimensiones de cada unidad de tratamiento, cantidades de obra principales y finalmente el presupuesto y el costo de la planta.

1.1.1.1. Para el DUC, almacenar entonces los conceptos de obra requeridos dentro de una obra de construcción de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales; para poder visualizar este catálogo es necesario que usted accese la opción *OTROS\PRECIOS UNITARIOS*, de inmediato se abrirá una pantalla mostrando el catálogo de los conceptos, con su clave TOCC, descripción, unidad y costo.

Variables Ver Imprimir

Catálogo de Conceptos de Obra			
Clave	Descripción	Unidad	Costo Unitario
500101	Concreto simple	M3	126,089.20
500102	Acero de refuerzo para concreto en tan:	Kg	2,376.00
500103	Cimbra de Pino 2a. Clase	M2	21,195.15
500104	Excavacion	m3	1,901.00
500105	Relleno	m3	12,373.00
500106	Terraceria	m3	3,609.00
500107	Precio Unitario de Construccion para E:	m2	600,000.00
500108	Precio Unitario Para Edificio de Clora:	m2	600,000.00
500109	Construccion de Edificio de Control de:	m2	600,000.00
500110	Construccion de Edificio de Bombeo en:	m2	600,000.00
500201	Mano de Obra Por Operación o Manteni:	hora	5,611.00
500202	Energia Electrica Para Operacion.	kwh	173.00
500203	Mano de Obra Para Mantenimiento de:	hora	5,611.00

12:19 25-Abr-91 Ins

1.1 Alta, baja y modificación de plantas

Para dar de alta una planta accese la opción *PLANTAS\CREAR*. Como puede observar, inmediatamente se abre una ventana, la cual requiere que se capturen los datos generales de una planta, como lo son: el nombre de la planta, la fecha de creación (con el formato dd-mmm-aa, donde mmm son las tres primeras letras del mes, y donde dd y aa corresponden al número de día y año respectivamente), su descripción, la localización del tren, las siglas de quien lo elaboró, el porcentaje de indirecto del costo total que manejará la obra, y el directorio sobre el que se crearán los archivos, referentes a la planta.

Plantas Trenes Otros Configuración

Alta

Alta de una Nueva Planta

Planta: Fecha: 25-Abr-91

Descripción:

Localización:

Elaboro: % Indirecto: 0.00

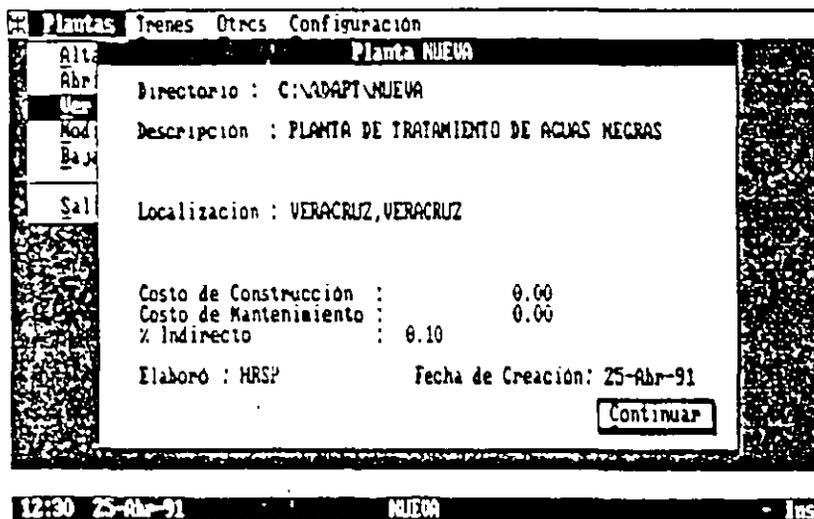
Directorio: S:\AGP\A

Confirmar Cancelar

12:25 25-Abr-91 Ins

1.3 Visualización de una planta

En cualquier momento es posible observar los datos generales de una planta, como lo son: directorio donde se dio de alta el tren, descripción, localización, costo de construcción, costo de mantenimiento (estos dos últimos campos serán actualizados después de haber calculado el costo de una planta), el porcentaje de indirecto, las iniciales de la persona que diseñó el tren y por último la fecha de creación; por lo que debe acceder la opción *PLANTAS\VER*. En ese instante se mostrará una ventana con la lista de todas las plantas existente, el proceso de selección de una planta es similar a el proceso de selección en la opción *Borrar*. Una vez elegida la planta, a continuación sera desplegada una ventana conteniendo los datos descritos.

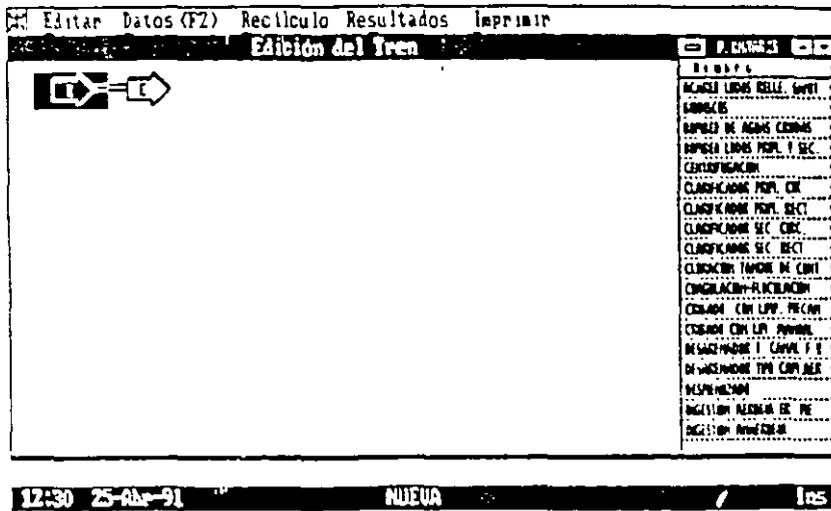


2. Trenes (Diseño Preliminar)

Siguiendo con el procedimiento del diseño de una planta, y habiendo creado y seleccionado la planta, se encuentra usted en la posibilidad de comenzar a armar el tren de procesos unitarios.

2.1 Alta y baja de procesos unitarios en el tren

Accese la opción *TRENES* del menú principal, como puede verse se presenta la siguiente pantalla:



Esta pantalla se divide en dos ventanas y un submenú horizontal; la ventana de la izquierda muestra dos iconos que representan el influente y efluente del tren de tratamiento, es decir, el proceso de entrada de datos, y el proceso de salida. En la ventana de la derecha se muestra una lista de los procesos unitarios del sistema, en esta opción como en todas las opciones del sistema, el manejo general del mouse es idéntico, así como la utilización de las teclas.

Entre los iconos o dibujos de influente y efluente (representados como dos flechas), nos será posible insertar todos aquellos procesos unitarios que conformarán el tren. Para ello, en principio usted deberá posicionar el cursor-cuadro (cursor que se mueve al través de los iconos o figuras del tren) sobre el proceso de efluente; ya que el procedimiento normal que se sigue, es el que la inserción de un proceso siempre se localizará exactamente después del icono donde se encuentra el cursor-cuadro, entonces usted deberá posicionar el cursor-cuadro sobre el efluente de lo contrario el sistema enviará un mensaje de error.

Si usted se encuentra en el submenú horizontal, teclee <ESC> para pasar a la ventana donde se encuentra el tren. Si se encuentra sobre el tren, teclee <Alt> para ir al submenú. Si usted desea salir de la opción sólo teclee <ESC>. Si se encuentra sobre el tren, o bien, accese la opción *EDITAR\SALIR* del submenú.

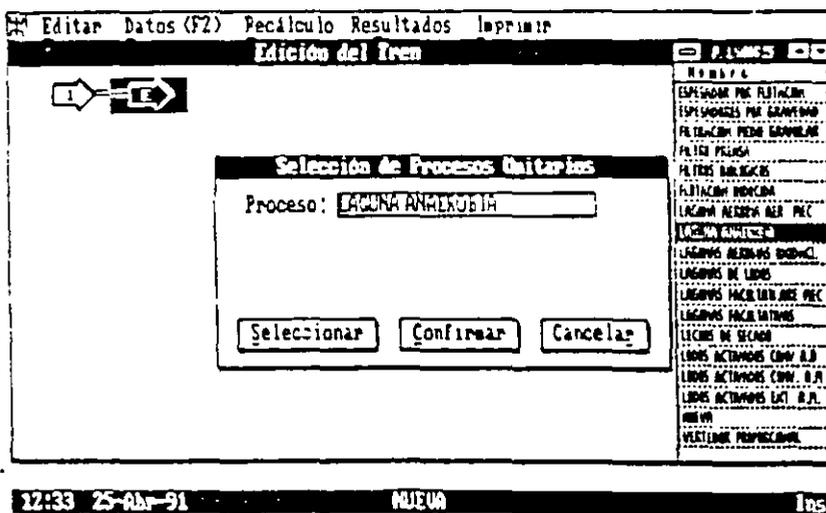
Recuerde bien lo siguiente, todo procedimiento sobre el tren, como es la inserción o eliminación de procesos unitarios etc., se logrará siempre con respecto al proceso unitario donde se encuentra el cursor-cuadro. Por lo cual, y en adelante, siempre

que nos refiramos a un procedimiento, tome en cuenta la posición del cursor-cuadro.

Accese la primera opción del menú horizontal, ya sea con el mouse, o bien, teclee <Alt>, y pulse <ENTER> sobre *EDITAR*; entonces en seguida se abrirá un menú vertical conteniendo los comandos para el mantenimiento del tren, seleccione la opción *ALTA*, también usted puede acceder directamente esta opción sin la necesidad de acceder el menú, teclee <Ins> y el procedimiento tendrá el mismo efecto; en ese momento se abrirá una ventana de selección de procesos unitarios (como se muestra en la siguiente figura), por lo que se requiere capturar o escoger, el nombre de uno de los procesos de entre la lista que se muestra a la derecha.

Capture el nombre del proceso unitario; si por alguna razón, usted no recuerda el nombre completo del proceso, no importa, teclee sólo las primeras letras del nombre y de <ENTER>, el sistema buscará de acuerdo al prefijo dado, y colocará sobre el campo de captura el nombre correspondiente al primer proceso unitario que se asemeje con dicho prefijo.

Además de que posicionará el cursor en el primer botón de la ventana, destinado para la selección. Si usted está de acuerdo con el proceso unitario entonces mueva el cursor hacia el botón de confirmar, de lo contrario teclee <ENTER> sobre el botón de selección, y el cursor-barra se posicionará sobre la lista de procesos unitarios para que usted seleccione el adecuado, de ser así, teclee <ENTER> sobre el proceso y vuelva a teclear <ENTER> sobre el botón de confirmar, de lo contrario teclee <ESC>, para abandonar la operación.



The screenshot shows a software window titled "Edición del Tren" with a menu bar containing "Editar", "Datos (F2)", "Recálculo", "Resultados", and "Imprimir". The window is divided into three main sections:

- Top Section:** A process flow diagram showing two units, "UNIDAD I" and "UNIDAD II", connected by arrows. Unit I has an input "E" and an output "E". Unit II has an input "E" and an output "E".
- Right Section:** A list of variables with checkboxes, including "RENTA", "RENTA LIBRE BELLE SAINT", "RENTAS", "RENTA DE AGUA CUBA", "RENTA DE AGUA PROF. Y SEC.", "CENTRO-REACCION", "CLASIFICACION PROF. CIB", and "CLASIFICACION PROF. SEC".
- Bottom Section:** A table titled "Datos de Influyente para el Tren MUECO" with columns for "Var", "Descripcion", "Unidad", "Cant.", and "Va".

Var	Descripcion	Unidad	Cant.	Va
QMED	Costo Medio Diario	lps	100.00000	
QMAX	Costo Maximo Horario	lps	100.00000	
QMIN	Costo Minimo diario	lps	100.00000	
DBO	Demanda Bioquimica de Oxigeno	mg/l	220.00000	
REMDBO	Remoción de DBOS deseado	%	90.00000	
DBOS	Demanda Bioquimica de Oxigeno Soluble	mg/l	90.00000	
DQOMAX	DQO Maxima	mg/l	1.000.00000	

At the bottom of the window, a status bar shows the time "12:52", the date "25-Abr-91", the name "MUECO", and the unit "lps".

La ventana que aparece al centro de la pantalla, contiene la lista de todas las variables declaradas como de influente, ésta es una ventana de datos normal, donde aparece la columna del nombre de las variables, su descripción, la unidad, la cantidad inicial, y por último el rango de valores, sobre el que se encuentra la cantidad por asignar. Cabe mencionar que la captura de todos los campos de esta ventana excepto la columna de cantidad, se realiza desde la tabla de cálculo, la cual explicaremos posteriormente.

Con ayuda de las flechas, usted puede mover el cursor barra al través de las columnas de la ventana, posicione el cursor barra sobre la columna *Cantidad*, y comience a capturar la cantidad o valor inicial de la variable correspondiente. Si requiere sólo modificar la cantidad, entonces estando sobre la columna y renglón adecuado teclee <F2> y comience su reedición. Teclee <ESC> para concluir con la captura.

2.4 Captura de cantidades de diseño

La utilización de las variables de diseño se asemeja mucho a las variables de influente, sólo que son consideradas para introducir valores locales, es decir, cantidades muy específicas de cada proceso unitario, y que por tanto su uso sólo se limita dentro del algoritmo propio del proceso.

Es necesario poder introducir las cantidades en las variables de diseño, para lo cual, accese la opción *DATOS* (o bien teclee <F2>), pero en este caso, el

2.6 Vista de los resultados de cálculo

Existen dos formas de poder ver los resultados del cálculo, uno es a través de los reportes (que explicaremos más adelante), y el otro es visualizarlos desde la pantalla, para ello posicione el cursor-cuadro sobre cualquiera de los procesos unitarios y accese la opción *RESULTADOS DEL DISEÑO* del submenú de trenes (o bien teclee <Ctrl> + <F2>, en seguida se abrirá una ventana como la que se muestra:

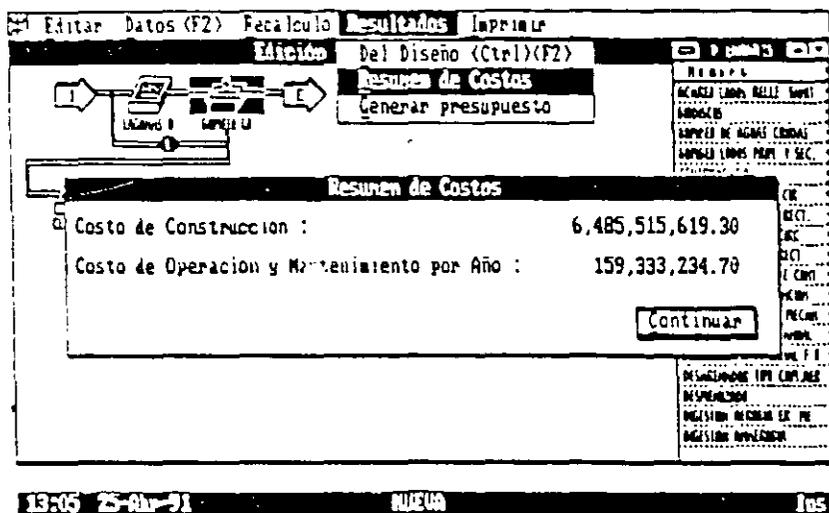
Var.	Descripción	Unidad	Cant.
QMED	Gasto Medio diario	lps	100.00
QMAX	Gasto Maximo Horario	lps	100.00
QMIN	Gasto Minimo diario	lps	100.00
DBO	Demanda Bioguinica de Oxigeno	mg/l	200.00
DBO5	Demanda Bioguinica de Oxigeno Soluble	mg/l	90.00
DQOMAX	DQO Maxima	mg/l	1,000.00
DQO	Demanda Quimica de Oxigeno.	mg/l	500.00

Esta ventana muestra todas las variables de diseño, que son resultado del cálculo. Dependiendo de la posición previa del cursor-cuadro podremos ver ya sea, las variables particulares de un proceso unitario, o bien todas las variables finales que son resultado del tren, si este fuera el caso deberá posicionar el cursor-cuadro sobre el efluente, y teclear <Ctrl> + <F2>; analizando un poco la ventana, si recorremos el cursor barra sobre los datos podemos ver claramente como se muestra sobre el título de la ventana, el nombre del Proceso Unitario al que corresponde la variable corriente.

Cabe señalar que por la misma estructura del tren, los datos que se deben tomar como finales, son aquellos datos provenientes del último Proceso Unitario antes del efluente, por lo que no importa de que forma sean vistos los datos, (de forma conjunta, a través del influente, o particularmente), siempre los datos finales serán aquellos del último proceso unitario.

Los datos presentados en la ventana se muestran como sigue: el nombre de la variable, su descripción, la unidad, y la cantidad calculada por el sistema.

Para poder visualizar el costo de la planta después de haber calculado el tren por medio de <F9>, accese la opción *RESULTADOS\RESUMEN DE COSTOS* del submenú de *TRENES*, y de inmediato aparecerá una ventana como la siguiente:



Así mismo si usted accesa la opción de *PLANTAS\VER* del menú principal podrá observar el costo del tren actualizado.

2.7 Reportes

Una de las partes más importantes, y de hecho la que consolida la gran parte de los resultados, es la opción de *IMPRIMIR* del submenú de *TRENES*, realmente esta parte se divide en dos, la primera mitad es la que se genera dentro de *ADA/Plantas*, y la segunda se efectúa en *ADA/Opus*. Nuestra explicación, al menos dentro de este manual, se limita a la explicación de los reportes que se generan en *ADA/Plantas*, ya que la explicación a detalle la encontrará en el manual adjunto de *ADA/Opus*.

9.2.Capdet

CAPDET (Computer Assisted Program for the Design of Wastewater Treatment Facilities); El programa analiza a nivel de anteproyecto y antepresupuesto sistemas completos de tratamiento formados por diferentes secuencias de procesos; en total el número de procesos que pueden ser modelados se desglosa como a continuación se indica:

Plantas Grandes (> 22 l/seg):	
Línea de lodos.....	15 procesos
Línea de agua.....	41 procesos
Plantas Chicas (<22 l/seg)	
Línea de lodos.....	3 procesos
Línea de agua.....	21 procesos
Total.....	81 procesos

El programa permite al usuario especificar sus bases de diseño para cada proceso así como sus costos unitarios o, si se prefiere, emplear datos de reserva tanto para el diseño de los procesos como para el análisis económico. El usuario puede emplear los costos unitarios que trae de reserva el programa o, si se desea, puede alimentar sus propios precios unitarios.

Los resultados del programa incluyen diseño de cada proceso, dimensionamiento de las unidades y equipos de proceso, requerimientos de reactivos, consumo de energía eléctrica, requerimientos de área, necesidades de mano de obra para instalación, para operación y mantenimiento, costos desglosados de capital, materiales, reactivos, laboratorios, reposiciones de equipos, etc.

Estimación de Costos en general: Se pueden identificar rápidamente cuatro niveles de estimación de costos, éstos incluyen: el estimativo preliminar, previo a cualquier análisis de procesos de tratamiento; el estimativo de planeación, basado en el conocimiento de la formulación básica del sistema; el estimativo de ingeniería, basado en la revisión de las especificaciones; y, por supuesto, el estimativo del contratista, comunmente llamado "la propuesta". El modelo CAPDET II está diseñado para proporcionar un segundo nivel de detalle, (por ejemplo, estimación de costos a nivel de planeación). Una vez que éste

concepto de nivel de planeación se ha comprendido, el ingeniero puede seguir con el desarrollo y refinamiento de la técnica de estimación de costos para utilizarse en la estimación de costos a nivel de planeación.

Diseño de Primer Orden: El diseño de primer orden es el diseño de procesos sanitarios básicos. En esta fase del diseño son de interés los tiempos de retención, volúmenes, tasas de sobreflujo, etc.

Diseño de Segundo Orden: El diseño de segundo orden es la identificación y cuantificación de los costos mayores a un nivel de detalle suficiente para la estimación de costos unitarios. El diseño de segundo orden se aplica para la estimación de costos de capital y costos de operación y mantenimiento.

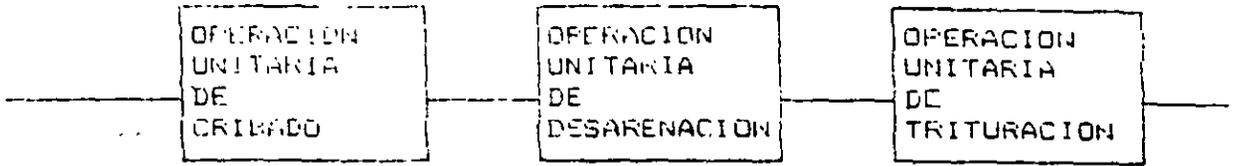
Diseño de Tercer Orden: Los resultados del diseño de segundo orden son usados como datos de entrada para el diseño de tercer orden para obtener los estimativos de los conceptos de mayor costo.

Programación Básica de CAPDET II

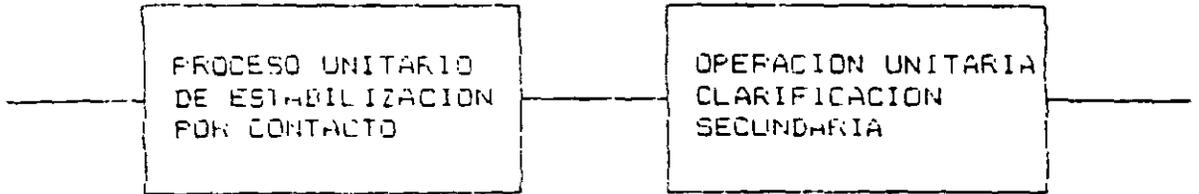
La introducción de la tecnología básica usada en este programa, conduce a señalar las definiciones siguientes:

Un proceso unitario es una unidad única particular o un grupo de unidades paralelas de un mismo tipo. Ejemplos de procesos unitarios son desarenación, procesos de estabilización por contacto y sedimentadores secundarios. Un proceso de tratamiento es una secuencia de uno o más procesos unitarios, los cuales están automáticamente ligados en CAPDET.

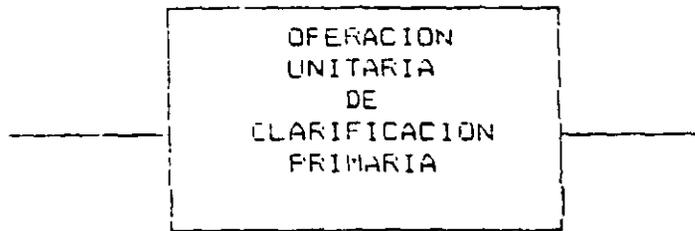
PROCESO DE TRATAMIENTO PRELIMINAR



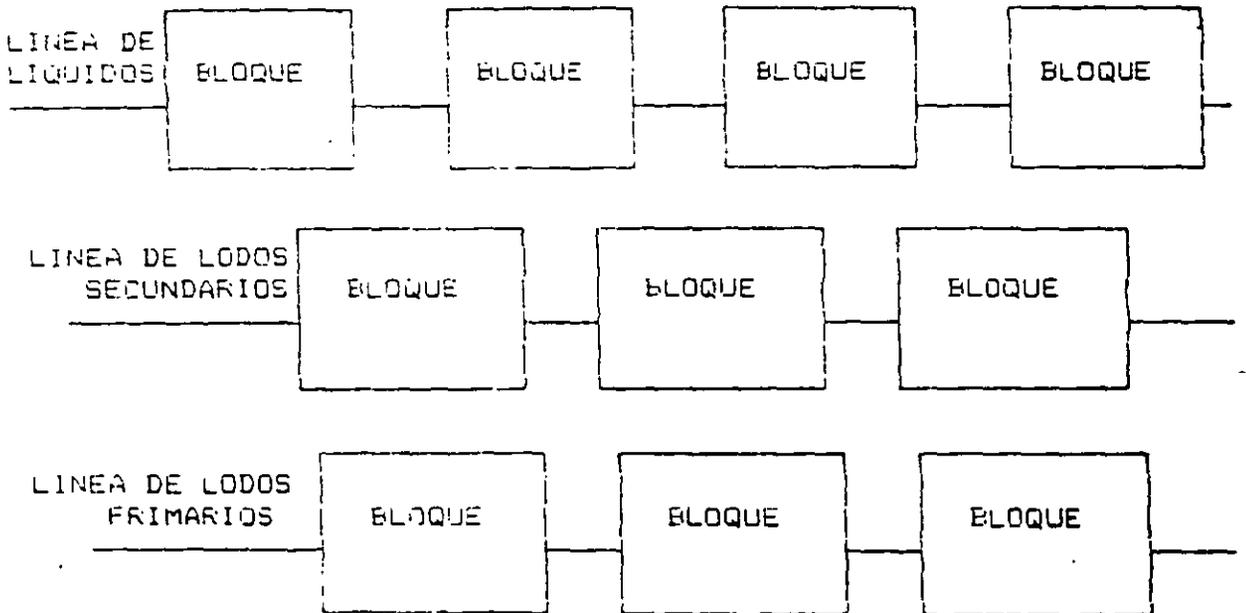
PROCESOS DE TRATAMIENTO DE ESTABILIZACION POR CONTACTO



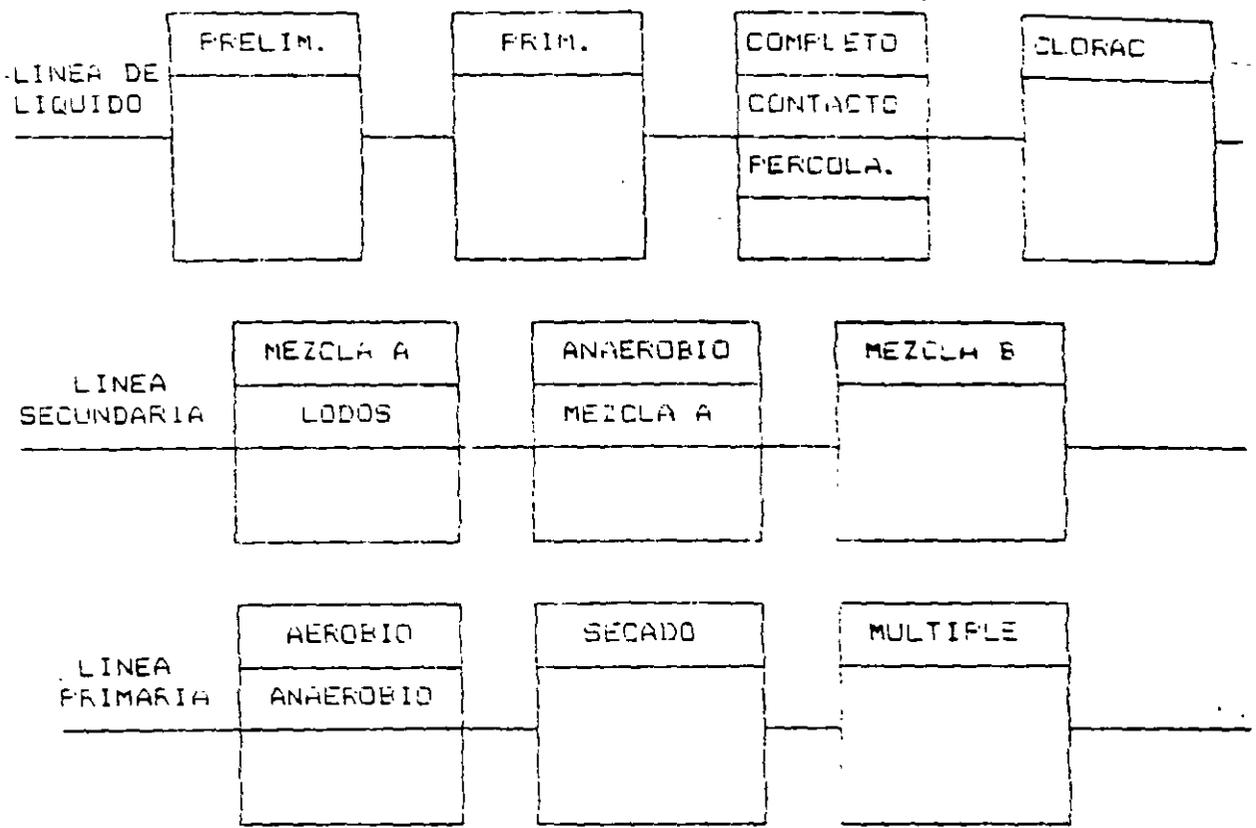
PROCESO DE TRATAMIENTO DE CLARIFICADOR PRIMARIO



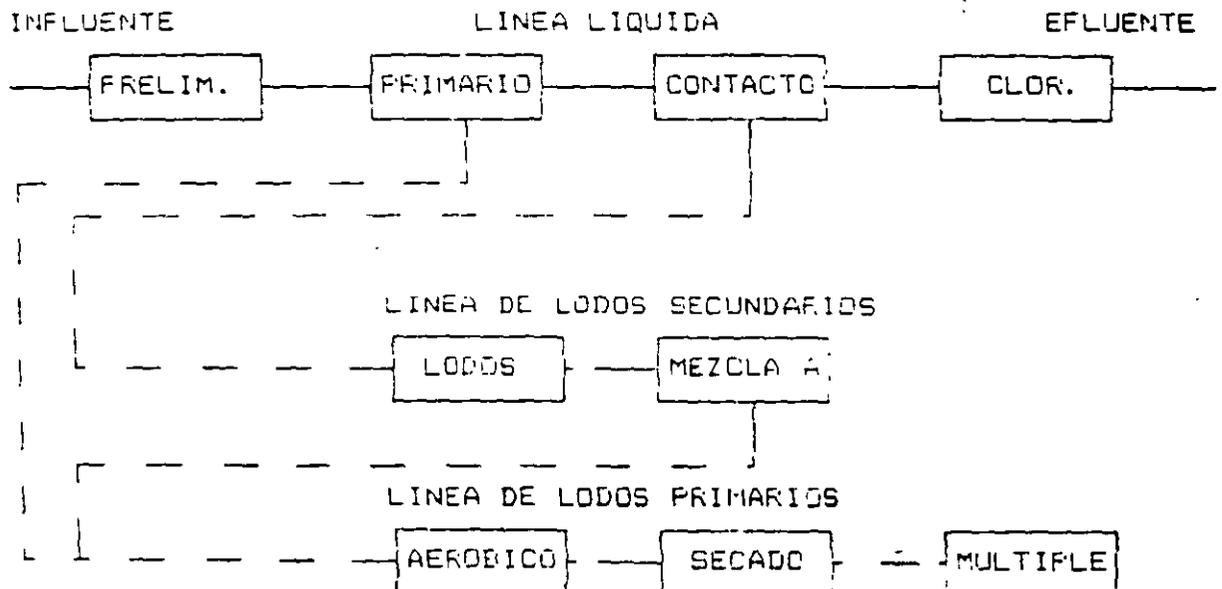
ESQUEMA DE TRATAMIENTO



ESQUEMA DE TRATAMIENTO TÍPICO



TREN TÍPICO



TIPOS DE DATOS DE ENTRADA

ESPECIFICACION DE LA UNIDAD DE PROCESO
TITULO DE TARJETAS
DESCRIPCION DEL ESQUEMA
CARACTERISTICAS DEL INFLUENTE
CARACTERISTICAS DESEADAS DEL EFLUENTE
DATOS DE COSTOS UNITARIOS
CONTROL DEL PROGRAMA

LAS INSTRUCCIONES DEL CODIGO DE
VER CAPITULO TRES PARA
LOS PROCESOS UNITARIOS

ESTAN DISPONIBLES TRES
MODIFICACIONES PARA
CADA PROCESO

MOD CERO ESTA PRECARGADO
EN LOS DATOS POR DEFAULT

MOD UNO Y MOD DOS
NO ESTAN PRECARGADOS
EN LOS DATOS POR DEFAULT

PROCESOS UNITARIOS

(BIOLOGICOS)

LASUNA DE AERACION
Lodos Activados de Mezcla Completa
Lodos Activados con Estabilizacion por Contacto
DENITRIFICACION
Lodos Activados por Aeracion Extendida
Lagunas Facultativas Aereadas
Lodos Activados de Alta Tasa
Lagunas de Estabilizacion
NITRIFICACION
LAGUNA DE OXIDACION
Lodos Activados con Flujo Piston
Lodos Activados con Oxigeno Puro
AERACION ESCALONADA DE LODOS ACTIVADOS
FILTROS PERCOLADORES

PROCESOS UNITARIOS

(FISICOS)

AERACION POR GRAVEDAD
TRITURACION
DESORCION DE AMONIACO EN CONTRA CORRIENTE
SEPARACION DE AMONIACO EN FLUJO CRUZADO
IGUALACION
FILTRACION
FLOTACION
DESARENACION
MICROCRIBADO
POST-AERACION
CRIBADO

PROCESOS UNITARIOS

(QUIMICOS)

INTERCAMBIO ANIONICO
ADSORCION EN CARBON
INTERCAMBIO CATIONICO
CLORACION
COAGULACION
RECARBONATACION DE PRIMERA ETAPA
FLOCULACION
NEUTRALIZACION
RECARBONATACION
RECARBONATACION DE SEGUNDA ETAPA

PROCESOS UNITARIOS

(CLARIFICACION)

CLARIFICACION PRIMARIA
CLARIFICACION PRIMARIA (DOS ETAPAS CON CAL)
CLARIFICACION PRIMARIA (COAGULACION)
CLARIFICACION SECUNDARIA (Lodos Activados)
CLARIFICACION SECUNDARIA (NITRIFICACION)
CLARIFICACION SECUNDARIA (FILTRO PRECOLADOR)

PROCESOS UNITARIOS

(TRATAMIENTO EN EL SUELO)

RIEGO Y RECUPERACION
INFILTRACION LENTA
INFILTRACION RAPIDA

PROCESOS UNITARIOS

(Lodos)

ESPESAMIENTO
ESPESAMIENTO POR GRAVEDAD
FLOTACION DE LODOS

DIGESTION
DIGESTION AEROBICA
DIGESTION ANAEROBICA

DESHIDRATACION

CENTRIFUGACION
LECHO DE SECADO
FILTROS PRENSA
FILTRACION A PRESION
FILTRACION AL VACIO

DISPOSICION

LECHOS FLUIDIZADOS DE INCINERACION
ACARREO Y RELLENO
INCINERACION EN ZAMPEADO MULTIPLE
OXIDACION HUMEDA

VER PAGINA 2-8 EN LA GUIA DEL USUARIO DEL CAPDET PARA CODIGO DE ESQUEMAS

ESQUEMAS

CADA ESQUEMA PUEDE TENER 20 BLOQUES

CADA BLOQUE PUEDE TENER 10 ALTERNATIVAS
DE PROCESOS DE TRATAMIENTOS

SOLAMENTE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO PUEDEN SER
USADOS PARA DESCRIBIR UN ESQUEMA

PUEDEN SER DESCRITOS UN MAXIMO DE CUATRO ESQUEMAS

LOS PROCESOS DE LIQUIDOS SE ADAPTARAN
SOLAMENTE EN LA LINEA DE LIQUIDOS

LOS PROCESOS DE LODOS SE ADAPTARAN
SOLAMENTE EN LA LINEA DE LODOS

1. FMC Corporation, *Hydraulics and Useful Information*, Chicago Pumps, Chicago, Ill., 1973.
2. Brater, E. F., and H. W. King, *Handbook of Hydraulics*, McGraw-Hill Book Co., New York, 1976.
3. Shaw, B. V., and A. W. Loomis, *Cameron Hydraulic Data*, Compressed Air Magazine Co., Phillipsburg, N.J., 1965.
4. Morris, H. M., and J. M. Wiggert, *Applied Hydraulics in Engineering*, Ronald Press, New York, 1972.
5. American Iron and Steel Institute, *Modern Sewer Design*, Washington, D.C., 1980.
6. Joint Committee of the ASCE and WPCF, *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*, MOP19, Water Pollution Control Federation, Washington, D.C., 1970.
7. Benefield, L. D., J. F. Judkins, and A. D. Parr, *Treatment Plant Hydraulics for Environmental Engineers*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1984.

Treatment Plant Cost Curves

The generalized construction as well as operation and maintenance cost curves for primary and secondary treatment unit operations and processes are given in this appendix. The cost curves are taken from EPA *Area-wide Assessment Procedures Manual: Performance and Cost*.¹ The cost estimates based on these curves are valid only for comparative evaluation of alternatives in the facility plans. There may be a considerable difference between cost estimates for comparative purposes and the actual construction costs of a facility that are developed after completion of plans and specifications.

All construction costs have been indexed to September 1976. To adjust for other periods, appropriate costs indexes, such as those in the following list, should be used when appropriate:

- ENR Building Cost Index—appears weekly in *Engineering News-Record*, McGraw-Hill.
- ENR Construction Cost Index—appears weekly in *Engineering News-Record*, McGraw-Hill.
- EPA Treatment Plant and Sewer Construction Cost Index—appears monthly in *WPCF Journal*.
- BLS Labor Cost Index—appears monthly in *Employment and Earnings*, Bureau of Labor Statistics.
- BLS Wholesale Price Index—appears monthly in *Wholesale Prices and Purchases*, Bureau of Labor Statistics.

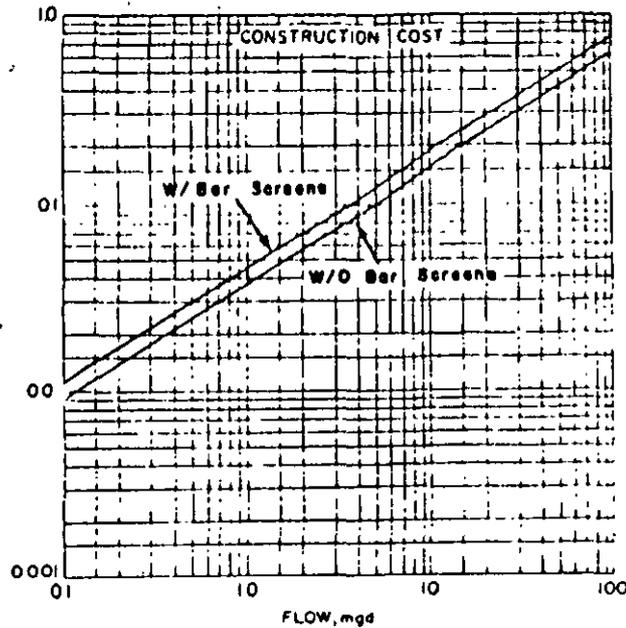
Each cost curve given in this appendix includes a summary of the design assumptions, and the cost basis. Generalized adjustment factors are also provided to modify cost data for any desired solids and hydraulic loadings, detention times, effluent concentrations, periods of operation, and the like.

Table C-1 provides the readers with the generalized basis of all cost curves given in this appendix. The construction costs do not include piping, electrical, instrumentation, site preparation, engineering and construction, supervision, and contingencies.

Ref: Wastewater Treatment Plants
 (Design and Operation)
 by R. Gusson, Ed.
 Technomic Publishing Co. Inc.

70

Millions Of Dollars



Annual Cost, Millions Of Dollars

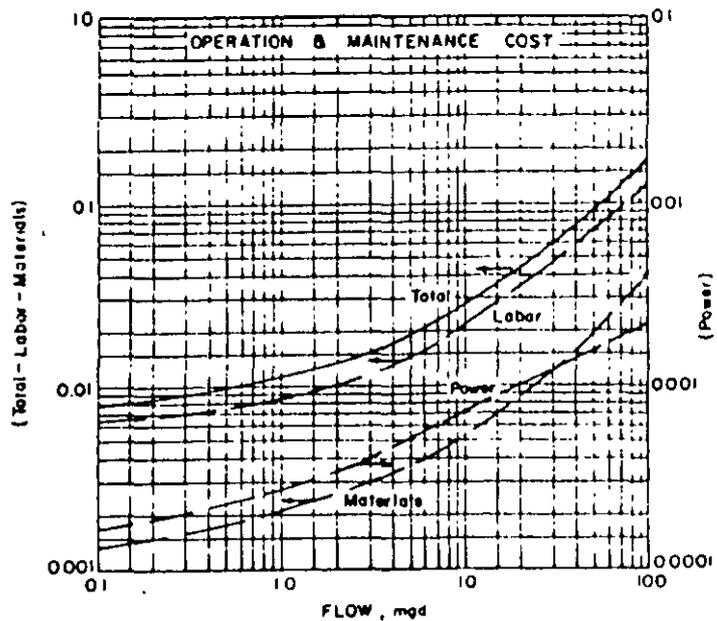


Figure C-3 Preliminary Treatment ($l/s \times 0.0228 = \text{mgd}$)

Service Life: 30 years

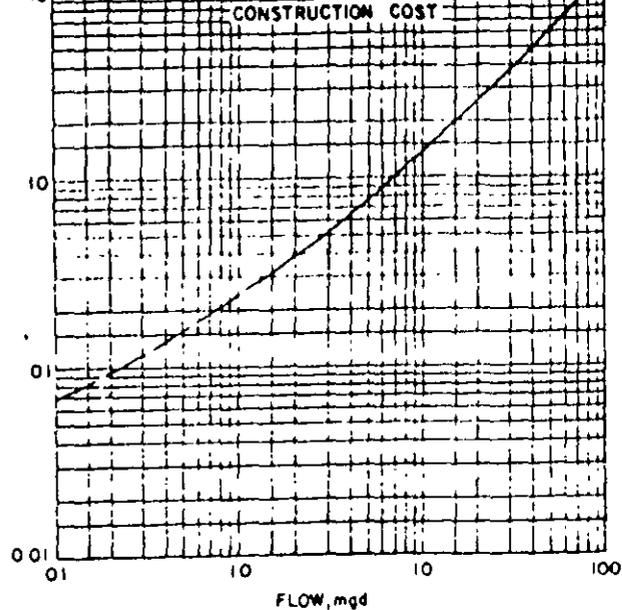
Design Basis

- 1 Construction costs include
 - a Flow channels and superstructures
 - b Bar screens (mechanical)
 - c Grinders for screenings
 - d Gravity grit chamber with mechanical grit-handling equipment
 - e Parshall flume and flow-recording equipment
- 2 Operation and maintenance costs do not include cost for grit disposal
- 3 Screenings $7.5 - 22.5 \text{ m}^3/10^6 \text{ m}^3$ ($1 - 3 \text{ ft}^3/10^6 \text{ gal}$)
- 4 Grit $15 - 37.5 \text{ m}^3/10^6 \text{ m}^3$ ($2 - 5 \text{ ft}^3/10^6 \text{ gal}$)
- 5 If low-lift pumping is used prior to preliminary treatment, the cost for bar screens subtracted from the unit cost of preliminary treatment, because they are included in the low-lift pumping station

Process Performance.

Suspended material greater than 1.5 cm (5/8 inch) and grit coarser than 20 mesh will be removed. However, removal of BOD and TSS by pretreatment is negligible.

Millions Of Dollars



Annual Cost, Millions Of Dollars

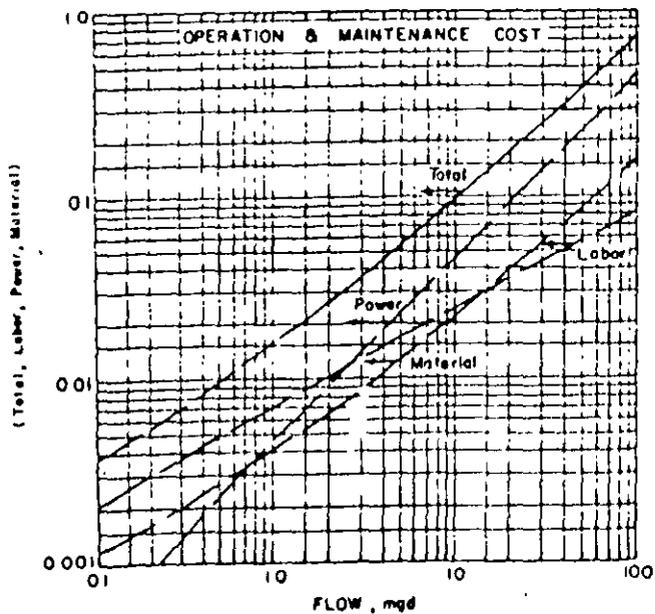


Figure C-5 Conventional Activated Sludge Aeration with Diffused Air ($f_g = 0.02$, $f_g = \text{mgd}$).

Service Life: 40 years

Design Basis

1. Construction costs include costs for basins, air supply equipment and piping, building. Clarifier and recycle pumps are not included. Clarifier costs are C-6
2. Diffused aeration
3. 1.2 g O₂ supplied per g of BOD₅ removed
4. MLVSS = 2,000 mg/l
5. F/M = 0.5
6. Detention time = 6 hours

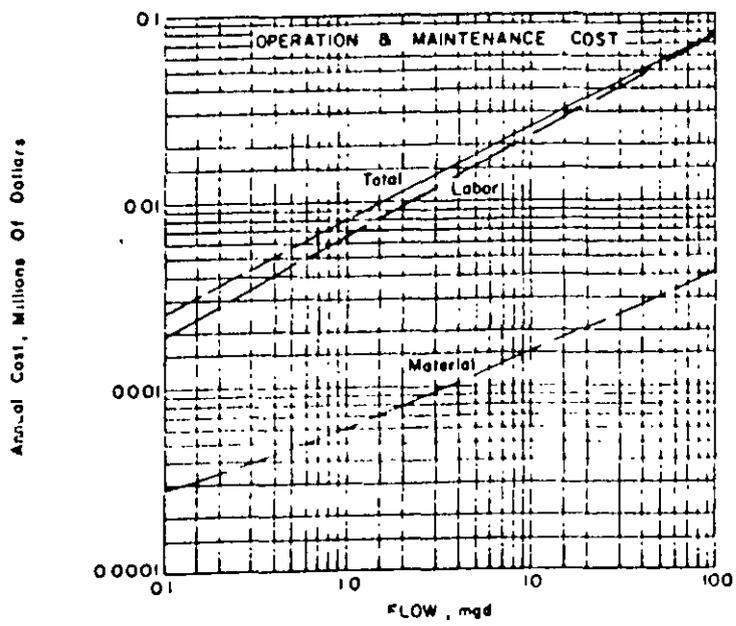
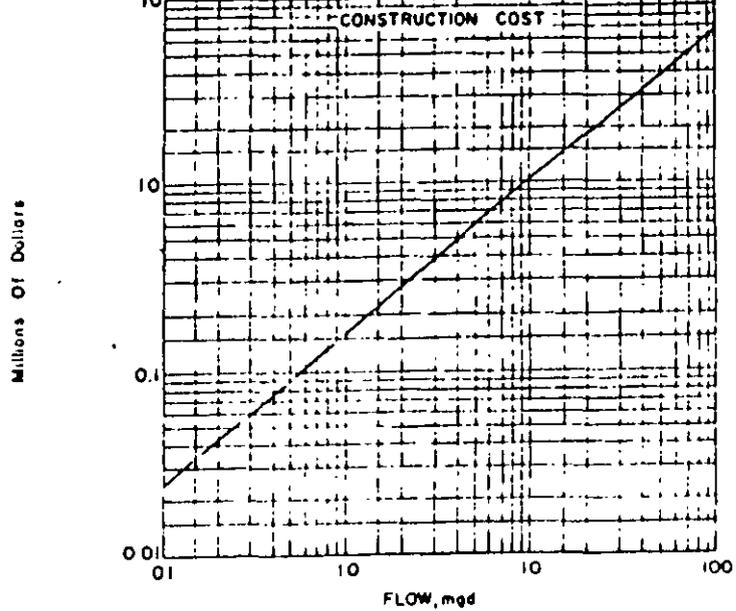


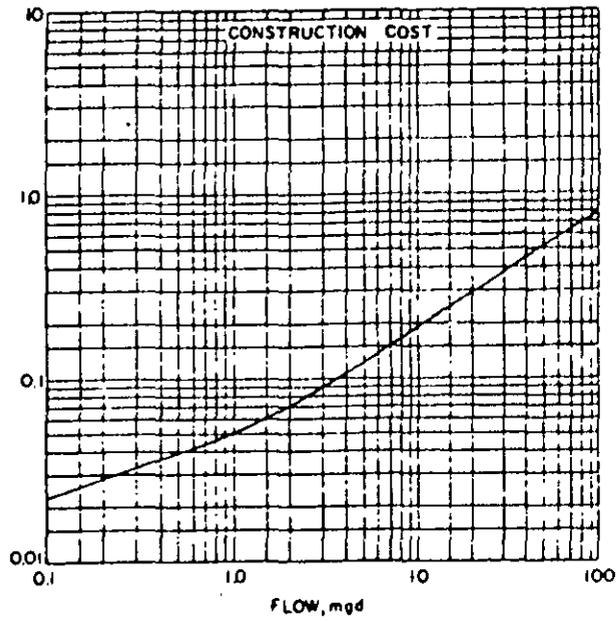
Figure C-7 High Rate Trickling Filter ($f/s \times 0.0228 = \text{mgd}$)

Service Life: 50 years

Design Basis:

1. Construction costs include circular filter units with rotating distributor arms, 5% media 1.8 m deep (6 ft), and underdrains. Clarifiers and recycle equipment not included (see Figure C-8)
2. Organic loading rate High rate = $0.72 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ (45 lb BOD₅/10³ ft³ d)
3. Hydraulic loading rate High Rate = $28.3 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ (693 gpd ft²) at 3:1 recycle
4. Electrical power not required (included in clarifier cost)

Millions Of Dollars



Annual Cost, Millions Of Dollars

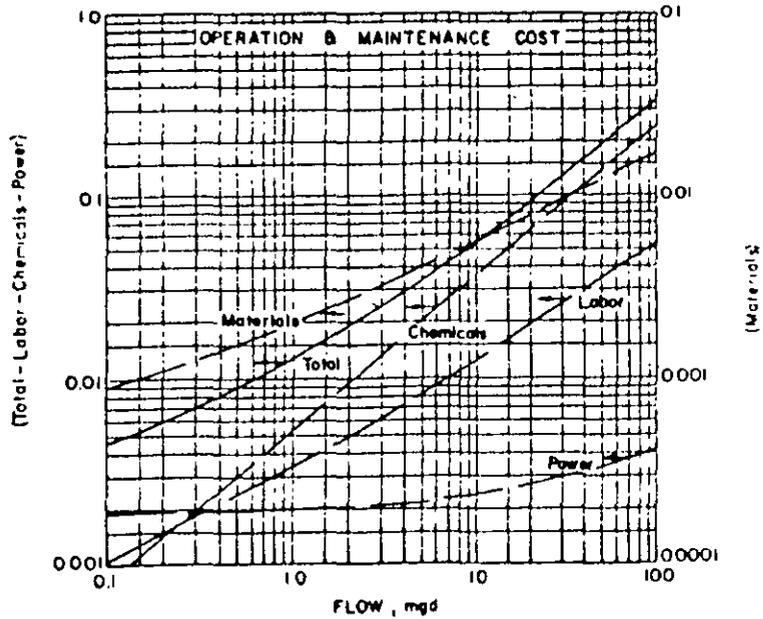


Figure C-9 Chlorination (Disinfection) ($l/s \times 0.0228 = \text{mgd}$)

Service Life 15 years

Design Basis

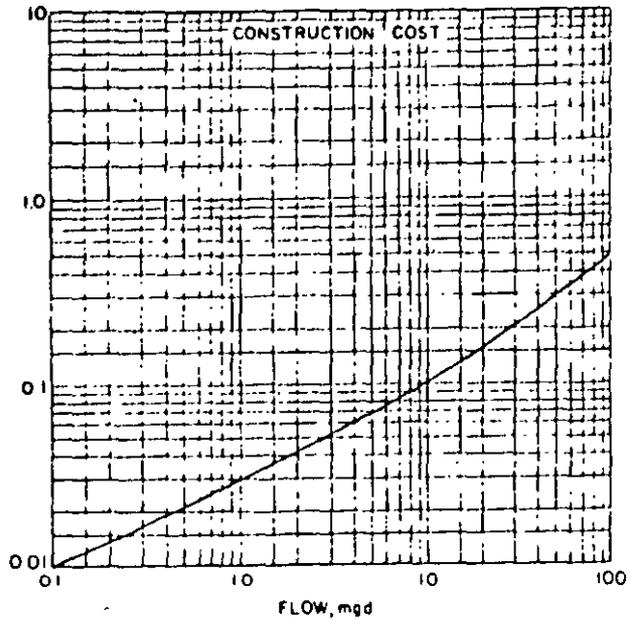
1. Construction costs include
 - a. Chlorination building
 - b. Chlorine storage and handling facilities including hoists, etc
 - c. Chlorinators
 - d. Plug flow contact chamber
2. Average chlorine dosage = 10 mg/l
3. Chlorination contact time = 30 min for average flow
4. Chlorine residual = 1 mg/l

Adjustment Factor

To adjust costs, enter curves at effective flow (Q_e)

$$\text{Chemical Cost (O\&M)} \cdot Q_e = Q_{\text{DESIGN}} \times \frac{\text{New chlorine dosage, mg/l}}{10 \text{ mg/l}}$$

Millions Of Dollars



Annual Cost, Millions Of Dollars
(Total - Labor - Materials)

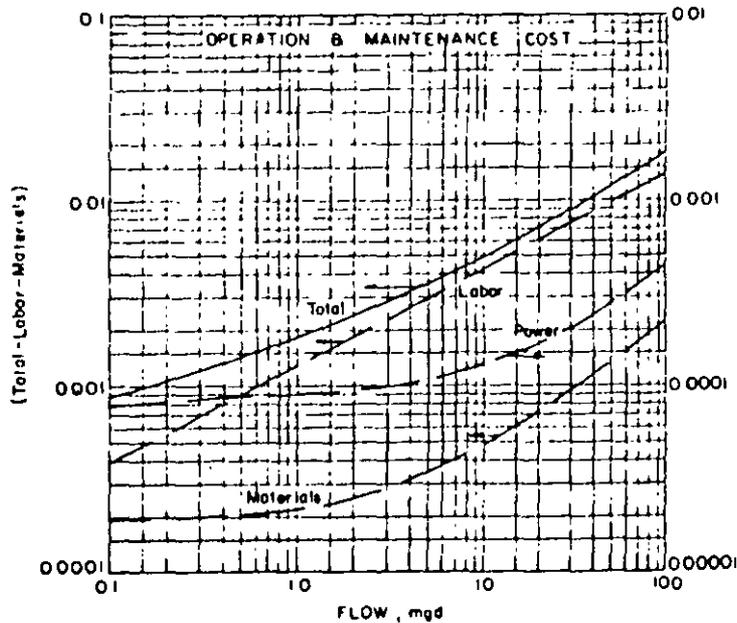


Figure C-11 Gravity Thickener ($f/s \times 0.0228$ - mgd)

Service Life: 50 years

Design Basis

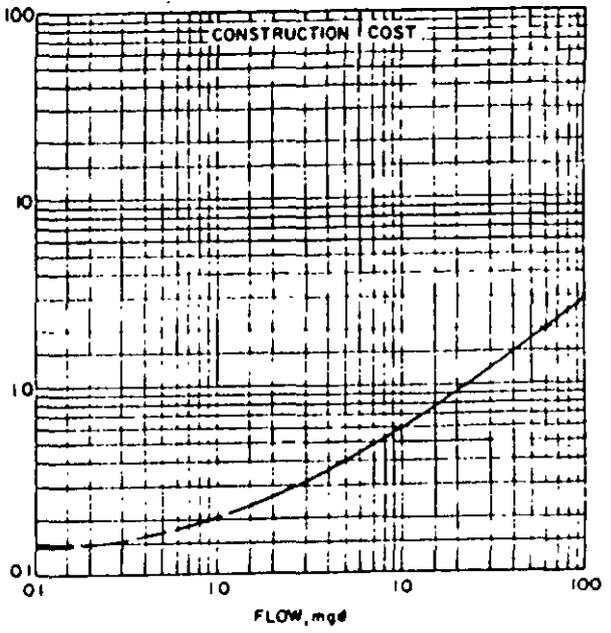
1. Construction costs include thickener and all related mechanical equipment. Pumps are not included (See sludge pumping, Figure C-10)
2. Costs are based on thickening of secondary sludge 0.098 kg/m^3 ($8.20 \text{ lb/10}^3 \text{ gal}$) loading = $29.3 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{d}$ ($6 \text{ lb/11}^2 \cdot \text{d}$) See adjustment factors for other sludge loadings
3. O & M costs do not include polymer or metal addition

Adjustment Factor

To adjust costs for alternative sludge quantities, concentrations, and thickening properties enter curves at effective flow (Q_E)

$$Q_E = Q_{\text{DESIGN}} \times \frac{29.3 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{d} (6 \text{ lb/11}^2 \cdot \text{d})}{\text{New design mass loading}} \times \frac{\text{New design sludge concentration}}{0.098 \text{ kg/m}^3 (8.20 \text{ lb/10}^3 \text{ gal})}$$

Millions Of Dollars



Annual Cost, Millions Of Dollars

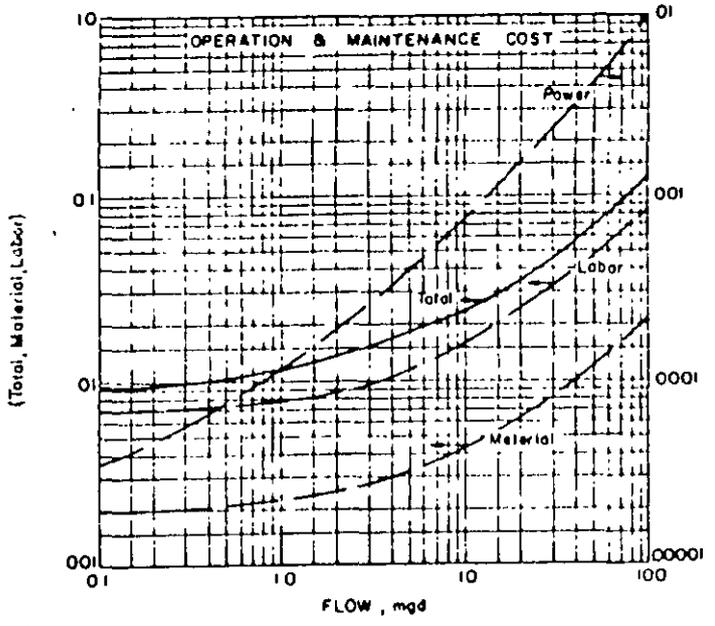


Figure C-13 Two-Stage Anaerobic Digester ($f/s \times 0.0228 = \text{mgd}$)

Service Life: 50 years

Design Basis

- 1 Capital costs include digester, heat-exchanger, gas-collection and building
- 2 Feed to digesters is combined thickened sludge
- 3 Feed = 0.227 kg/m^3 (1,900 lb/10⁶ gal) at 4 percent solids (75 percent)
- 4 Effluent from digesters = 0.108 kg/m^3 (900 lb/10⁶ gal) at 2.5 percent
- 5 Loading rate = $2.56 \text{ kg/m}^3 \text{ d}$ (0.16 lb/ft³ d)
- 6 Operating temperature = 29 to 43°C
- 7 Digester gas is utilized for heating. Excess gas is not utilized

Adjustment Factor

To adjust costs for loading rates different than those presented here, enter curve at flow (Q_E)

$$Q_E = Q_{\text{DESIGN}} \times \frac{\text{New design sludge mass}}{0.227 \text{ kg/m}^3 (1,900 \text{ lb/10}^6 \text{ gal.)}}$$

FILTER PRESS (BIOLOGICAL SLUDGE)

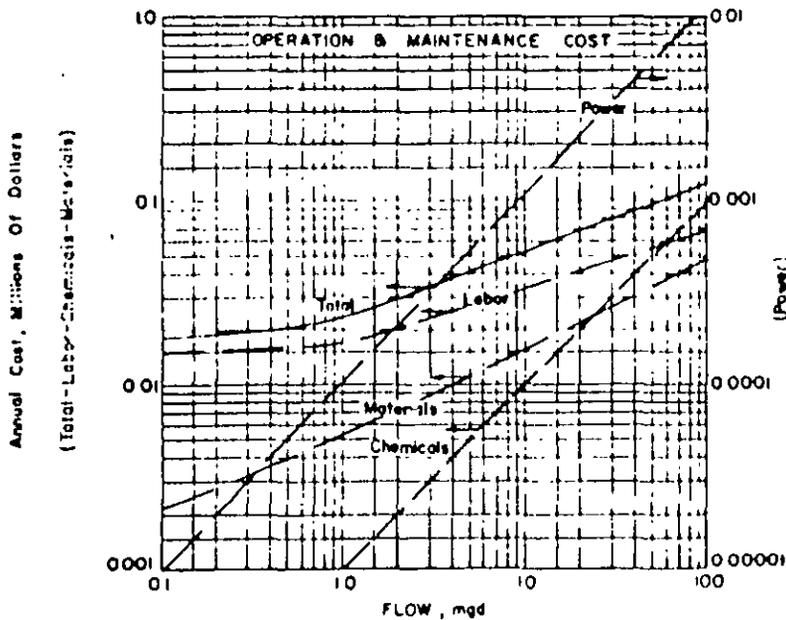
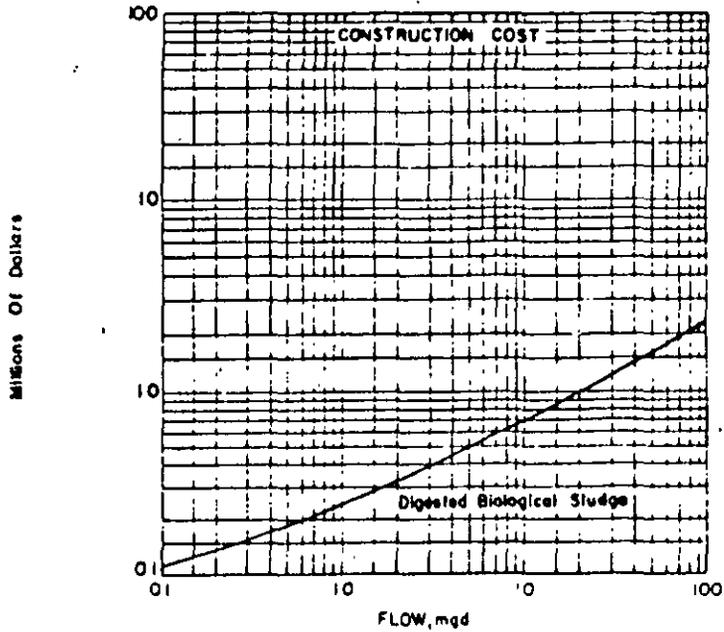


Figure C-15 Filter Press (Biological Sludge) ($f/s \times 0.0228 = \text{mgd}$)

Service Life: 15 years

Design Basis

- 1 Construction costs include filter presses, pressure pumps, conveyor equipment, electrical feed and storage facilities, conditioning tanks, sludge storage tanks.
- 2 Sludge loading, digested primary + secondary = 0.108 kg m^{-3} ($900 \text{ lb}/10^6$ gal) percent
- 3 Cake characteristics: density = 1040 kg m^{-3} (65 lb ft^{-3}), solids content = 4.3 percent
- 4 Operations: For 4.1 f/s to 4.1 f/s (0.1 to 1 mgd) plant - 20 cycles/week. For 4.1 f/s (1 to 10 mgd) plant - 48 cycles/week. For 440 f/s to 440 f/s (10 to 100 mgd) plant - 84 cycles/week
- 5 Conditioning chemicals: $\text{FeCl}_3 = 4.2 \text{ g m}^{-3}$ ($35 \text{ lb}/10^6 \text{ gal}$), $\text{CaO} = 1.0 \text{ lb}/10^6 \text{ gal}$

Adjustment Factor

To develop cost for sludge quantities, concentrations, characteristics or cycles per different than those used to develop these curves, enter curve at effective flow, Q_E

$$Q_E = Q_{\text{DESIGN}} \times \frac{\text{New design sludge mass}}{0.108 \text{ kg/m}^3 (900 \text{ lb}/10^6 \text{ gal})}$$

$$\times \frac{\text{Original design cycles per week}}{\text{New design cycles per week}} \times \frac{\text{New design cycle time}}{2 \text{ h}}$$

COSTOS INDICE EN MODULOS DE 500 Y 1000 LPS

Proceso	Caudal (lps)	Inversión (M\$)	Amortización (M\$/Año)	Operación y Mantenimiento (M\$/Año)	Costo Unitario (\$/m3)
Lodos activados	500	85	12.48	8.9	1.36
Convencional:	1000	122	17.91	18.1	1.14
Pretratamiento					
Sedimentación primaria					
Tanque de aereación					
Sopladores					
Sedimentación secundaria					
Cloración					
Tratamiento químico:		38	5.58	4.7	0.65
Floculación		82	12.03	10.2	0.70
Clarificación					
Alimentación de alumbre					
Filtración:		19	2.79	0.7	0.22
		43	6.31	1.5	0.25
Tratamiento de lodos:		29	4.26	0.2	0.28
Espesamiento de lodos		64	9.39	0.5	0.31
Primarios y secundarios					
Deshidratación de lodos					

Nota. Tasa de interés 12%, periodo de amortización 15 años

ECUACION PARAMETRICA DE COSTOS

DATOS.

Capacidad de planta A:

Inversión A:

Condiciones de efluente de la planta A:

Capacidad de planta B:

Condiciones de efluente de la planta B

Estimar:

Inversión en planta B:

Ecuación.
$$\text{Inversión B} = \text{Inversión A} \left(\frac{\text{Capacidad B}}{\text{Capacidad A}} \right)^{0.66} \times \left(\frac{\% \text{ de remoción en DBO de la planta B}}{\% \text{ de remoción en DBO de la planta A}} \right)^{0.66}$$

PROYECTO PUEBLA

TIPO DE PROYECTO: INVERSION PRIVADA

CALIDAD DE AGUAS CRUDAS: 350/350 mg/lt. (DBO/SST)

CALIDAD DEL AGUA TRATADA: 1ª. Etapa 150/150 (DBO/SST)

2ª. Etapa 75/75 (DBO/SST)

TIPO DE PROCESO: 1ª Etapa: Densadeg (Primario Avanzado de alta rata)
2ª Etapa: + Biofor (Filtros biológicos)

FACTOR DE ACTUALIZACION: 1.36 (Enero del 2001)

OFERTA DE EMPRESA TAPSA S.A. de C.V.

Partiendo de los datos proporcionados en las bases de licitación, respecto a los flujos a tratar en las plantas de tratamiento de aguas residuales, obtienen los siguientes gastos:

FLUJOS A TRATAR EN LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

PLANTAS	GASTO NOMINAL (lps)	GASTO MAXIMO (lps)	GASTO EXTRAORD. (lps)	OBSERVACIONES
Alseseca Sur	700	1000	1260	Se trataran lodos de la PTAR Parque Ecológico y los propios.
Atoyac Sur	400	600	720	Se trataran lodos de las PTAR Bca. El Conde, San Francisco y los propios.
San Francisco	1100	1500	1980	Sin tratar lodos.
Bca. El Conde	340	500	612	Sin tratar lodos.

1. Calidad del agua del influente.

La empresa TAPSA S.A. de C.V. presenta los datos base del influente a tratar, como sigue:

CALIDAD DEL AGUA CRUDA A TRATAR

PARAMETRO	UNIDADES	CANTIDAD
Temperatura.		
Maxima	°C	35
Minima	°C	20
Ph		6 a 9
Conductividad	Mmhos/cm	1400
DBO ₅ Total:		
Promedio Diano	mg/l	350
Promedio Mensual	mg/l	300
S. S. T.:		
Promedio Diario	mg/l	350
Promedio Mensual	mg/l	300
Nitrógeno Total	mg/l	40
Grasas y aceites	mg/l	90
Cianuros	mg/l	< 1
Fluoruros	mg/l	< 3

COSTOS TOTALES DE INVERSION PLANTAS DE TRATAMIENTO - (\$)

Concepto	SISSA	TRIBASA	FYPASA
Proyecto Ejecutivo	17'238,472	16'528,418	20'183,586
Obra Civil	234'437,540	119'959,152	138'146,387
Obra Mecánica	191'791,266	203'945,585	266'842,655
Obra Eléctrica	47'381,463	36'935,166	27'835,217
Subtotal	490'848,741	377'368,321	453'007,845
Pruebas, Puesta en Marcha	33'891,280	30'087,943	31'269,914
Supervision	23'613,601	16'298,251	27'973,135
Otros	11'737,546	26'512,147	17'928,781
Subtotal	69'242,427	72'898,341	77'171,830
Totales	560'091,168	450'266,662	530'179,670

COSTOS TOTALES DE OPERACION Y MANTENIMIENTO POR ETAPA (\$/mes)

Concepto	Etapa	S:SSA	TRIBASA	FYPASA
Costos Fijos:				
Personal y reactivos (laboratorio) y energía eléctrica	1a.	2163088	735655	1290182
	2a.	2748011	835698	1347822
Reposición de equipos	1a.	131685	215737	143000
	2a.	131685	134451	286000
Mantenimiento	1a.	140460	35859	8800
	2a.	140464	35859	13200
Totales	1a.	2435237	987251	1441982
	2a.	3020160	1106008	1647022
Costos Variables:				
Materiales, energía eléctrica, reactivos químicos (procesos)	1a.	1392794	2127777	2105734
	2a.	1219890	2509834	1524221
Reposición de piezas y equipos,	1a.		294081	
	2a.		329720	
Transporte y disposición final de lodos	1a.	273358	170953	293258
	2a.	285109	148813	293258
Otros	1a.		123680	
	2a.		123680	
Totales	1a.	1666152	2676491	2398992
	2a.	1504999	2782327	1817479

PROYECTO CULIACAN

TIPO DE PROYECTO: INVERSION PRIVADA

CAUDAL DE DISEÑO: 1700 lps.

CALIDAD DE AGUAS CRUDAS: 250 a 300/250 a 300 mg/lit. (DBO/SST)

CALIDAD DEL AGUA TRATADA: 1ª. Etapa 150/150 (DBO/SST)

TIPO DE PROCESO: Primario Avanzado de alta rata y tratamiento de lodos con digestión

INVERSION: \$ 105'000 000

T2. COSTOS FIJOS DE OPERACIÓN \$ 5'529,000 / Año

T3. COSTOS VARIABLES DE OPERACIÓN \$ 0 103/m3

FACTOR DE ACTUALIZACION: 1.36 (Enero del 2001)

PROYECTO RENACIMIENTO, ACAPULCO, GRO.

TIPO DE PROYECTO: EJECUTIVO

TIPO DE OBRA: CONCURSO DE OBRA PUBLICA

CAUDAL A TRATAR: 275 lps (Módulo de Ampliación)

CALIDAD DE AGUAS CRUDAS: 222/282 mg/lit. (DBO/SST)

CALIDAD DEL AGUA TRATADA: 30/30 mg/lit. (DBO/SST)

TIPO DE PROCESO: LODOS ACTIVADOS, CON TRATAMIENTO DE LODOS, SIN DIGESTION

FACTOR DE ACTUALIZACION: 1.36 (Enero del 2001)

RESUMEN DE COSTOS DE INVERSIÓN Y OPERACIÓN

Elemento	Alternativa A			Alternativa B1			Alternativa B2		
	Caudal base	Costo de Inversión*	Costo de Operación	Caudal base	Costo de Inversión*	Costo de Operación	Caudal base	Costo de Inversión*	Costo de Operación
	l/s	US\$	US\$/año	l/s	US\$	US\$/año	l/s	US\$	US\$/año
Pretratamiento	750	688,093	40,282	750	688,093	40,282	750	688,093	40,282
Biofiltro	750	6,100,730	31,279						
Recirculación a biofiltro	750	595,669	81,776						
Tanque Lodos Activados Existente	750	626,382	65,874	250	590,325	85,274	200	579,829	72,598
Recirculación	750	416,074	85,888	250	226,458	25,036	200	205,469	20,953
Sopladores	750	192,253	0	250	226,932	0	200	199,624	108,405
Sedimentadores Viejos	250	594,280	14,632	250	594,280	14,868	200	594,280	14,854
Tanque Lodos Activados Nuevos				500	1,547,594	178,576	550	1,620,390	193,179
Recirculación				500	307,324	45,579	550	320,583	49,642
Sopladores				500	351,501	0	550	371,658	0
Sedimentadores Nuevos	500	1,310,910	26,558	500	1,237,988	25,273	550	1,295,552	26,090
Cloración	750	173,374	74,331	750	173,374	74,331	750	173,374	74,331
Espesadores existentes		207,100	4,731		207,100	4,731		207,100	4,731
Espesadores nuevos		476,926	11,307		436,863	10,216		436,863	10,153
Total		11,381,791	418,658		6,587,832	504,166		6,692,815	615,818

* Antes de indirectos

** El costo del medio filtrante es el calculado directamente por CAPDET (5.4 US\$/r³)

PROYECTO OBRA CIVIL	
CANAL DE PRETRATAMIENTO	138,558.00
CARGAMO DESARENADOR	82,637.00
CARGAMO DE AGUAS CRUDAS Y TANQUE ELEVA	2,184,360.00
REACTOR BIOLÓGICO	8,323,665.00
CARGAMO Y CASETA LODOS DE RECIRCULACION	133,031.00
SEDIMENTACIONES SECUNDARIOS	2,986,372.00
TANQUE DE CONTACTO DE CLORO	1,202,503.00
ESPESADORES	1,043,349.00
CASETA DE DESINFECCION	104,598.00
CARGAMO Y CASETA LODOS ESPESADOS	106,862.00
CAJAS PARTIDORAS Y REPARTIDORAS	377,954.00
EDIFICIO DE DESHIDRATACION DE LODOS	861,510.00
CASETA SUBESTACION ELECTRICA Y BASE SUBESTACION DE DISTRIBUCION	343,396.00
AREAS EXTERIORES, TERRACERIAS, VIALIDAD, PATIO DE MANIOBRAS Y JARDINERIA	1,640,955.00
OFICINAS Y LABORATORIO	423,522.00
LINEAS DE INTERCONEXION	2,935,440.00
	SUMA
	22,598,712.00
PROYECTO ELECTROMECHANICO	
PLANTAS DE BOMBEO	3,046,654.00
SUBESTACION Y FUERZA	4,803,337.00
ALUMBRADO CASETAS	457,323.00
ALUMBRADO EXTERIOR	596,400.00
	SUMA
	8,703,714.00
EQUIPAMIENTO E INSTRUMENTACION	
DESARENADOR	642,550.00
CLASIFICADOR DE ARENAS	567,500.00
SEDIMENTADORES	2,680,000.00
ESPESADORES	2,138,400.00
AERADORES	7,056,000.00
REJILLAS PRETRATAMIENTO	849,730.00
FILTROS PRENSA DE BANDA	3,373,708.00
DOSIIFICADORES DE CAL	355,806.00
DESINFECCION	525,188.00
COMPUERTAS	1,238,000.00
MECADORES DE FLUJO	282,500.00
EQUIPAMIENTO LABORATORIO	186,837.00
CONTENEDORES TORTA LODOS	83,000.00
	SUMA
	19,939,219.00
	TOTAL
	51,241,645.00
	IMPREVISTOS
	5,124,184.50
	GRAN TOTAL
	56,365,809.50

PROYECTO MORELIA. MICH

TIPO DE PROYECTO: INGENIERIA BASICA

TIPO DE OBRA. INVERSION PRIVADA (propuesta)

CAUDAL A TRATAR: 1200 lps (Alternativa una Planta)

CALIDAD DE AGUAS CRUDAS: 274 /260 mg/lt. (DBO/SST)

CALIDAD DEL AGUA TRATADA. 75/75 mg/lt. (DBO/SST)

TIPO DE PROCESO. FILTROS BIOLOGICOS, CON TRATAMIENTO DE LODOS CON DIGESTION.

ALTERNATIVAS ADICIONALES. Ver Cuadros anexos.

	Terreno*	
	Obra Civil de la Planta	51,400,316.35
3	Equipamiento	47,637,168.20
4	Tuberías e Interconexiones	10,421,269.40
Subtotal		100,419,405.95
Factor de Gastos Indirectos al 15%		15,062,910.99
Total		\$ 115,482,316.94

Concepto	Monto (\$)
Costo total de las obras	115,482,316.94
Gastos de Ingeniería (4%)	4,619,292.67
Gastos de Administración (3%)	3,464,469.51
1.1.1 Total de Gastos de Ingeniería y Administración	8,083,762.18

Planta	Inversión Millones de \$	Capacidad en LPS	Costo de terrenos en millones de \$	Costo anual de operación millones de \$
Alternativa de la Plantas de Tratamiento "Atapanec"				
Atapanec	115	1,200		37.80

Planta	Inversión Millones de \$	Capacidad en LPS	Costo de terrenos en millones de \$	Costo anual de operación millones de \$
Alternativa con cuatro Plantas de Tratamiento				
Itzicuaro 1.2 Ha 200 \$/m ²	30	200	2.4	6.31
Los Olivos 1.1 Ha 600 \$/m ²	20	250	6.6	6.31
Sitio Actual 2.0 Ha 300 \$/m ²	35	250	6.0	7.88
Atapanec 20 Ha 150 \$/m ²	50	500	3.0	15.77
Total 1ª Etapa	85	700	15.0	22.07
Total 2ª Etapa	135	1,200	18.0	37.80

Planta	Inversión Millones de \$	Capacidad en LPS	Costo de terrenos en millones de \$	Costo anual de operación millones de \$
Alternativa con cuatro Plantas de Tratamiento				
Itzicuaro 1.2 Ha 200 \$/m ²	70	200	2.4	6.31
Los Olivos 1.1 Ha 600 \$/m ²	45	250	6.6	6.31
Sitio Actual 2.0 Ha 300 \$/m ²	85	250	6.0	7.88
Atapanec 20 Ha 150 \$/m ²	100	500	3.0	15.77
Total 1ª Etapa	200	700	15.0	22.07
Total 2ª Etapa	300	1,200	18.0	37.80



TABLA 7.5.f. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE 40 L.P.S.

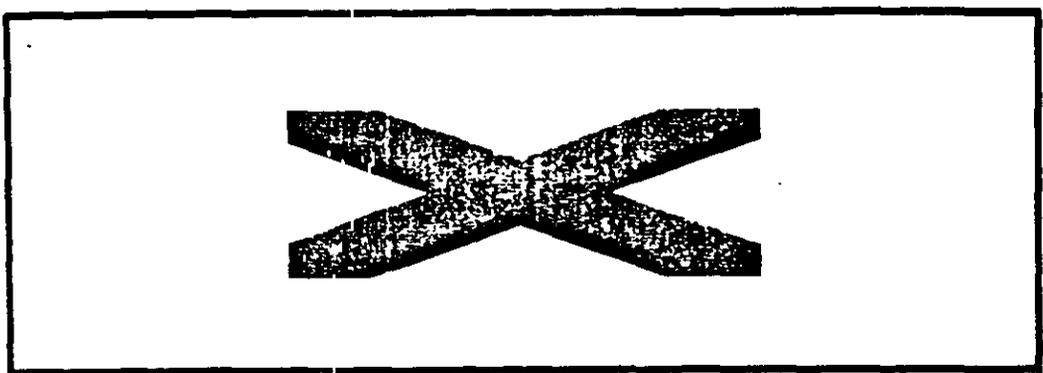


TABLA 7.5.g. TABLA COMPARATIVA DE COSTOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO EN VARIAS PARTES DE MÉXICO.

Con el propósito de establecer parámetros sobre los costos proyectados de las plantas de tratamiento de Guadalajara, Jal., con gastos similares. se presenta un cuadro comparativo con los de otras plantas que existen funcionando en varios Estados de la República; quedando de la siguiente manera:

LOCALIDAD	GASTO L.P.S.	COSTO	PROCESO
PUEBLA	2524	415.794.699	PRIMARIO AVANZADO
CD. JUAREZ NORTE	2500	224.003.823	PRIMARIO AVANZADO
LEÓN GUANAJUATO	2500	490.633.607	FILTROS ROCIADORES
CULIACAN NORTE	1700	172.310.633	PRIMARIO AVANZADO
TOLUCA ORIENTE	1250	232.759.800	FILTROS LODOS ACTIVADOS
CD JUAREZ SUR	1000	97.642.692	PRIMARIO AVANZADO
PASTOR ORTIZ MICHOACAN	60	20.124.486	LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
ATOTONILCO EL ALTO	60	34.017.946	FILTROS ROCIADORES
GUADALAJARA			
AGUA PRIETA	6120	996.330.816	AEREACIÓN EXTENDIDA
ORIENTE	1590	335.430.864	AEREACIÓN EXTENDIDA
AEROPUERTO	1140	221.905.446	AEREACIÓN EXTENDIDA
STA MARIA	440	101.766.508	AEREACIÓN EXTENDIDA
COYULA	130	50.679.175	AEREACIÓN EXTENDIDA
PTE GRANDE	60	43.845.426	AEREACIÓN EXTENDIDA

*Fuente: Tabla de costos de construcción de plantas emitidas por la C N A.

7.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS.

Los costos de inversión de las plantas de tratamiento, como se mencionó, esta en función de su capacidad , numero de módulos seleccionados, eficiencias de remoción de contaminantes, tipo de proceso, nivel de mecanización y automatización e impacto ambiental.

El 19 de marzo del 2002 se publicaron en el Diario Oficial de la Federación los costos índice para los servicios de agua potable, alcantarillado, desarrollo institucional y saneamiento con los que se define la participación federal en proyectos cuyo costo no sea mayor de 397 MDP, (ver tabla 7.5.a.).

Tabla 7.5.a. Costos índice publicados en el DOF. (19 de marzo de 2002)

SERVICIO	COSTO ÍNDICE (\$/habitante)	MÁXIMO APOORTE FEDERAL (\$/habitante)
Aguá potable	1,985	993
Alcantarillado	1,613	806
Desarrollo institucional	248	124
Saneamiento*	137	68

(* millones de \$ por m³/seg)

Como se observa en la tabla 7.5.a el costo índice para una planta de tratamiento con una capacidad de 1 m³/s, es de 137 MDP/m³, sin embargo no se especifica el proceso, numero de módulos, ni eficiencias de remoción. Aunque no se hace explicito, este índice representa el costo mínimo para un sistema de 1000 lps de capacidad y al reducir o aumentar dicha capacidad, por economía de escala se incrementara o se reducirá el costo.

De la revisión y análisis de costos de inversión de plantas de tratamiento construidas se obtuvieron costos índice que varían de 100 a 500 MDP/m³, dependiendo del proceso y capacidad. Por ejemplo, la planta de tratamiento de Atemajac de Brizuela, en el estado de Jalisco, para una capacidad de 10 lps tubo un costo de 4.1 MDP, con lo cual se obtiene un costo índice de 415 MDP/m³. La planta de tratamiento de Piedras Negras de 360 lps de capacidad, tubo un costo aproximado de 70 MDP, con los cual se obtiene un costo índice de 194 MDP/m³; para Ciudad Acuña la planta cuyo gasto fue de 250 lps y el costo de 95 MDP, el costo índice es de 380 MDP/m³; y, finalmente

para la planta de Río Blanco de Guadalajara, cuyo gasto es de 150 lps, tubo un costo cercano a los 40 MDP, con lo cual se tiene un costo índice aproximado de 270 MDP/m³.

En plantas pequeñas los costos índice se incrementan, por ejemplo, en la localidad de Ciénega de las Flores, se construyo una planta de 25 lps con un costo de 8.8 MDP, lo que representa un costo índice de 350 MDP/M³. Los costos que se presentan son de plantas de tratamiento que se han puesto en operación entre los años de 1999 al 2002, por lo que algunos costos índice tendrían que ser actualizados.

De acuerdo con la información anterior se puede confirmar el índice publicado de la Federación funciona para plantas con capacidad de 1 m³/s o mayores, para procesos convencionales y para concentraciones medias de aguas residuales típicas municipales.

En las corridas realizadas se obtuvieron índices de 122 a 352 MDP/m³; como es obvio los menores índices se obtuvieron en las plantas mayores al m³/s lo que representa que los costos de inversión obtenidos se encuentran entre los costos comerciales actuales.

Es conveniente hacer notar que los costos de inversión obtenidos incluyen algunos costos indirectos que en la mayoría de las plantas que se construyen en la mayoría del país no se consideran; estos costos indirectos representan del 8 al 15 % de la inversión total, que como se menciona en los resultados obtenidos ya están incorporados.

Por otro lado, el costo unitario \$/m³ vario des de 0.84 hasta 2.37 \$/m³ para el sistema de filtro biológicos; de 1.04 a 2.58 \$/m³ para el sistema de lodos activados convencional y de 1.38 a 3.01 \$/m³ para el sistema de aereación extendida modificada. En este ultimo proceso es posible reducir el costo de inversión y, en consecuencia el costo unitario al ajustarse las dimensiones de las unidades de tratamiento y la potencia de los equipos que resultan de las corridas del paquete empleado.

En la tabla 7.5.b. se presenta el resumen de la información generada para todas las plantas analizadas.

Tabla 7.5.b. Resumen de costos de inversión, operación y mantenimiento, costo unitario y costo por m³.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

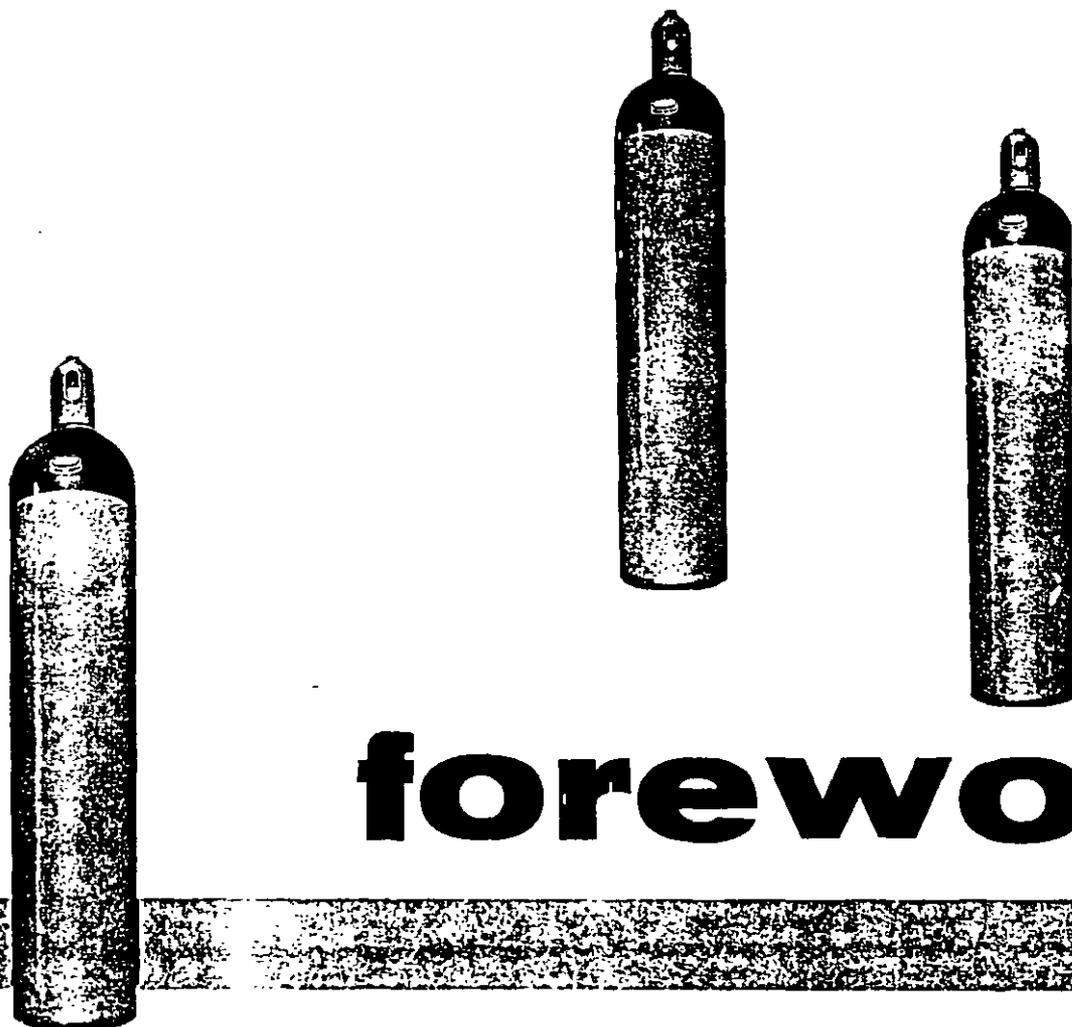
**MÓDULO III: CA100
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

**TEMA:
MANUAL DE CLORO**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
MAYO DEL 2003**



The information in this Manual is drawn from sources believed to be reliable. Safety suggestions are based on the accident prevention experience of a number of members of The Chlorine Institute, Inc. The Institute and its members make no guarantee, jointly or severally, in connection with the information or the safety suggestions herein. Moreover, it should not be assumed that every acceptable safety procedure is included or that abnormal or unusual circumstances may not warrant or require modified or additional procedure. These suggestions should not be confused either with federal, state, municipal, or insurance requirements, or with national safety codes.



foreword

Increased and more widespread uses of chlorine in modern technology, and the accompanying demand for authoritative information on recognized principles of chlorine handling, resulted in publication by The Chlorine Institute, Inc. of its first *Chlorine Manual* in 1949. A second edition was published in 1954. This third edition is broader in scope and reflects recent experience involving safety aspects of shipment, handling and use of chlorine.

This Manual is intended to be a compendium of experience, available to the Chlorine Institute, Inc., of materials, equipment and practices that contribute

to safe handling, storage and shipment of chlorine. Important properties of chlorine have been included in it as well as practical methods of dealing with emergencies that have been encountered. The bibliography will serve readers who wish more detailed, original information about many aspects to which text references have, of necessity, been brief. No attempt has been made to incorporate information about processes of manufacture or use of chlorine.

Where questions remain, such as to details of protective provisions or procedures, the user should consult his chlorine or equipment producer or supplier.

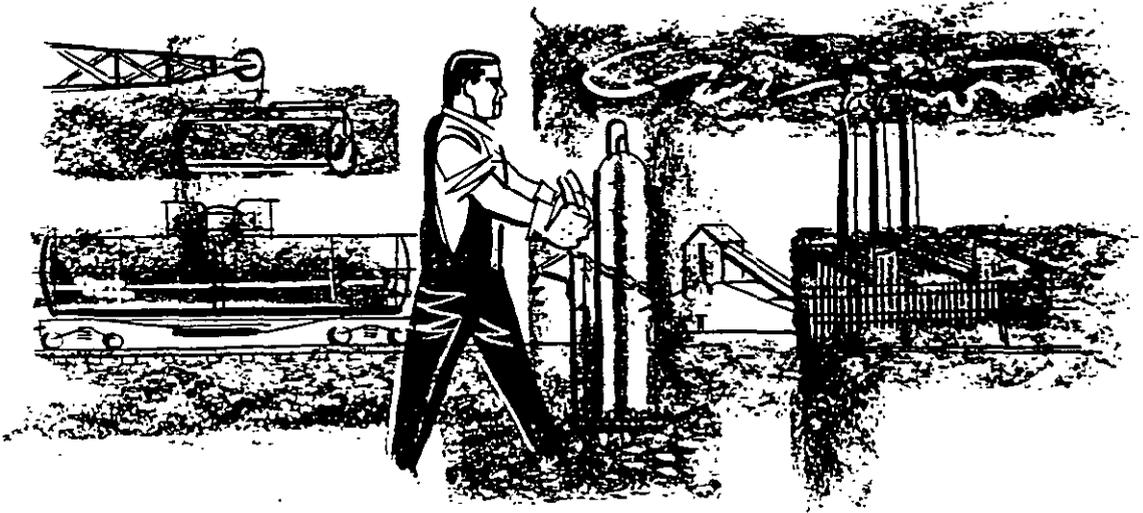
contents

Figure		Page
2.1	Chlorine Cylinders	6
2.2	Chlorine Institute Standard Cylinder Valves	7
2.3	Chlorine Ton Container	7
2.4	Chlorine Institute Ton Container Valve	8
2.5	Chlorine Institute Standard $\frac{3}{4}$ -Inch Fusible Plug for Ton Containers	8
2.6	Multi-Unit Chlorine Tank Car (TMU)	9
2.7	Single-Unit Chlorine Tank Car	9
2.8	Valve Arrangement and Manway for Single-Unit Tank Car	10
2.9	Chlorine Institute Standard Angle Valve	11
2.10	Excess-Flow Valve for Single-Unit Tank Cars	12
2.11	Chlorine Institute Tank Car Safety Valve	12
2.12	Chlorine Tank Barge	13
2.13	Hand Truck for Moving Chlorine Cylinders	14
2.14	Lifting Clamps for Handling Chlorine Ton Containers	15
2.15	Yoke and Adapter Type Connection	16
8.1	Vapor Pressure of Liquid Chlorine	26
8.2	Temperature-Density Relation of Liquid Chlorine	27
8.3	Solubility of Chlorine in Water	28
8.4	Volume-Temperature Relation of Liquid Chlorine in a Container Loaded to Its Authorized Limit	29

tables

Table		Page
2.1	Dimensions and Weights of Cylinders and Ton Containers	8
2.2	Dimensions and Weights of Tank Cars	13
3.1	Recommended Alkaline Solutions for Absorbing Chlorine	17
4.1	Steel Construction Materials for Dry Chlorine at Service Temperatures between -20°F and 300°F	19
4.2	Copper and Copper Alloy Construction Materials for Dry Chlorine	19
7.1	Physiological Response to Various Concentrations of Chlorine Gas	22

Section		Page
1.	General Information	
.1	Chlorine in Commerce	5
.2	Chemical and Physical Properties	5
.3	Health Hazards	5
.4	Other Hazards	5
2.	Handling and Storage	
.1	Chlorine Shipping Containers	6
.2	Handling Restrictions	10
.3	Cylinders and Ton Containers	10
.4	Multi-Unit Tank Cars	14
.5	Single-Unit Tank Cars	14
.6	Tank Barges	16
.7	Stationary Storage	16
3.	Emergency Measures	
.1	General	16
.2	Finding Leaks	16
.3	Emergency Assistance	16
.4	Fire	16
.5	Controlling Leaks	17
.6	Preparations for Handling Emergencies	17
4.	Engineering Control of Hazards	
.1	Building Design	18
.2	Piping—Dry Chlorine	18
.3	Piping—Wet Chlorine Gas	19
.4	Heating and Ventilating	19
.5	Waste Disposal	19
5.	Equipment Cleaning and Repairs	
.1	Preparation	20
.2	Entering Tanks	20
.3	Exterior Repairs	20
6.	Employee Safety	
.1	Employee Education and Training	20
.2	Personal Protective Equipment	20
.3	First Aid Equipment	21
7.	Medical Aspects and First Aid	
.1	Health Hazards	22
.2	Preventive Health Measures	22
.3	Suggestions to Physicians	22
.4	First Aid	23
8.	Technical Data	
.1	General	24
.2	Atomic and Molecular Properties	24
.3	Chemical Properties	24
.4	Physical Properties	24
9.	References	
.1	Chemical and Physical	30
.2	Transportation	30
.3	Medical and Toxicological	31
.4	Sanitation	32
.5	Miscellaneous	32



general information

1.1 CHLORINE IN COMMERCE

Chlorine in commerce is a liquefied gas under pressure; the chlorine in containers has both a liquid and a gas phase. All containers used in the transportation of chlorine as well as all means of their transportation are controlled by strict Federal or other governmental regulations.

1.2 CHEMICAL AND PHYSICAL PROPERTIES

Chlorine is one of the chemical elements. Neither the gas nor the liquid is explosive or flammable; both react chemically with many substances. Chlorine is only slightly soluble in water. The gas has a characteristic odor and greenish yellow color and is about two and one-half times as heavy as air. Thus, if it escapes from a container or system, it will seek the lowest level in the building or area in which the leak occurs. (See §4.4.) Liquid chlorine (not to be confused with water solutions of chlorine gas) is clear amber in color and is about one and one-half times as heavy as water. At atmospheric pressure, it boils at -29.29°F and freezes at -149.76°F . One volume of liquid chlorine, when vaporized, will yield about 450 volumes of gas. Although *dry* chlorine does not react with (corrode) many metals, it is very reactive (strongly corrosive) when moisture also is present. For details see §8.

1.3 HEALTH HAZARDS

Liquid chlorine is a skin irritant; prolonged contact will produce "burns." Liquid chlorine in the eyes will cause severe damage. When exposed to normal atmospheric pressure and temperature it vaporizes to gas.

Chlorine gas is primarily a respiratory irritant. In concentrations exceeding 15 ppm it will irritate the mucous membranes, the respiratory system and the skin. In extreme cases, the difficulty of breath-

ing may increase to the point where death can occur from suffocation. For more details see §7.

The characteristic penetrating odor of chlorine gas gives warning of its presence in the air. Its greenish yellow color makes it visible when high concentrations are present.

1.4 OTHER HAZARDS

1.4.1 Fire

Chlorine is neither explosive nor flammable; however, chlorine will support combustion.

1.4.2 Chemical Action

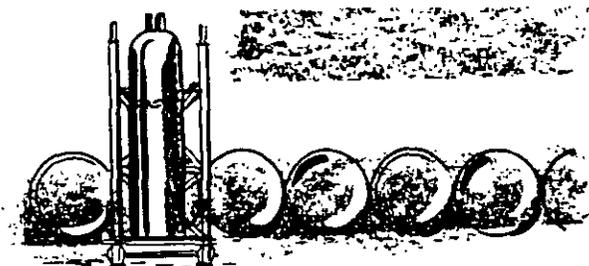
Chlorine has a very strong chemical affinity for many substances. It will react with almost all the elements and with many inorganic and organic compounds, usually with the evolution of heat. At elevated temperatures it reacts vigorously with most metals. For more details see §8.3.

1.4.3 Volumetric Expansion

The volume of liquid chlorine increases considerably with increasing temperature. Precautions must be taken to avoid hydrostatic rupture of containers or other equipment filled with liquid chlorine. (See §2.1.5 and §2.3.3.2.)

1.4.4 Corrosive Action

At ordinary temperatures, *dry* chlorine, either liquid or gas, does not corrode steel. (For other materials used in piping systems see §4.3 and §8.3.3.2.) In the presence of moisture, however, highly corrosive conditions exist as a result of the formation of hydrochloric and hypochlorous acids. *Every precaution must be taken to keep chlorine and chlorine equipment free from moisture.* Pipe lines, valves, and containers must be tightly closed when not in use to keep out moisture from the air. *Never use water on a chlorine leak because resulting corrosive conditions always make the leak worse.*



handling and storage

2.1 CHLORINE SHIPPING CONTAINERS

2.1.1 General

Interstate Commerce Commission (I.C.C.) Regulations and Specifications are specifically referred to throughout §2.1. Except as otherwise noted, operations in Canada are governed by identical Regulations and Specifications of the Board of Transport Commissioners for Canada (B.T.C.C.) (See §9.2.)

The I.C.C. and the B.T.C.C. use the service of the Bureau of Explosives of the Association of American Railroads to carry out the requirements of the law. Requests for permits or for information concerning the Regulations and Specifications in the United States should be addressed to the Bureau at 63 Vesey Street, New York 7, New York.

2.1.2 Shipping Regulations

Liquid chlorine is classified as a non-flammable compressed gas by the I.C.C. and the U.S. Coast Guard, and by the B.T.C.C.

Interstate and foreign shipments originating within the limits of the United States must comply with I.C.C. Regulations regarding loading, handling, and marking. Water shipments also must comply with the U.S. Coast Guard Regulations. (In practice chlorine shippers do not differentiate between inter- and intra-state shipments.)

Shipments in Canada must comply with the B.T.C.C. Regulations.

2.1.3 Container Specifications

Except for tank barges, all chlorine shipping containers used in interstate commerce must comply with I.C.C. Specifications. Tank barges must comply with the specifications of the U.S. Coast Guard.

Chlorine shipping containers in Canada must comply with B.T.C.C. Specifications.

2.1.4 Container Types and Sizes

2.1.4.1 Cylinders. Not over 150 lb capacity (§2.1.5.2), complying with I.C.C. Spec. 3A480, 3AA480, 25, 3, 3BN480, 3E and B.E. 25.

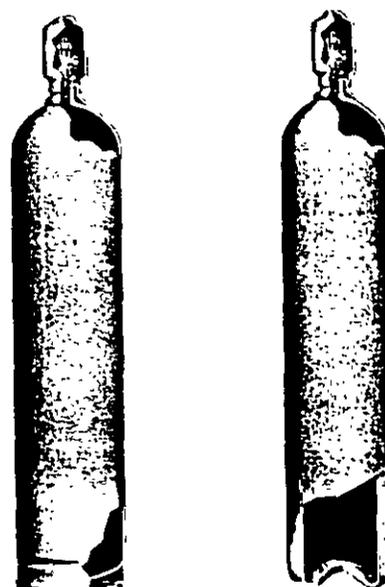


Figure 2.1 Chlorine Cylinders: Foot Ring Type (left) and Bumped-Bottom Type (right)

2.1.4.2 Ton Containers. Loaded to about 2,000 lb (§2.1.5.2), complying with Spec. I.C.C. 106A500, 106A500X, and B.E. 27.

2.1.4.3 TMU Cars. (Multi-unit tank cars), special cars built to carry 15 of the above-named ton containers.

2.1.4.4 Single-unit Tank Cars. Not over 110,000 lb capacity (§2.1.5.2), complying with Spec. I.C.C. 105A500 and 105A500W; older cars complying with Spec. I.C.C. 105A300, 105A300W, 105 or ARA V. Class 105A cars having higher marked test pressures also may be used.

2.1.4.5 Tank Trucks. Trucks complying with I.C.C. Spec. MC 330 are authorized for chlorine but none is in service currently in the United States or Canada.

2.1.4.6 Tank Barges. Varying from 550 to 1,100 tons capacity, having tanks complying with the re-

quirements of Class I arc-welded, unfired pressure vessels as defined in U.S. Coast Guard Marine Engineering Regulations. (See §9.2.)

2.1.5 Containers, General

The following points of similarity are common to all these containers:

1. They are steel.
2. The maximum permitted filling density is 125 per cent. The filling density is defined by the I.C.C. as "...the per cent ratio of the weight of gas in the tank to the weight of water that the tank will hold. For determining the water capacity of the tank in pounds, the weight of a gallon (231 cubic inches) of water at 60°F. in air shall be 8.32828 pounds."
3. They are equipped with safety devices. (An exception is the lecture bottle, I.C.C. 3E.)
4. They are pressure-tested at regular intervals as required by I.C.C. or U.S. Coast Guard Regulations.

2.1.6 Cylinders

2.1.6.1 Construction. Chlorine cylinders are of seamless construction with a capacity of from 1 to 150 lb; those of 100- and 150-lb capacity predominate. I.C.C. Regulations limit the maximum filling to 150 lb of chlorine for all cylinders purchased since November 1, 1935. Approximate dimensions and weights of common cylinders are shown in Table 2.1. The only opening in the cylinder permitted by Regulations is the valve connection at the top.

Cylinders are either of the foot-ring type, or the bumped-bottom type. (See Fig. 2.1.) A steel valve protection hood is provided to cover the valve. Always keep the hood in place, except when the cylinder is connected.

The I.C.C. specification number, serial number, identifying symbol, and date of hydrostatic test must be stamped on the metal near the cylinder neck. It is illegal to mar or deface these markings, except upon prior approval of the Bureau of Explosives.

2.1.6.2 Valve. The Chlorine Institute, Inc. has designed a Chlorine Institute Standard Cylinder Valve. The valve outlet threads are not standard pipe threads, but are special straight threads (designated as 1.030"-14NGO-RH-EXT) which conform to connection number 660 of American Standard B57.1. (See §9.5.) These cylinder valves are equipped with either of two types of safety devices. One has fusible metal cast directly into a

threaded hole in the valve body; the other has a threaded bronze plug containing the fusible metal screwed into a tapped hole in the valve body. (See Fig. 2.2.) Valve drawings are available from The Chlorine Institute, Inc.

The fusible plug is a safety device designed to melt between 158°F and 165°F (70°C to 73.9°C), thus releasing pressure and preventing rupture of the container in case of fire or other exposure to high temperature. Because the opening for the plug is below the valve seat, the contents of the cylinder will be vented if the plug is loosened. In spite of these safety devices cylinders occasionally burst when in fires, and pieces of metal may be hurled several hundred yards. (See §3.4 and §3.5.1.) Never tamper with the fusible plug and never expose cylinders to heat.

2.1.6.3 Shipping. Cylinders can be shipped by rail in either carload or less than carload lots. Freight tariffs specify minimum carload weights of 30,000 lb for full and 36,000 lb for empty cylinders. Any number of cylinders can be shipped by truck. Shipments via motor vehicles may be made in less than carload lots or in truck load quantities of various minimum weights depending on the motor carrier and area of transportation.

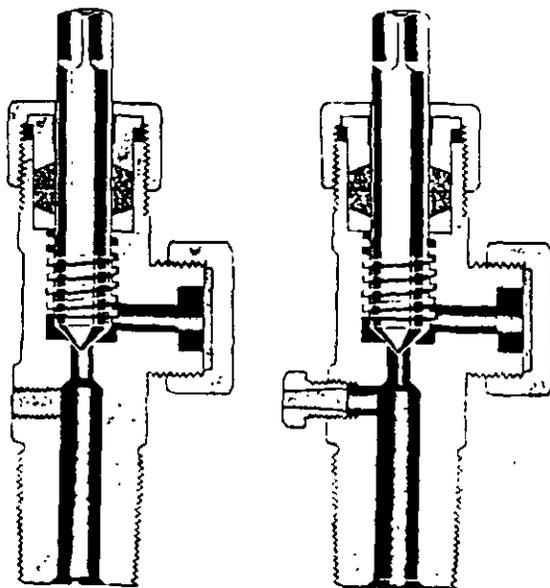


Figure 2.2 Chlorine Institute Standard Cylinder Valves: Poured Type Fusible Plug (left) and Screwed Type Fusible Plug (right)

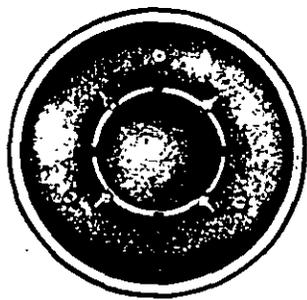


Figure 2.3 Chlorine Ton Container

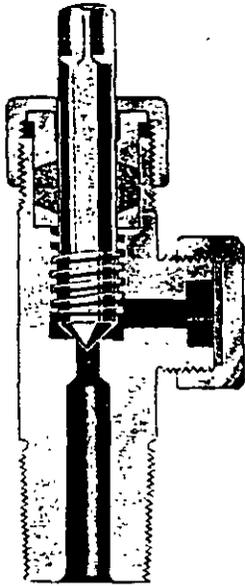


Figure 2.4 Chlorine Institute Ton Container Valve

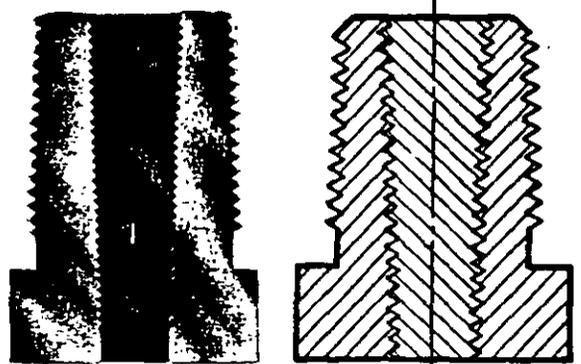


Figure 2.5 Chlorine Institute Standard $\frac{3}{4}$ " Fusible Plug For Ton Containers

2.1.7 Ton Containers

2.1.7.1 Construction. The ton container is a welded tank having a loaded weight as much as 3,700 pounds. Dimensions are shown in Table 2.1. The heads are convex inward, and the sides are crimped inward to form chimes which provide a substantial grip for lifting clamps used in handling. (See Figs. 2.3 and 2.14.) (A few containers have compound curvature on the head opposite the valves.)

The I.C.C. specification number, serial number, inspector's official mark, identifying symbol, dates of hydrostatic tests, and water capacity, in lb. must be stamped on the metal of one head or chime, usually at the valve end. The tare weight sometimes is stamped or punched on a brass plate or the chime. It is illegal to mar or deface these markings, except upon prior approval of the Bureau of Explosives.

2.1.7.2 Operating Valves. The container is equipped with two identical valves near the center of one end. The Chlorine Institute, Inc. has designed

a Chlorine Institute Standard Ton Container Valve. This differs from the Standard Cylinder Valve only in that it has no fusible metal plug and it has a larger internal passage. (See Fig. 2.4.)

Each valve is connected inside the container to an eduction pipe. The valves are protected by a removable steel valve protection hood. Always keep the hood in place except when the container is connected.

2.1.7.3 Safety Devices. Each container is equipped with six fusible metal plugs, three in each end, spaced 120° apart. (A few have eight plugs, four in each end.) These plugs are safety devices designed to melt between 158°F and 165°F (70°C to 73.9°C) thus releasing the pressure and preventing rupture of the container in case of fire or other exposure to high temperature. (See §2.1.6.2.) The Chlorine Institute Standard $\frac{3}{4}$ " Fusible Plug is shown in Fig. 2.5. A few repaired containers may have one or more 1" fusible plugs. Never tamper with the fusible plugs and never expose ton containers to heat.

2.1.7.4 Shipping. Loaded ton containers may be shipped by rail only as a part of a TMU car. Regulations also provide that one or more containers may be transported on trucks or semi-trailers.

Table 2.1 Dimensions and Weights of Cylinders and Ton Containers

Co- capacity, lb	Weight Class	Weight (1) Empty, lb	Outside Diameter, in.	Overall Height (2) or Length, in.
100	Heavy	80-115	$8\frac{1}{4}$ - $8\frac{1}{2}$	53-59
100	Light	63-79	$8\frac{1}{4}$ - $8\frac{1}{2}$	53-55
100	Heavy	95-105	$10\frac{1}{2}$ - $10\frac{3}{4}$	40-43
100	Light	63-76	$10\frac{1}{2}$ - $10\frac{3}{4}$	$39\frac{1}{2}$ -43
105	Heavy	85	$10\frac{1}{4}$ - $10\frac{1}{2}$	$41\frac{1}{8}$
105	Light	72-77	$10\frac{1}{4}$ - $10\frac{1}{2}$	40-41
105	Light	72-77	$8\frac{1}{4}$ - $8\frac{1}{2}$	57-58
150	Heavy	120-140	$10\frac{1}{2}$ - $10\frac{3}{4}$	53-56
150	Light	85-105	$10\frac{1}{4}$ - $10\frac{3}{4}$	53-56
2000	...	1300-1650	30	$79\frac{3}{4}$ - $82\frac{1}{2}$

Note: (1) Weight includes protection hood and valve(s).
(2) Height to top of valve protection hood; height to center line of valve outlet is about $3\frac{1}{2}$ " less.

2.1.8 Multi-Unit Tank Cars

A multi-unit tank car (TMU car) consists of a specially-constructed underframe on which 15 ton containers are mounted. (See Fig. 2.6.) Because it is a tank car, freight is paid on the chlorine only (30,000 lb) and no freight is paid on empty cars when sent by reverse routing.

2.1.9 Single-Unit Tank Cars

2.1.9.1 Construction. Single-unit chlorine tank cars are built in three capacities: 16-ton, 30-ton, and 55-ton. (See Fig. 2.7.) All are provided with 4" of corkboard insulation, protected by a steel jacket. Dimensions and weights of these cars are shown in Table 2.2. At the center on the top on the car there is a manway which is the only opening in the tank.

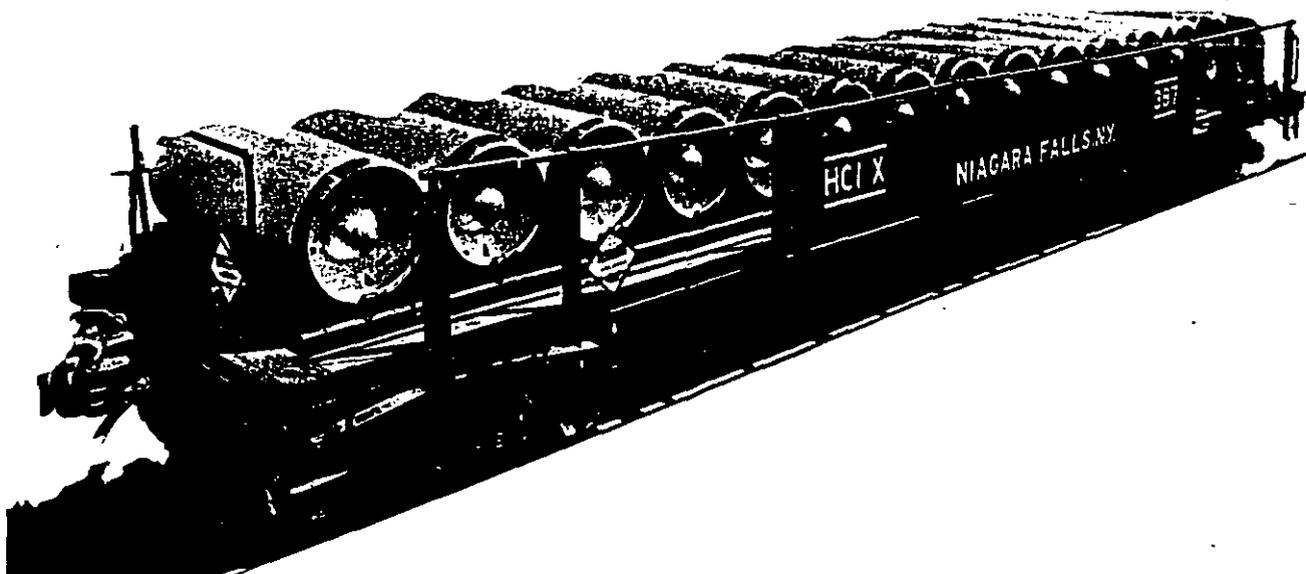


Figure 2.6 Multi-Unit Chlorine Tank Car (TMU)

2.1.9.2 Valve Arrangement. Five valves are mounted on the manway cover inside the housing as shown in Figure 2.8. Four of these are angle valves; the fifth, mounted in the center, is a safety valve. Opposite each angle valve there is an opening in the protective housing, protected by a suitable cover, through which the unloading lines are connected.

2.1.9.3 Operating Valves. The Chlorine Institute, Inc. has designed a Chlorine Institute Standard Angle Valve. (See Fig. 2.9.) The valve is made of forged steel with monel trim. Outlets are 1" female American Standard taper pipe threads, and are protected by pipe plugs. The two angle valves on the longitudinal center line of the car are for unloading liquid chlorine. The two angle valves on the transverse center line will de-

liver gas. (On some 55-ton cars one of the gas valves has been replaced with a second safety valve.)

2.1.9.4 Excess-Flow Valves. Under each liquid valve is an eduction pipe, fastened to the manway cover and extending to the bottom of the tank. At the top of each eduction pipe, immediately below the angle valve, is a rising-ball, excess-flow valve designed to close when the rate of flow of liquid chlorine is about 7,000 lb/hr. (See Fig. 2.10.) (Some valves of other design are in use and have lower closing rates.) This is a protective device designed to close automatically against the outward flow of liquid chlorine if the angle valve is broken off or under certain conditions, if the unloading line is severed.

2.1.9.5 Safety Valve. The safety valve is of the spring-loaded type and may be combined with a

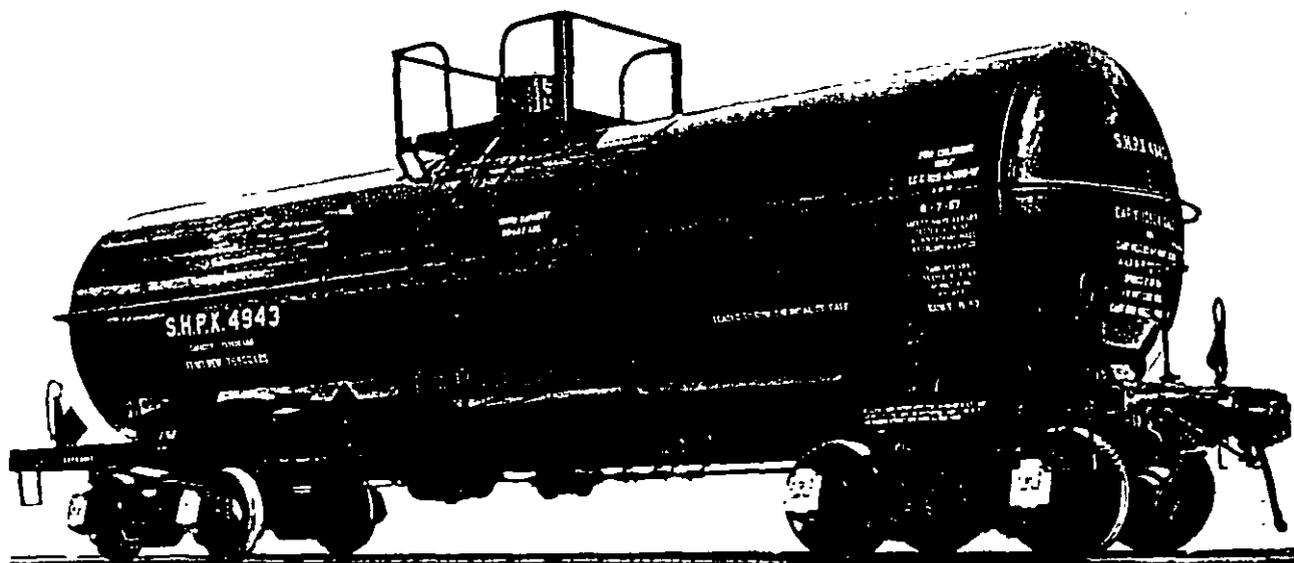


Figure 2.7 Single-Unit Chlorine Tank Car

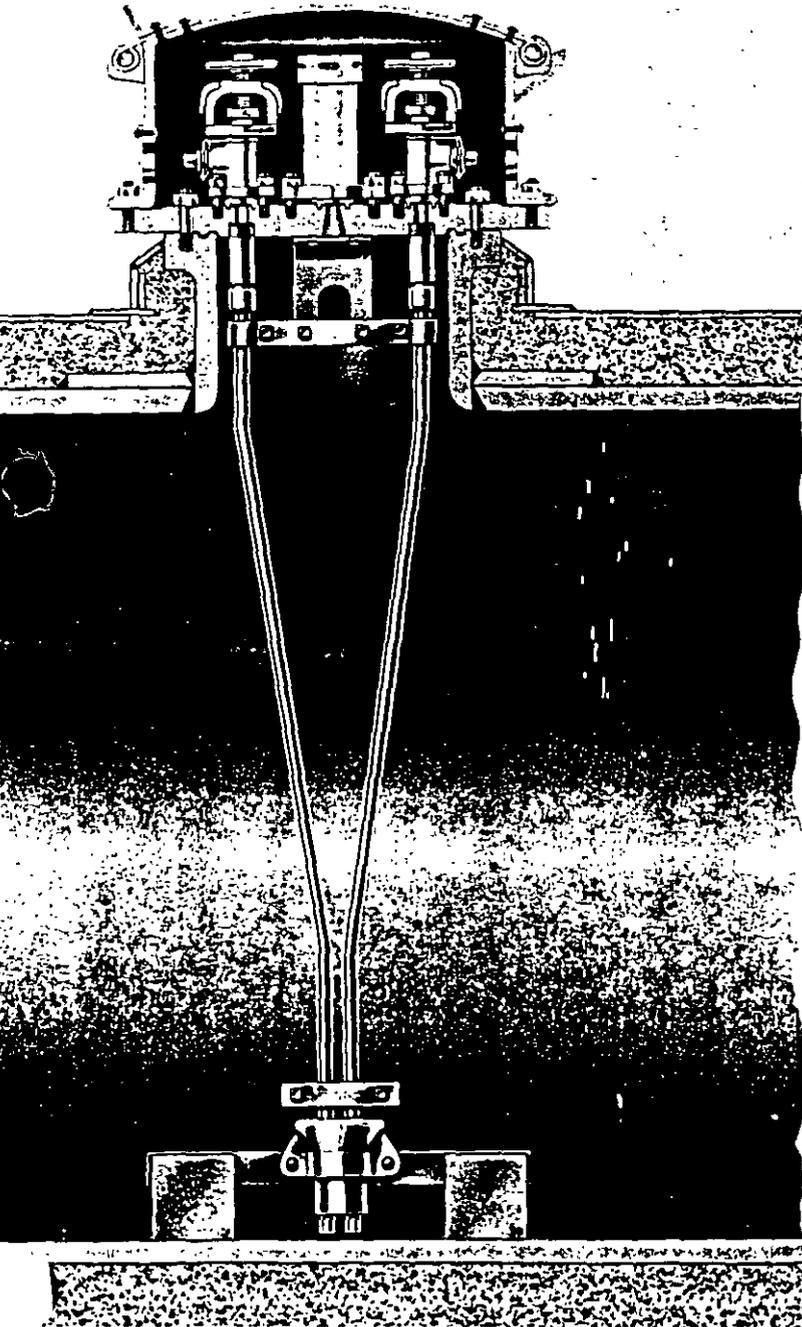
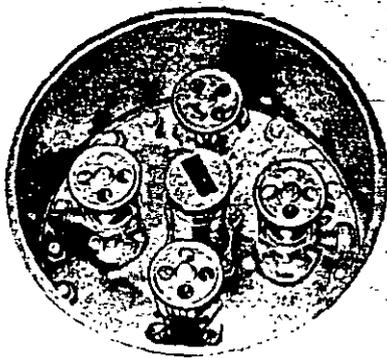


Figure 2.8 Valve Arrangement and Manway for Single-Unit Tank Car

breaking-pin assembly. (See Fig. 2.11.) On cars stenciled 105A300 or 105A300W the valve is designed to start to discharge at 225 psig; on cars stenciled 105A500 or 105A500W it is designed to start to discharge at 375 psig.

2.1.10 Tank Barges

Chlorine tank barges (see Fig. 2.12) vary in capacity from about 550 to 1,110 tons. Barges have either 4 or 6 tanks containing from 85 to 185 tons each. The tanks must comply with the regulations of the U.S. Coast Guard. Tank lagging is not required.

The valves on barge tanks are similar to those on tank cars, but the arrangement is not standard and on some barges the valves are larger. Inquiries on this subject should be referred to the shipper.

2.2 HANDLING RESTRICTIONS

The following handling restrictions apply to all containers:

1. Persons receiving or shipping chlorine should familiarize themselves with I.C.C. Regulations and Specifications and any others that are pertinent.
2. Except as indicated in §2.5.1.4, never mix chlorine and another gas in a shipping container.
3. Never allow moisture or any liquid other than chlorine to enter a chlorine shipping container.
4. It is illegal to ship any type of container loaded with chlorine unless it is loaded by or with the consent of the owner of the container.
5. It is illegal to ship a leaking chlorine container or a container which has been exposed to fire, whether full or partially full. However, it may be desirable under some circumstances to ship a leaking chlorine container (including tank cars) to which a cap or other emergency device has been applied. *The Bureau of Explosives should be consulted for advice before making any such shipment.*
6. I.C.C. Regulations (§74.565a) provide "Consignees must report promptly to the Bureau of Explosives all instances of improper stowing and broken, leaking, or defective containers of explosives or other dangerous articles in shipment received by them." Also notify the supplier.

2.3 CYLINDERS AND TON CONTAINERS

Throughout §2.3 *container* refers both to cylinders and to ton containers.

2.3.1 Moving

Chlorine is a hazardous substance and care must be exercised in handling containers. When moving containers, valve protective hoods should be in place. Containers should not be dropped and no object should be allowed to strike them with force. Never apply heat to chlorine containers or their valves.

A properly balanced hand truck, having a clamp support at least two-thirds of the way up the cylinder, should be used to move cylinders. (See Fig. 2.13.) When cylinders must be lifted and an elevator is not available, a crane or hoist equipped with a special cradle or carrier should be used; never use a chain, rope sling, or magnetic

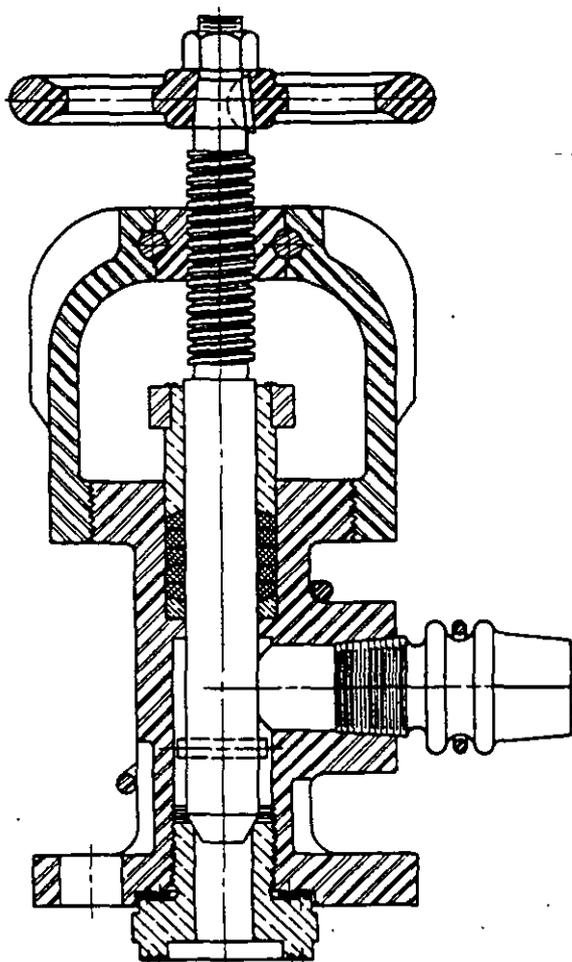
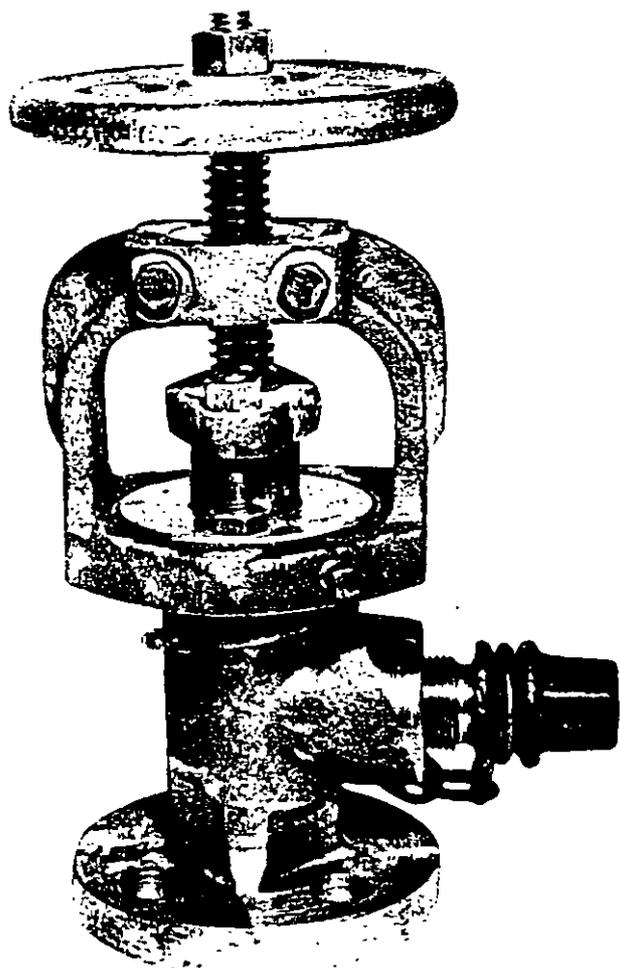


Figure 2.9 Chlorine Institute Standard Angle Valve

device. Never lift a cylinder by means of the valve protection hood because the hood is not designed to carry the weight of the cylinder.

Ton containers should be handled with a suitable lift clamp (see Fig. 2.14) in combination with a hoist or crane of at least 2 tons capacity. Ton containers being trucked should be carefully chocked or clamped down on saddles to prevent shifting and rolling.

2.3.2 Storage

All containers, whether empty or full, should be stored in a dry area and protected from external heat sources such as steam pipes. If stored outdoors, they should be protected from direct sunlight and rain or snow. Fireproof storage areas are recommended. *Chlorine containers should be segregated from other compressed gas containers.* Never store containers near turpentine, ether, anhydrous ammonia, finely divided metals, and hydrocarbons or other flammable materials. The storage area should be clean so that trash will not provide a fire hazard.

The storage area should be well ventilated. (See §4.4.) Subsurface storage should be avoided.

Containers should not be stored near elevators, gangways or ventilating systems because, in the event of a leak, dangerous concentrations may spread rapidly to other parts of the building. Locations should be avoided where containers may drop or

where heavy objects or vehicles may strike or fall on them. *Valve protection hoods should be kept in place on all containers in storage.*

Cylinders should be stored in an upright position. Ton containers should be stored on their sides above the ground or floor on steel or concrete supports. *Ton containers should not be stacked or racked more than one high unless special provision is made for easy access and removal.* Storage should be arranged so that containers are used in the order in which they are received, and so that removal of individual containers and daily inspection can be done without disturbing other ton containers and with a minimum of handling of other cylinders. Full and empty containers should be stored separately.

2.3.3 Using

2.3.3.1 General. Never tamper with the fusible plug safety devices on containers. Containers or valves should not be altered or repaired by the consumer; if they are damaged, the chlorine supplier should be notified, giving the container number and nature of the damage.

Containers should be used in the order in which they are received.

2.3.3.2 Gas Discharge. Cylinders deliver chlorine gas when in an upright position and liquid when in an inverted position. (See §2.3.3.3.) Ton con-

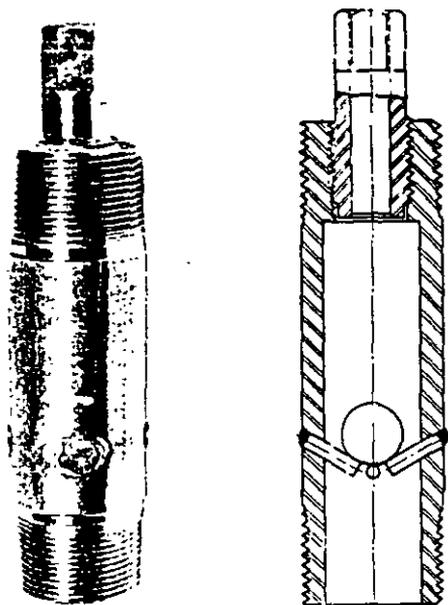


Figure 2.10 Excess-Flow Valve for Single-Unit Tank Cars

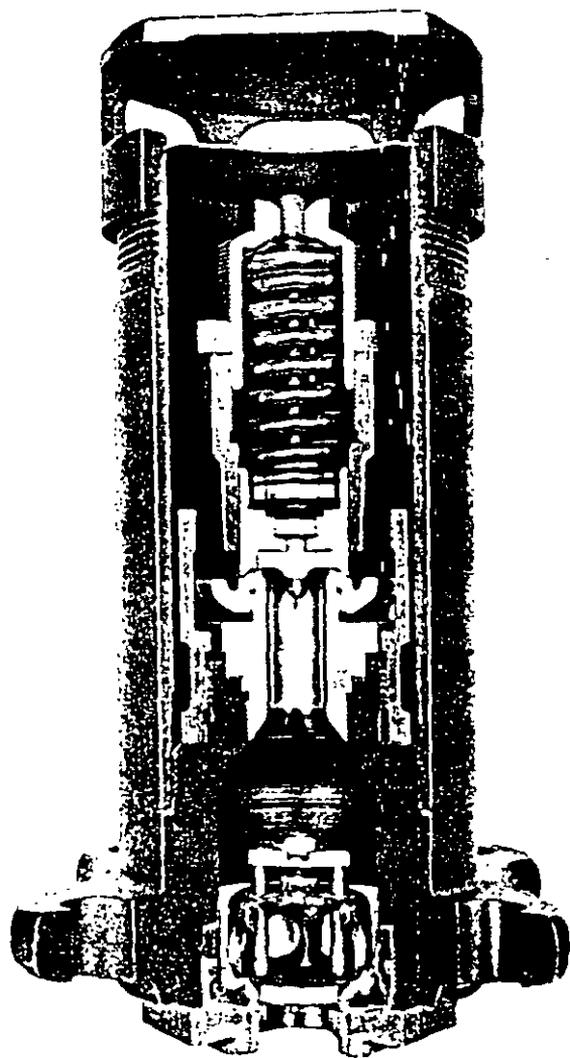


Figure 2.11 Chlorine Institute Tank Car Safety Valve

tainers in a horizontal position and with the valves in a vertical line (see Fig. 2.3) deliver gas from the upper valve and liquid from the lower valve.

The flow of chlorine gas from a container depends on the internal pressure which in turn depends on the temperature of the liquid chlorine. In order to withdraw gas, liquid must be vaporized. This tends to reduce its temperature and thereby its vapor pressure. At low discharge rates when sufficient heat can be obtained from the surrounding air, the pressure in the container normally will remain constant and uniform flow can be maintained. At high discharge rates, however, the temperature and pressure within the container will fall due to the cooling effect of vaporization in the container, and the rate of flow will gradually diminish. At excessive discharge rates, the liquid will be cooled sufficiently so that frost may form on the outside of the container. The insulating effect of the frost causes a further decrease in the rate of discharge. Discharge rates may be increased by circulating room temperature air around the container with a fan; never place the container in a bath of hot water or apply direct heat.

The dependable continuous discharge rate of chlorine gas from a single 100-lb or 150-lb cylinder without sweating under normal temperature (70°F) and air circulation conditions is about 1¼ lb/hr against a 35 psi back pressure. The rate for a ton container is about 15 lb/hr under similar conditions. If sweating can be tolerated these rates can be doubled; for short periods they may be greatly exceeded.

If the gas discharge rate from a single container will not meet requirements, two or more can be connected to a manifold and discharged simultaneously, or a vaporizer (evaporator) can be used. (See §2.3.3.3.) When discharging through a manifold, care must be taken that all containers are at the same temperature, particularly when connecting a new container to the manifold. If there is a difference in the temperature of the liquid chlorine, it will transfer by distillation from the warm to the cool container, and the cooler container may become completely filled with liquid. Should this occur, and the container valve then be closed, hydrostatic pressure may cause bursting. For this reason, *extra precautions must be observed when closing valves of containers connected to a manifold. The chlorine or equipment supplier should be consulted for details.*

2.3.3.3 Liquid Discharge. If a vaporizer (evaporator) is used, liquid chlorine is withdrawn from the container and converted to gas. To obtain liquid chlorine from a cylinder, the cylinder should be partially inverted and clamped securely on a rack at an angle of about 60° to the horizontal. As described in §2.3.3.2, liquid chlorine can be obtained from the lower valve of a ton container. The dependable continuous discharge rate of liquid chlorine under normal temperature conditions and against a 35 psi back pressure is about 200 lb/hr for cylinders and 400 lb/hr for ton containers. Batch discharge rates may be considerably higher. *Connection of containers discharging liquid to a manifold is not recommended. Consult your chlorine or equipment supplier for details.*

2.3.3.4 Weighing. Container contents can be

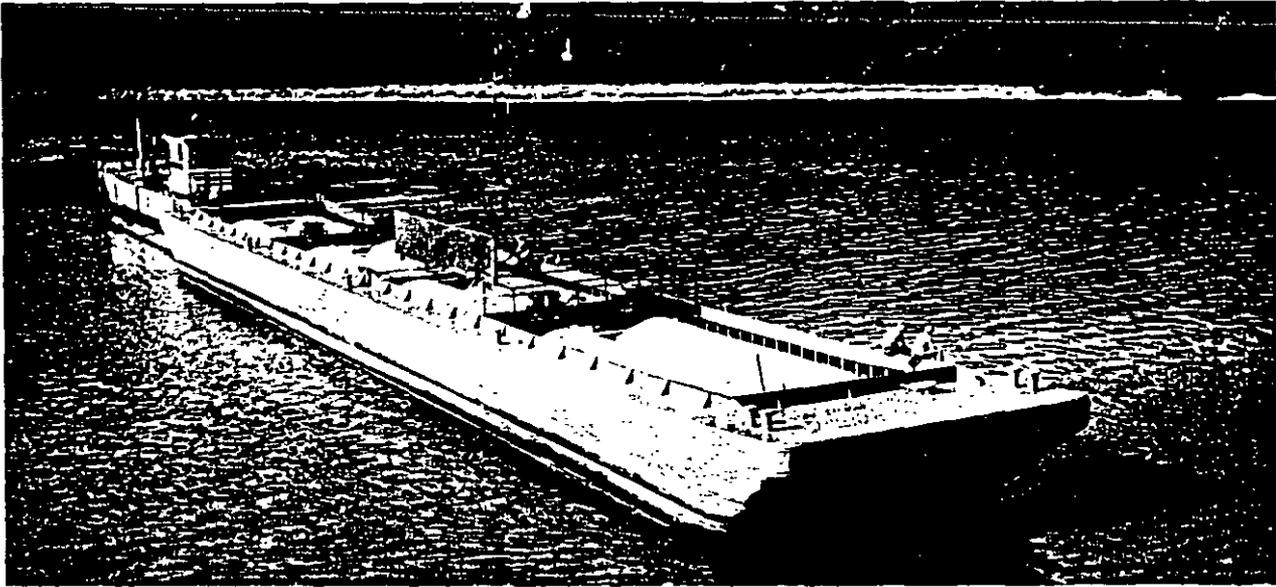


Figure 2.12 Chlorine Tank Barge

determined accurately only by use of a suitable scale. The weight of the full container should be recorded and the empty weight determined by subtracting the specified weight of the contents.

2.3.3.5 Connections. A flexible connection between the container and the piping system should be used. Copper tubing suitable for 500 psig ($\frac{3}{8}$ " OD x .035" wall) is recommended. Yokes (clamps) and adaptors are recommended for connection to the container valve outlet. (See Fig. 2.15.) If union connections are used, the threads on the connectors must match the valve outlet threads. *Valve outlet threads are not standard taper pipe threads.* (See §2.1.6.2.) **Never force connections that do not fit.**

When making connection a new gasket of 2-4% antimony lead (or fiber-Mil A 17472) should be used. The container valve may be opened by turning the valve stem in a counter-clockwise direction. *Use a $\frac{3}{8}$ "-square box wrench not over 6" long.* One complete turn of the stem permits maximum discharge; forcing the stem much beyond this point may cause damage. If the valve is difficult to open, the packing nut may be loosened slightly, the valve opened, and the packing nut retightened. If necessary, to loosen a stuck valve stem, the end of the wrench may be struck with the heel of the hand.

After the connection is made the system should be tested for leaks. (See §3.2.)

2.3.3.6 Absorbing. Unless proper precautions are observed when chlorine is being absorbed in a liquid, the liquid will suck back into the container when it becomes empty due to the creation of a partial vacuum. This must be avoided as it has resulted in numerous accidents. A barometric leg or a vacuum breaking device should be used. *The chlorine or equipment supplier should be consulted before proceeding with this operation.*

2.3.4 Return

As soon as a container is empty, the valve should be closed, lines disconnected, and the valve tested for chlorine leaks. If no leakage is indicated, the outlet cap should be applied promptly and the valve protection hood attached; these fittings should always be kept in place except when the container is connected. If the valve does not close tight on the first trial, it should be opened and closed lightly several times until proper seating is obtained. **Never use a hammer or any other implement to effect a tight valve closure.** If this does not stop the leak, see §3.5. It is illegal to ship a leaking chlorine container. (See §2.2.5.)

The open end of the disconnected line should be

Table 2.2 Dimensions and Weights of Tank Cars

Car	Length Over Strikers (1)	Overall Height (2)	Height to Valve Outlet (2)	Extreme Width (3)	Weight Empty, lb	Weight Loaded, lb
TMU	42' 4"-47' 0"	6' 8"-7' 6"	...	9' 6"-10' 1"	54,500-59,000 (4)	84,500-89,000
16-Ton	32' 2"-33' 3"	10' 5"-12' 0"	9' 3 $\frac{1}{4}$ "-10' 0"	9' 2"-9' 6 $\frac{1}{2}$ "	42,000-51,000	74,000-83,000
30-Ton	33' 10"-35' 11 $\frac{1}{2}$ "	12' 4 $\frac{1}{2}$ "-13' 7"	11' 3"-11' 9"	9' 3"-9' 10"	55,000-65,000	115,000-125,000
55-Ton	38' 9 $\frac{1}{2}$ "-43' 0"	14' 3"-14' 10 $\frac{1}{2}$ "	12' 6"-13' 1 $\frac{1}{2}$ "	9' 3"-10' 7 $\frac{1}{2}$ "	76,000-94,000	187,000-204,000

Notes: (1) Add 2' 6" for length over center line of coupler knuckles. (2) Heights are for empty cars and are measured from top of rail; heights of loaded cars may be as much as 4" less. (3) Width over grab irons. (4) Weight for car with empty containers; underframe only weighs about 34,000 lb to 46,000 lb. (5) Height to manway platform is 6" to 10" less than height to center line of valve.

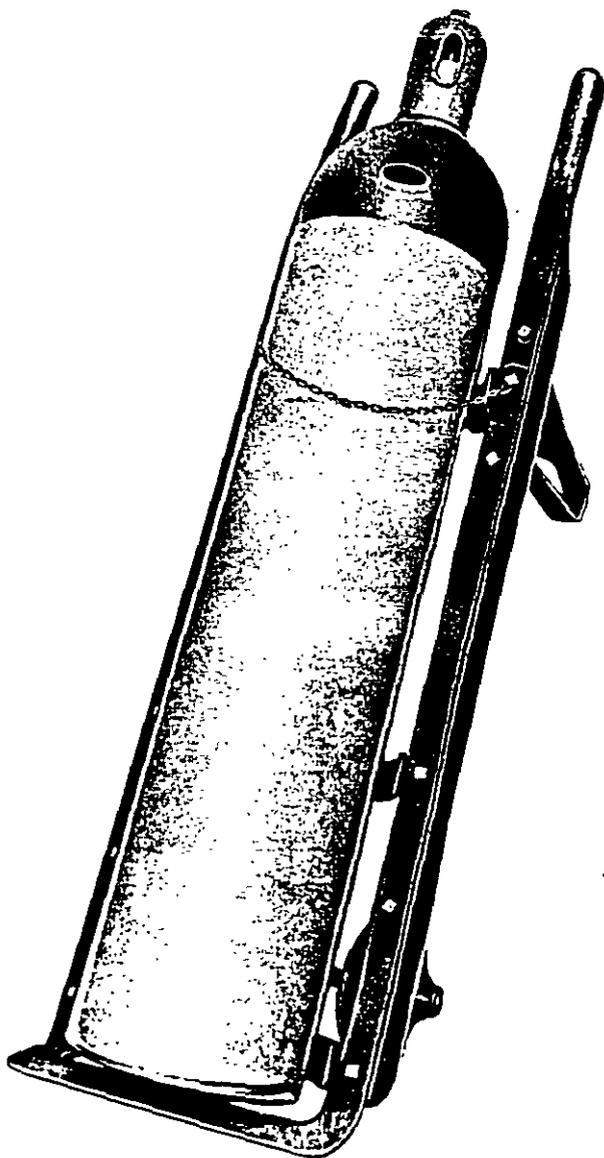


Figure 2.13 Hand Truck for Moving Chlorine Cylinders

plugged or capped immediately to prevent the entry of moisture into the system.

The lower portion of the green warning tag on empty cylinders should be torn off. Empty containers should be returned promptly by reverse routing unless otherwise instructed by the supplier.

2.4 MULTI-UNIT TANK CARS

2.4.1 Removing Containers from Car

I.C.C. Regulations (§74.560) provide that TMU cars must be consigned for delivery and unloading on a private track (as defined by the I.C.C.), except that where no private track is available, the containers may be removed from the car frame on carrier tracks provided the shipper has obtained from the delivering carrier and filed with the originating carrier written permission for such removal.

Car handrails must not be removed or altered by the consumer. Cranes or other lifting devices must be high enough to lift containers over the hand-

rails. (See Table 2.2 for dimensions.) Consult your supplier for details because different type clamps may require different unloading procedures.

Pertinent sections of I.C.C. Regulations quoted in §2.5.1.1 should be observed.

For ton container handling, see pertinent paragraphs in §2.3.

2.4.2 Return

I.C.C. Regulations (§74.562b) provide "After tank car is unloaded, the party unloading the car must remove all shipping cards and 'Dangerous' placards from the car, or may replace or cover the placards with the 'Dangerous—Empty' placards prescribed in §74.563... or reverse the reversible metal placards so as to exhibit the 'Dangerous—Empty' wording and must promptly notify the railroad agent that car is empty."

After loading and securely clamping empty ton containers to the car, it should be returned as promptly as possible in accordance with shipper's instructions.

2.5 SINGLE-UNIT TANK CARS

2.5.1 Unloading

2.5.1.1 Regulations. I.C.C. Regulations (§74.560) provide that single-unit tank cars must be unloaded on a private track (as defined by the I.C.C.).

Other pertinent excerpts from I.C.C. Regulations (§74.561) are:

- "(a1) Unloading operations should be performed only by reliable persons properly instructed and made responsible for careful compliance with this part.
- "(a2) Brakes must be set and wheels blocked on all cars being unloaded.
- "(a3) Caution signs must be so placed on the track or car as to give necessary warning to persons approaching car from open end or ends of siding and must be left up until after car is unloaded and disconnected from discharge connection. Signs must be of metal or other suitable material, at least 12 by 15 inches in size and bear the words 'STOP—Tank Car Connected,' or 'STOP—Men at Work,' the word 'STOP' being in letters at least 4 inches high and the other words in letters at least 2 inches high. The letters must be white on a blue background. . . .
- "(h) Unloading connections must be securely attached to unloading pipes on dome . . . before discharge valves are opened.
- "(i) Tank cars must not be allowed to stand with unloading connections attached after unloading is completed, and throughout the entire period of unloading, or while car is connected to unloading device, the car must be attended by the unloader.
- "(j) If necessary to discontinue unloading a tank car for any reason, all unloading connections must be disconnected. All valves must first be tightly closed, and the closures of all other openings securely applied. . . .
- "(n) All tools and implements used in connection with unloading should be kept free from oil, dirt, and grit."

2.5.1.2 Precautions. A dead-end siding and only for chlorine cars should be provided. Tracks should be level. The car should be protected by a locked derail, a closed and locked switch or, preferably, by both. The derail should be placed at least 50 ft from the end of a car hooked up for unloading. If on a siding open at both ends, both ends should be protected.* Keys for derail and switch should be in the hands of the person responsible for unloading.

A suitable operating platform should be provided at the unloading point for easy access to the protective housing for connection of lines and for operation of valves. (See Table 2.2.)

When unloading at night, adequate lighting should be provided and a blue lantern should be hung on the blue "STOP" sign.

Before breaking seal or making connections, the car markings (both letters and numbers) should be compared with the shipping papers to verify the contents. The seal number should be recorded.

2.5.1.3 Connections. Unloading should be done through a suitable metal connection to accommodate the rise of the car as its springs decompress or any other change in relative height of car valve and unloading line. A drawing of a suitable connection is available from The Chlorine Institute, Inc. To avoid straining the angle valve, the wrench used for screwing in connections should not be more than 18" long. After the connections are tight, chlorine pressure should be applied *cautiously* and the system should be tested for leaks. (See §3.2.)

2.5.1.4 Discharge. When ready to discharge liquid chlorine from the car, the liquid angle valve should be opened *slowly* and completely, about two turns. If the excess flow valve closes and liquid chlorine will not flow, the angle valve should be closed tight and kept closed until the ball in the excess flow valve is heard to drop. If this fails, the chlorine supplier should be consulted. **Never use the car angle valve to control chlorine flow;** the angle valve must be wide open to allow the excess flow valve to close if the unloading line is severed.

Liquid chlorine may be unloaded by its own vapor pressure. Because the vapor pressure is a function of temperature, cold weather usually reduces unloading rates. Never apply heat to a tank car. In extremely cold climates, it may be helpful to unload tank cars in a shed maintained at about 70°F. The car pressure usually is increased by "air padding". *Consult your chlorine supplier for details concerning air padding.* A procedure for adding dry air to single unit tank cars is available from The Chlorine Institute, Inc.

Unlike cylinders and ton containers, chlorine tank cars are not designed for the discharge of chlorine gas. The car insulation restricts heat transfer into the car, thus limiting the liquid evaporation rate. When a process requires gas, chlorine should be withdrawn from the car as a liquid and fed to a suitable evaporator.

2.5.1.5 Disconnecting. During unloading operations, the best indication that the tank car is empty

*The B.T.C.C. requires that cars be protected during unloading by locked derails or switches located at least one car length from the car being unloaded on the open end or ends of the unloading track.

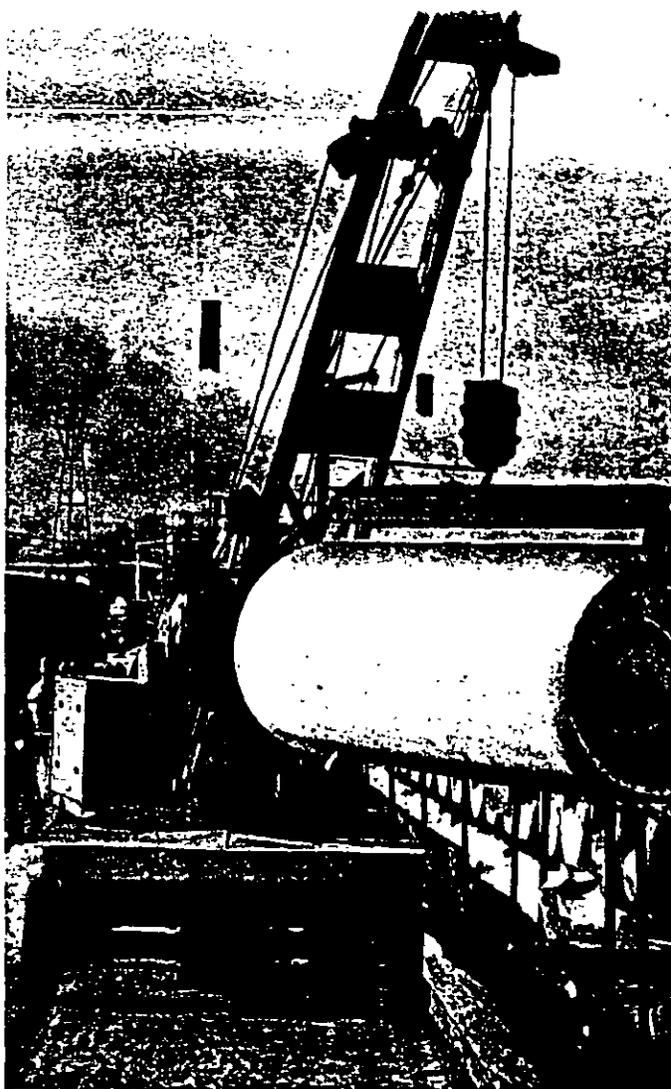


Figure 2.14 Lifting Clamps for Handling Chlorine Ton Containers

is a rapid drop in the pressure. To stop the flow of chlorine, the car valve should be turned in a clockwise direction using a "T" wrench if necessary. The discharge line should be allowed to empty by evaporation before closing other valves. If a tight valve closure can not be obtained after several trials, the chlorine supplier should be notified.

After the unloading lines have been disconnected, the valve outlet plug should be replaced immediately. This is essential to prevent corrosion of the threads by atmospheric moisture. The open end of the chlorine unloading line also should be protected from atmospheric moisture with suitable closures. After checking for leaks, the protective housing cover should be closed securely.

2.5.2 Return

Before releasing a tank car to the railroad, it is important that it be empty of liquid chlorine, since partially filled cars present increased hazards in handling. Should more than three per cent of the original load be returned, freight can be assessed on the returned contents at the carload rate applicable under conditions specified by the rail carrier tariffs.

I.C.C. Regulations (§74.562b) provide "After tank car is unloaded, the party unloading the car must remove all shipping cards and 'Dangerous'

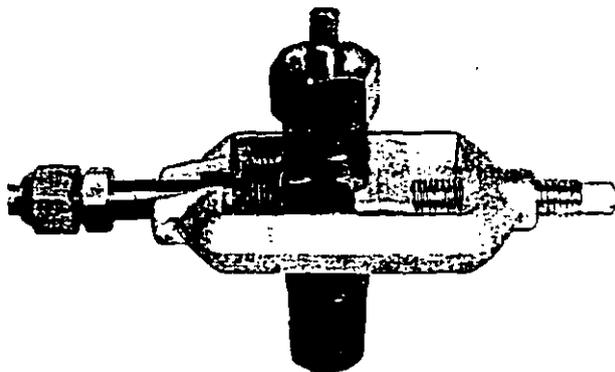


Figure 2.15 Yoke and Adapter Type Connection

placards from the car, or may replace or cover the placards with the 'Dangerous—Empty' placards prescribed in §74.563... or reverse the reversible metal placards so as to exhibit the 'Dangerous—Empty' wording and must promptly notify the railroad agent that car is empty."

Empty tank cars should be returned as promptly as possible, in accordance with the shipper's instructions. Consult the shipper before returning liquid chlorine. (See §2.2.5.)

2.6 TANK BARGES

Unlike single-unit tank cars, chlorine barges are intended for unloading into stationary storage tanks. Because very few barges are built with capacities of less than 600 tons, stationary facilities of greater capacity are required at the unloading point.

In general, requirements for unloading are somewhat similar to those of tank cars. Valves and appurtenances are not the same on all tank barges. For this reason, and because of variations in water conditions, weather and other considerations, unloading and handling of barges require individual study and evaluation. In the United States piping and loading and unloading arrangements must be approved by the U.S. Coast Guard.

2.7 STATIONARY STORAGE

Tank car consumers of chlorine usually withdraw chlorine direct from the car to their process. Barge consumers require stationary chlorine storage facilities. The Chlorine Institute, Inc. does not recommend stationary chlorine storage for most consumers for safety reasons, including the following:

1. Most consumers do not have constantly available responsible personnel with the specialized training and experience required for operating and maintaining such installations.
2. In the event of a serious chlorine leak, most consumers do not have available means to dispose of the chlorine quickly.
3. In the event of fire, a chlorine tank car often can be removed from the fire area, while stationary storage tanks cannot.

If circumstances indicate that stationary storage is necessary and provisions have been made to overcome these objections, the chlorine supplier or The Chlorine Institute, Inc. should be consulted.

emergency

3.1 GENERAL

As soon as there is any indication of the presence of chlorine in the air, immediate steps should be taken to correct the condition. Chlorine leaks never get better. *Chlorine leaks always get worse if they are not corrected promptly.* When a chlorine leak occurs, authorized, trained personnel equipped with suitable gas masks should investigate. (See §6.2.3.) All other persons should be kept away from the affected area until the cause of the leak has been discovered and the trouble corrected. If the leak is extensive, an effort should be made to warn all persons in the path of the fumes. *Keep upwind of the leak and above it.* It is advisable to have a wind sock or weathervane installed in a prominent location. Gaseous chlorine tends to lie close to the ground because it is approximately two and one-half times as heavy as air.

3.2 FINDING LEAKS

To find a leak, tie a cloth to the end of a stick, soak the cloth with ammonia-water, and hold close to the suspected area. (Avoid contact of ammonia-water with brass.) A white cloud of ammonium chloride will result if there is any chlorine leakage. A supply of strong ammonia-water (commercial 26° Bé) always should be available (hot old ammonia is not strong enough). Containers, piping and equipment should be checked for leaks daily.

3.3 EMERGENCY ASSISTANCE

If a chlorine leak cannot be handled promptly by consumer personnel, the nearest office or plant of the supplier should be called for assistance. If the supplier cannot be reached, the nearest chlorine producing plant where help is available should be called. Chlorine producing plants operate around the clock and can be reached by telephone at any time. The telephone numbers of the supplier and of the nearest chlorine producer that is able to provide assistance in an emergency should be posted in suitable places now so that they will be quickly available if needed; these should be checked periodically to be sure that the numbers are correct. When phoning for assistance the following should be given:

1. Name of chlorine supplier;
2. Your company name, address, telephone number, and the person or persons to contact for further information;
3. Type, size (and serial number if possible) of container or other equipment which is leaking;
4. Nature, location, and extent of the leak;
5. Corrective measures that are being applied.

3.4 FIRE

In case of fire, chlorine containers should be removed from the fire zone immediately. Tank car or barges should be disconnected and pulled out of the danger area. If no chlorine is escaping, water should be applied to cool containers; they cannot be moved. All unauthorized persons should be kept at a safe distance.



3.5 CONTROLLING LEAKS

3.5.1 Avoid Water

Never use water on a chlorine leak. Chlorine is only slightly soluble in water; also, the corrosive action of chlorine and water *always* will make a leak worse. In addition, the heat supplied by even the coldest water applied to a leaking container will cause liquid chlorine to evaporate faster. Never immerse or throw a leaking chlorine container into a body of water; the leak will be aggravated and the container may float when still partially full of liquid chlorine, allowing gas evolution at the surface.

3.5.2 Equipment and Piping Leaks

If a leak occurs in equipment in which chlorine is being used, the supply of chlorine should be shut off and the chlorine which is under pressure at the leak should be disposed of. (See §4.2.2.2.)

3.5.3 Valve Leaks

Leaks around valve stems usually can be stopped by tightening the packing nut or gland by turning *clockwise*. If this does not stop the leak, the container valve should be closed, and the chlorine which is under pressure in the outlet piping should be disposed of. If a container valve does not shut off tight, the outlet cap or plug should be applied. Ton containers have two valves; in case of a valve leak, the container should be rolled so the valves are in a vertical plane with the leaky valve on top.

3.5.4 Other Container Leaks

If confronted with other container leaks one or more of the following should be considered.

1. If a container is leaking chlorine, turn it so that gas instead of liquid escapes. The quantity of chlorine that escapes from a gas leak is about one-fifteenth the amount that escapes from a liquid leak through the same size hole.
2. Apply appropriate emergency kit device, if available. (See §3.6.2.)
3. Call the chlorine supplier for emergency assistance. (See §3.3.)
4. If practical, reduce pressure in the container by removing the chlorine as *gas* (not as liquid) to process or a disposal system. (See §3.6.1.)
5. In some cases it may be desirable to move the container to any isolated spot where it will do the least harm.

Table 3.1 Recommended Alkaline Solutions for Absorbing Chlorine

Container Capacity, lb (net)	Caustic Soda		Soda Ash		Hydrated Lime*	
	100% Water, lb	Water, gal	Water, lb	Water, gal	Water, lb	Water, gal
100	125	40	300	100	125	125
150	188	60	450	150	188	188
2000	2500	800	6000	2000	2500	2500

* Hydrated lime solution must be continuously and vigorously agitated while chlorine is to be absorbed.

3.5.5 Leaks in Transit

If a chlorine leak develops in transit through a populated area, it is generally advisable to keep the vehicle or tank car moving until open country is reached in order to disperse the gas and minimize the hazards of its escape. Appropriate emergency measures should then be taken as quickly as possible. (See §2.2.5.)

If a motor vehicle is wrecked, leaking chlorine containers should be positioned, if possible, so that gas only escapes, and then safely transferred to a suitable conveyance and moved to a less hazardous area before attempting to stop the leaks. If a tank car is wrecked and chlorine is leaking, the danger area should be evacuated and emergency clearing operations should not be started until safe working conditions have been restored. See §3.4 and §3.5.1 in event of fire.

3.6 PREPARATIONS FOR HANDLING EMERGENCIES

3.6.1 Alkali Absorption

At regular points of storage and use, provisions should be made for emergency disposal of chlorine from leaking cylinders or ton containers. Chlorine may be absorbed in solutions of caustic soda or soda ash, or in agitated hydrated lime slurries. Caustic soda is recommended as it absorbs chlorine most readily. The proportions of alkali and water recommended for this purpose are given in Table 3.1. A suitable tank to hold the solution should be provided in a convenient location. Never immerse any container. Chlorine should be passed into the solution through an iron pipe or rubber hose properly weighted to hold it under the surface. (See §2.3.3.6.)

3.6.2 Emergency Kits

Most chlorine suppliers have emergency kits and skilled technicians to use them. These kits can be used to stop most leaks in a chlorine cylinder, ton container, tank car or barge tank and can usually be delivered to consumer plants within a few hours in an emergency. Some consumers find it advisable to purchase kits and to train employees in their use.

3.6.3 Emergency Plans

Chlorine consumers, particularly large volume users, should prepare emergency control plans and conduct periodic drills to ensure their effectiveness.

engineering control of hazards

4.1 BUILDING DESIGN

4.1.1 General

Shipping containers and equipment containing chlorine preferably should be located indoors, in a suitable fire-resistant building. If a separate building is not provided, the chlorine containers and equipment should be located in an isolated room having floors and walls of fire-resistant construction. Standard fire walls may be needed to separate chlorine equipment from flammable materials. Subsurface locations should be avoided; if impossible an adequate exhaust system should be provided. (See §4.4.)

Not less than two means of exit should be provided from each separate room or building in which chlorine is stored, handled, or used. All exit doors should open out.

4.1.2 Handling Equipment

Careful consideration should be given to methods of handling containers, such as height of ceilings for overhead hoists or strength of floors for mechanical handling equipment, to ensure their adequacy.

4.2 PIPING—DRY CHLORINE

Piping described in this section pertains only to permanent piping. For information on container unloading connections see §2.

4.2.1 Construction Materials

4.2.1.1 Steel. Suggested steel pipe and fittings for dry chlorine service are listed in Table 4.1. To insure rigidity and to reduce the possibility of leaks, Schedule 80 (extra heavy) pipe, not less than $\frac{3}{4}$ " IPS, and corresponding fittings should be used.

4.2.1.2 Copper. Suggested copper and copper alloy tubing and fittings for dry chlorine service are listed in Table 4.2.

4.2.2 Layout

4.2.2.1 General. Piping arrangements should be as simple as possible, with a minimum number of screwed or flanged joints. Piping systems should be well supported, protected against extremes in temperature, and adequately sloped to allow drainage (low spots should be avoided). Suitable allowances should be provided for pipe expansion due to changes in temperature. All piping should be laid at an elevation that leaves adequate clearance.

4.2.2.2 Expansion. Long pipe lines for liquid chlorine should be avoided. Never trap liquid chlorine between two shut-off valves unless the line is protected with a suitable expansion chamber. An improperly designed chamber is worse than none.

4.2.2.3 Condensation. Condensation or reliquefaction of chlorine may occur in chlorine gas lines which pass through areas where the temperature is

below the temperature-pressure equilibrium indicated in the vapor pressure curve (see Fig. 8.1). Condensation can be prevented by supplying properly controlled heat or by reducing the pressure.

4.2.3 Installation

It is recommended that chlorine pipe line joints be flanged or welded. (See Table 4.1 for welding rod.) If threaded joints are required, extreme care should be taken to obtain clean, sharp, threads; two or three cuts may be necessary to produce the desired perfect thread. Cut pipe should be reamed after threading and the threads should be washed with trichlorethylene to remove cutting oils. A linseed oil and white lead paste is recommended as a pipe dope; it should be applied carefully to the male thread only to prevent its entrance into the piping system. For permanent joints, freshly prepared litharge and glycerin also can be used.

4.2.4 Preparation for Use

4.2.4.1 Cleaning. During erection, cutting oil, grease and other foreign material inside pipe lengths and fittings should be removed by methods such as flushing or pulling through each length a cloth saturated with trichlorethylene or other suitable chlorinated solvent. Never use hydrocarbons or alcohols for cleaning. New valves or other equipment received in an oily condition should be dismantled and cleaned before use. Valves should be tested with dry 150 psi air having a dew point of -40°F or below for seat tightness before installation. **Caution:** *Certain chlorinated solvents, such as carbon tetrachloride, can produce very serious physiological effects unless used in strictest compliance with the solvent manufacturer's safety recommendations.*

4.2.4.2 Hydrostatic Testing. For greatest safety, chlorine piping systems should be hydrostatically tested to 300 psig pressure before the system is dried.

4.2.4.3 Drying. During erection, moisture may enter the system from the atmosphere or other sources. *For this reason, pipe lines must always be dried before use.* This can be done by passing steam through the lines from the high end, allowing condensate and foreign matter to drain out. Steaming should be continued until the line is thoroughly heated. The steam supply then should be disconnected and, while the line is still hot, dry air having a dew point of -40°F or below should be blown through the lines until the wet and dry bulb temperatures of the discharge air equal those of the entering air. This may require several hours.

4.2.4.4 Gas Testing. After drying, the system should be filled with dry 150 psi air and tested for leaks by application of soapy water to the outside of joints. Small quantities of chlorine gas then should be introduced into the line, the test pressure built up with dry air, and the system tested for leaks as described

in §3.2. Never attempt to repair leaks by welding until all chlorine has been purged from the system. When detectable leaks have been repaired, the line should be retested at the service pressure.

4.3 PIPING—WET CHLORINE GAS

Wet chlorine is very corrosive to all of the common construction metals. At low pressures, wet chlorine can be handled in chemical stoneware, concrete, glass or porcelain equipment, and by certain special alloys. (See §8.3.3.2.) Hard rubber, unplasticized polyvinylchloride, Havg, glass-fiber reinforced Hectron resin, Kel-F, Saran and Teflon have been used successfully. All of these materials must be selected with great care. For higher pressures, combinations using resistant lining materials with the common metals for strength should be used. Gold, platinum, silver, and titanium are resistant. Tantalum is totally inert to both wet and dry chlorine at temperatures below 300°F. In general, operations employing the use of wet chlorine are of a special nature and require individual study. Chlorine and equipment suppliers can make recommendations only after careful survey of all factors involved.

4.4 HEATING AND VENTILATING

4.4.1 Heating

If comfort heating is provided, care should be exercised to avoid overheating chlorine containers and equipment. (See §4.2.2.3.)

4.4.2 Ventilating

In designing a ventilating system, the consequences of a chlorine leak should be considered. In some cases natural ventilation may be adequate; in others, ventilation by means of a suitable fan should be provided. A one to four minute rate of air change may be required in an emergency. Precautions must be taken to avoid discharging chlorine into areas where it can cause damage or injury.

4.4.2.1 Ventilating Fans. If ducts are not necessary a wall-type exhaust fan may be satisfactory if it can be located near the floor on an outside wall. Where ducts are required to bring air to the fan and carry it to a safe point of discharge outside the building, a pressure-type fan is needed. Switches for all ventilating fans should be provided outside of chlorine rooms or buildings even when an inside switch is installed.

4.4.2.2 Air Openings. Chlorine gas is heavier than air and has a tendency to collect at floor level. The suction of ventilating fans should be located at or near floor level. Fresh air inlets should be located to provide cross ventilation and to prevent developing a vacuum in the room. Multiple fresh air inlets and fan suction may be necessary to exhaust air from some equipment areas.

4.5 WASTE DISPOSAL

Where a chlorine consuming process involves the discharge of a waste gas containing appreciable amounts of chlorine, special equipment may be required. *The chlorine supplier should be consulted.* All federal, state and local regulations regarding health and safety and natural resources pollution should be followed.

Table 4.1 Steel Construction Materials for Dry Chlorine at Service Temperatures between -20°F and 300°F

Pipe 3/4" and over	Carbon steel, seamless Schedule 80 (XH)
Fittings (except unions) 3/4" and under	Forge carbon steel, 3000#CWP, screwed or socket weld
All sizes	Forged or cast carbon steel, 300#ASA flanged; or, seamless carbon steel, Schedule 80, butt weld
Unions 1" and under	Flanged joints are preferred. 3000#-CWP threaded or socket weld unions can be used
Flanges 1" and under	Two-bolt ammonia flange unions, 500#-CWP (screwed ends) can be used
All sizes	Forged carbon steel, 300#ASA (weld neck type preferred)
Valves 1 1/2" and under	Screw end O.S. & Y., or equal, globe valves with bolted bonnet and gland. Forged carbon steel body, bonnet and yoke, Monel or Hastelloy "C" trim. 3/4" Chlorine Institute Standard ten Container Valves or modified ten container valves also can be used. (See Table 4.2)
All sizes	Same construction, with flanged ends
Flange facings	ASA B16.5 (dimensions) small tongue and groove or 1/16" raised face. Two-bolt oval flanges, tongue and groove, to manufacturer's standard
Gasket	Bonded asbestos fiber per MIL A 17472 or 2-4% antimony lead
Packing	Oil free graphitized asbestos, Garlock 7130 special, or equal
Gages	Pressure gages protected by a silver or tantalum diaphragm. Pressure range to twice operating pressure; range of 0-250 psi for general purposes
Welding rod	For gas welding: ASTM A-251 Type GA60 For arc welding: ASTM A-233 Type E-6010

Table 4.2 Copper and Copper Alloy Construction Materials for Dry Chlorine

COPPER TUBE 3/16" to 3/4" OD	Soft seamless copper tube 3/16" OD. Minimum wall 0.032" 1/4" to 1/2" OD. Minimum wall 0.035" 5/8" to 3/4" OD. Minimum wall 0.049"
1/4" to 1 1/2" nominal	Copper water tube, type K, soft per ASTM-B88. The OD of type K water tube is 1/8" larger than the nominal size
FITTINGS 3/16" to 3/4" OD	Union type with lead gaskets; fittings brazed to tubing. Three-piece flare type, Parker Triple-lok or equal. Straight bodies and nuts: brass barstock; shaped bodies: brass forgings; sleeves: copper silicon
1/4" to 1 1/2" nominal	Wrought copper solder joint fittings. (Joints should be made with a brazing alloy containing no tin)

equipment cleaning and repairs

employee

5.1 PREPARATION

Equipment and tank cleaning and repairs should be under the direction of thoroughly trained personnel who are fully familiar with all of the hazards and the safeguards necessary for the safe performance of the work. All precautions pertaining to education, protective equipment, and health and fire hazards should be reviewed and understood.

Workmen should not attempt to repair chlorine equipment while it is in operation and when piping systems are in service.

When a chlorine system is to be cleaned or repaired, tanks, pipe lines and other equipment always should be purged with *dry* air as a safeguard to health. This is especially important where cutting or welding operations are undertaken since iron and steel will ignite in chlorine at about 450°F-500°F.

If pipe sections are to be removed and flanges opened, the lower bolts should be loosened first and, although the lines have been purged, care should be exercised to avoid contact with any residual material that drips from the equipment.

Immediate drying of a chlorine pipe line or container into which water accidentally has been introduced or which has been opened for repairs or cleaning is essential if corrosion is to be prevented.

5.2 ENTERING TANKS

When chlorine tanks are to be inspected, cleaned or repaired, the recommendations of The Chlorine Institute, Inc. should be followed. (See §2.7.) All pipe lines to the tank should be disconnected and blanked off before entering.

Workers entering tanks should be equipped with suitable personal protective equipment, preferably a self-contained breathing apparatus. A canister mask should not be used unless the oxygen content is periodically determined to be suitable for this service. At least one other person should be observing operations from outside the tank at all times. (See §6.2.4.)

Under no circumstances should a rescuer enter a tank to remove a victim of overexposure without proper respiratory protection, a safety harness and an attached life line. The free end of the life line should be manned by an attendant located outside the tank. Another attendant should be immediately available to assist in the rescue if needed. The rescuer should be in view of the outside attendant at all times or in constant communication with him.

5.3 EXTERIOR REPAIRS

All outside welding or burning on tanks or other chlorine equipment should be done only after such equipment has been completely drained and purged with *dry* air.

6.1 EMPLOYEE EDUCATION AND TRAINING

Safety in handling chlorine depends, to a great extent, upon the effectiveness of employee education, proper safety instructions, intelligent supervision and the use of safe equipment.

The education and training of employees to work safely and to use personal protective equipment and other safeguards provided for them is the responsibility of supervision. *Training classes for both new and old employees should be conducted periodically to maintain a high degree of safety in handling procedures.* Employees should be thoroughly informed of the hazards that may result from improper handling of chlorine. They should be cautioned to prevent leaks and thoroughly instructed regarding proper action to take in case they occur. Each employee should know what to do in an emergency and should be fully informed as to first aid measures.

In addition to the above, employee education and training should include the following:

1. Instruction and periodic drill or quiz regarding the locations, purpose, and use of emergency fire fighting equipment, fire alarms and emergency crash shut-down equipment such as valves and switches.
2. Instruction and periodic drill or quiz regarding the locations, purpose, and use of personal protective equipment. Employees should be cautioned to consider the safety of other people in the area before undertaking operations which may require the wearing of respiratory protective equipment.
3. Instruction and periodic drill or quiz regarding the locations, purpose, and use of safety showers, eye baths, bubbler drinking fountains, or the closest source of water for use in emergencies.
4. Instruction and periodic drill or quiz of selected employees regarding the locations, purpose, and use of respiratory first aid equipment.
5. Instruction to avoid inhalation of vapors of chlorine and all direct contact with the liquid.
6. Instruction to report to the proper authority all equipment failures.

6.2 PERSONAL PROTECTIVE EQUIPMENT

6.2.1 Availability and Use

Severe exposure to chlorine may occur wherever chlorine is handled or used. *A suitable gas mask should be available to every employee involved with chlorine handling.* In addition, suitable protective equipment for emergency use should be available outside of chlorine rooms near the entrance, away from areas of likely contamination. Such equipment should be

safety

available in several locations where chlorine is used over wide areas.

6.2.2 Eye Protection

It is always good practice to wear eye protection devices in chemical plants. However, if there is danger of contact with liquid chlorine a gas mask with a full facepiece is essential.

6.2.3 Respiratory Protection

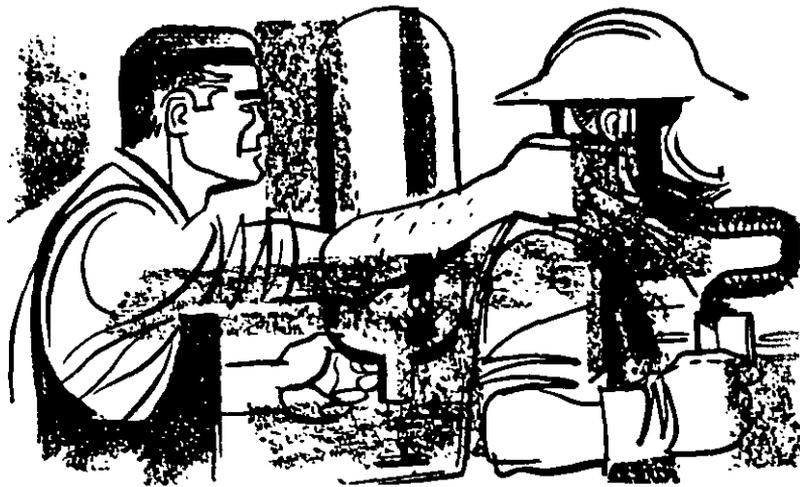
Only respiratory protective equipment approved by the U.S. Bureau of Mines for chlorine service should be used. Respiratory protective equipment should be carefully maintained, inspected, and cleaned after each use and at regular intervals. Equipment used by more than one person should be sterilized after each use. All equipment should be used and maintained in accord with the manufacturer's instructions.

No person should enter a chlorine contaminated area unless attended by an observer who can rescue him in event of respirator failure or other emergencies.

6.2.3.1 Industrial Canister Type Mask: This mask, with a full facepiece and a chlorine or all-purpose canister, is suitable for moderate concentrations of chlorine, provided sufficient oxygen is present. The mask should be used for a relatively short exposure period only. It may not be suitable for use in an emergency since, at that time, the actual chlorine concentration may exceed the safe one per cent limit (by volume) and the oxygen content may be less than 16 per cent (by volume). The wearer must leave the contaminated area immediately on detecting the odor of chlorine or on experiencing dizziness or difficulty in breathing; these are indications that the mask is not functioning properly, that the chlorine concentration is too high, or that sufficient oxygen is not available. Unless the presence of other gases requires the use of an all-purpose canister, the chlorine canister (which has a larger capacity) should be used. The mask and accessories must be approved by the U.S. Bureau of Mines.

Exceeding manufacturer's recommended limits on maximum non-use shelf life might be hazardous. Regular replacement of over-age canisters, even though unused, is recommended.

6.2.3.2 Self-Contained Breathing Apparatus. This apparatus, with a full facepiece and a cylinder of air or oxygen carried on the body, or with a canister which produces oxygen chemically, is suitable for high concentrations of chlorine and is the preferred means of respiratory protection for the average chlorine consumer. It provides protection for a period which varies with the amount of air, oxygen, or oxygen-producing chemicals carried. Oxygen masks should not be used in a tank or other closely confined area where there may be danger of sparks or fire. **Caution:** In the case of oxygen-producing equipment



entry into the affected area must be delayed a few minutes while the oxygen-generating reaction is starting. The mask and accessories must be approved by the U.S. Bureau of Mines.

6.2.3.3 Positive Pressure (Blower) Hose Mask. This mask, with a full facepiece, and with air supplied through a hose from a remote blower is suitable for high concentrations of chlorine provided conditions will permit safe escape if the air supply fails. The blower air supply must be free of air contaminants and the intake preferably should be located at least six feet above the ground. **Caution:** The air intake for a gasoline-driven blower must not be near the engine exhaust. The mask and accessories (including the blower) must be approved by the U.S. Bureau of Mines.

6.2.3.4 Compressed-Air Line Mask. This mask, with a full facepiece, a suitable reducing or demand type valve, an excess pressure relief valve, and a filter, is suitable for high concentrations of chlorine provided conditions will permit safe escape if the air supply fails. Air is supplied through a hose from a source of compressed air. The compressed air supply must be free of air contaminants, particularly the harmful gases resulting from the decomposition of the compressor lubricating oil. **Caution:** The air intake for gasoline compressors must not be near the engine exhaust. The mask and accessories must be approved by the U.S. Bureau of Mines.

6.2.3.5 Combination Compressed-Air Line Mask and Self-Contained Breathing Apparatus. This apparatus is a modification of that described in §6.2.3.4, and is equipped with both an air line and an air cylinder carried on the body. The demand type regulator is arranged so that if the hose supply fails, air can be taken from the cylinder. This permits use in locations where escape with the hose may be blocked, or where greater mobility is required.

6.2.4 Other Protective Equipment

A safety harness and attached life line should be available for, and used by, all persons entering tanks. (See §5.2.)

6.3 FIRST AID EQUIPMENT

(See §7.)

7.1 HEALTH HAZARDS

7.1.1 General

Chlorine gas is primarily a respiratory irritant. It is so intensely irritating that concentrations above three to five parts per million (by volume) in air are readily detectable by the normal person. In higher concentrations the severely irritating effect of the gas makes it unlikely that any person will remain in a chlorine contaminated atmosphere unless he is unconscious or trapped.

Liquid chlorine may cause skin and eye burns upon contact with these tissues. When exposed to normal atmospheric pressure and temperature, liquid chlorine vaporizes to chlorine gas.

7.1.2 Acute Toxicity

7.1.2.1. Systemic Effects. When a sufficient concentration of chlorine gas is present, it will irritate the mucous membranes, the respiratory system and the skin. Large amounts cause irritation of eyes, coughing and labored breathing. If the duration of exposure or the concentration of chlorine is excessive, it will result in general excitement of the person affected and will be accompanied by restlessness, throat irritation, sneezing and copious salivation. The symptoms of exposure to high concentrations are retching and vomiting followed by difficult breathing. In extreme cases, the difficulty of breathing may increase to the point where death can occur from suffocation. The physiological effects of various concentrations of chlorine gas are shown in Table 7.1. Chlorine produces no known cumulative effects.

Liquid chlorine produces no known systemic effects, but when exposed to normal atmospheric pressure and temperature it vaporizes to gas which will produce the effects just described.

7.1.2.2 Local Effects. Liquid chlorine in contact with the eyes, skin or clothing may cause burns.

7.1.3 Chronic Toxicity

7.1.3.1 Systemic Effects. A concentration of 1 part of chlorine gas in 1,000,000 parts of air (by volume) may produce slight symptoms after several hours exposure, but careful examination of workers exposed daily to detectable concentrations reportedly has shown no chronic systemic effects.

7.1.3.2 Local Effects. Local chronic effects due to chlorine have not been clinically demonstrated.

7.1.3.3 Sensitization. Sensitization has not been a problem with chlorine.

7.2 PREVENTIVE HEALTH MEASURES

Chlorine is not a serious industrial hazard if workers are adequately instructed and supervised in proper means of handling the chemical.

7.2.1 Personal Hygiene

Properly designed emergency showers and eye baths should be placed in convenient locations wherever chlorine is used. Such equipment should be inspected frequently to make sure it is in proper working condition.

Personal protective equipment for workers who may be exposed to chlorine is described in §6.2.

7.2.2 Physical Examinations

Asthma, bronchitis and other chronic lung conditions or irritations of the upper respiratory tract suggest that the person(s) in whom they are observed should not be employed where exposures to chlorine vapors might occur. Physical examinations, including chest X-ray, should be provided applicants and employees handling chlorine.

7.3 SUGGESTIONS TO PHYSICIANS

7.3.1 General

Treatment is symptomatic and no specific antidotes are known. Because there is no specific known antidotes for chlorine, effective and immediate relief of symptoms is the primary goal of medical management.

7.3.2 Oxygen Administration

Oxygen has been found useful in the treatment of chlorine inhalation exposures. In most exposures, administration of 100 per cent oxygen at atmospheric pressures has been found to be adequate. This is best accomplished by use of a face mask having a reservoir bag of the non-rebreathing type. Inhalation of 100 per cent oxygen should not exceed one hour of continuous treatment. After each hour therapy may be interrupted. It may be reinstated as the clinical condition indicates.

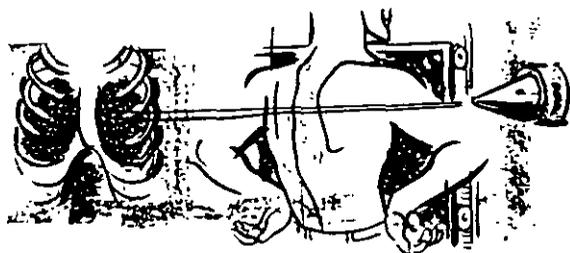
Some believe that superior results are obtained when exposures are treated with oxygen under an exhalation pressure not exceeding 4 cm water. Masks providing for such exhalation pressures are obtainable. A single treatment may suffice for

Table 7.1 Physiological Response to Various Concentrations of Chlorine Gas

Effect	Parts of Chlorine Gas per Million Parts of Air, by Volume, (ppm)
Least amount required to produce slight symptoms after several hours exposure	1
Least detectable odor	3.5
Maximum amount that can be inhaled for one hour without serious disturbances	4
Noxiousness, impossible to breathe several minutes	5
Least amount required to cause irritation of throat	15.1
Least amount required to cause coughing	30.2
Amount dangerous in 30 minutes to one hour	40-60
Kills most animals in very short time	1000

Source: United States Bureau of Mines Technical Paper 248, "Gas Masks for Gases Met in Fighting Fires" (1921).

and first aid



eye two or three drops of 0.5 per cent solution of pontocaine or other equally effective aqueous topical anesthetic. No oils or oily ointment should be instilled unless ordered by the physician.

7.4.4 Taken Internally

Due to its physical properties, the swallowing of liquid chlorine is extremely unlikely. However, if a person has swallowed chlorine *and is conscious*, he should immediately be made to drink copious amounts of lime water, milk of magnesia, or plain water if the others are not readily available; sodium bicarbonate should *not* be given. Never give anything by mouth to an unconscious patient. The patient may be expected to vomit spontaneously, but *no attempt should be made to induce vomiting or to use a stomach tube. Call a physician immediately.*

7.4.5 Inhalation

7.4.5.1 General. *Anyone overcome by or seriously exposed to chlorine gas should be moved at once to an uncontaminated area. If breathing has not ceased, the patient should be placed on his back, with head and back elevated. He should be kept warm, using blankets if necessary. Rest is essential. Call a physician immediately.*

7.4.5.2 Artificial Respiration. *If breathing has apparently ceased, artificial respiration should be started immediately. The Nielson armlift-back pressure method is preferable. If the Schaefer prone-pressure method is used, do not exceed 18 cycles per minute. Have someone call a physician immediately.*

7.4.5.3 Oxygen Administration. If oxygen inhalation apparatus is available, oxygen should be administered, but only by a person authorized for such duty by a physician. The instructions which come with the equipment must be followed carefully.

7.4.5.4 Stimulants. Stimulants rarely will be necessary where adequate oxygenation is maintained and *any such drugs for shock treatment should be given only by the attending physician.*

Milk may be given in mild cases as a relief from throat irritation. Never give anything by mouth to an unconscious patient.

7.4.6 Other Measures

Pending arrival of the physician, other first aid as he may have prescribed should be provided.

7.4.7 First Aid Equipment

7.4.7.1 For Inhalation. Suitable equipment for the administration of oxygen and for automatic artificial respiration should be available. Such equipment should be approved by the Council on Physical Medicine and Rehabilitation of the American Medical Association. If purchase of equipment is impractical the location of the nearest equipment and experienced operator, as well as means of obtaining such assistance promptly if an emergency arises, should be determined. Such equipment is useless unless experienced operators are available whenever needed; special arrangements for night and week-end periods should be made.

7.4.7.2 For Contact with Skin and Eyes. Emergency showers and emergency eye fountains, or the equivalent, should be provided in suitable locations.

minor exposures. It is believed by some observers that oxygen under pressure is useful as an aid in the prevention of pulmonary edema after breathing irritants.

In the event of an exposure causing symptoms or in the case of a history of severe exposure, the patient may be treated with oxygen under 4 cm exhalation pressure for one-half hour periods out of every hour. Treatment may be continued in this way until symptoms subside or other clinical indications for interruption appear.

Caution: *It may not be advisable to administer oxygen under positive pressure in the presence of impending or existing cardiovascular failure.*

7.4 FIRST AID

7.4.1 General

Prompt treatment of persons exposed to chlorine is of the utmost importance.

Obtain medical assistance as soon as possible. The injury and exact location of the patient should be described to the physician.

7.4.2 Contact With Skin or Mucous Membranes

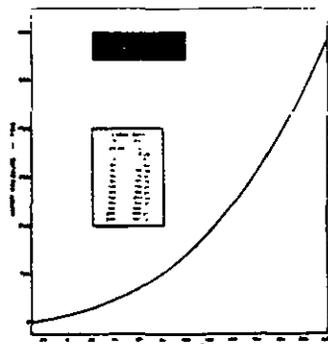
If the patient also has inhaled chlorine, first aid for inhalation should be given first. (See §7.4.5.)

If liquid chlorine or chlorinated water has contaminated skin or clothing, the emergency shower should be used immediately. Contaminated clothing should be removed under the shower and the chlorine should be washed off with very large quantities of water. Skin areas should be washed with large quantities of soap and water. Never attempt to neutralize the chlorine with chemicals. No salves or ointments should be applied for 24 hours.

7.4.3 Contact with the Eyes

If even minute quantities of liquid chlorine enter the eyes, or if the eyes have been exposed to strong concentrations of chlorine gas, they should be flushed immediately with copious quantities of running water for at least 15 minutes. Never attempt to neutralize with chemicals. The eyelids should be held apart during this period to insure contact of water with all accessible tissues of the eyes and lids. *Call a physician, preferably an eye specialist, at once.* If a physician is not immediately available, the eye irrigations should be continued for a second period of 15 minutes. After the first period of irrigation is complete, it is permissible as a first aid measure to instill into the

technical data



8.1 GENERAL

Chlorine has a characteristic penetrating and irritating odor. The gas is greenish yellow in color and the liquid is clear amber. Slight differences exist in the data on chemical and physical properties of chlorine that have been determined by a number of investigators.

An attempt has been made to select reliable data for inclusion in the following paragraphs. Sources are indicated in brackets [] and pertain to §9. Additional information is available from The Chlorine Institute, Inc.

8.2 ATOMIC AND MOLECULAR PROPERTIES

Atomic Symbol—Cl
Atomic Weight—35.457
Atomic Number—17
Molecular Symbol—Cl₂
Molecular Weight—70.914

8.3 CHEMICAL PROPERTIES

8.3.1 Flammability

Chlorine, gas or liquid, is non-explosive and non-flammable; however, like oxygen it is capable of supporting the combustion of certain substances. Many organic chemicals react readily with chlorine, in some cases with explosive violence.

8.3.2 Valence

Chlorine usually forms univalent compounds, but it can combine with a valence of 3, 4, 5 or 7.

8.3.3 Chemical Reactions

8.3.3.1 Reactions with Water. Chlorine is only slightly soluble in water. When it reacts with pure water, weak solutions of hydrochloric and hypochlorous acids are formed. Chlorine hydrate (Cl·8H₂O), may crystallize below 49.3°F.

8.3.3.2 Reactions with Metals. Temperatures encountered in normal uses of chlorine do not exceed 230°F. Below this temperature, copper, iron, lead, nickel, platinum, silver, steel and tantalum are chemically resistant to dry chlorine, gas or liquid. Certain copper and ferrous alloys, including Hastelloy C, Monel, and Types 304 and 316 stainless steel also are resistant. The reaction rate of chlorine with most metals increases with extreme rapidity above certain temperatures, beyond which construction materials must be selected with great care; these temperatures are considerably lower if the metal or alloy is in finely-divided, powdered, sponge, or wire form.

Dry chlorine reacts with aluminum, arsenic, gold, mercury, selenium, tellurium, tin and titanium. At certain temperatures, potassium and sodium burn in chlorine gas. Carbon steel ignites at 483°F.

Antimony, arsenic, bismuth, boron, copper, iron, phosphorus, and certain of their alloys, in finely-divided, powdered, sponge, or wire in finely-divided form ignite spontaneously in chlorine.

Moist chlorine, primarily because of the hydrochloric and hypochlorous acids formed through hydrolysis, is very corrosive to all common metals. Gold, platinum, silver, and titanium are resistant. At temperatures below 300°F, tantalum is totally inert to wet (and dry) chlorine. Moist chlorine reacts readily with mercury.

8.3.3.3 Reactions with other Elements. Chlorine unites, under specific conditions, with most of the elements; these reactions may be extremely rapid. At the boiling point of chlorine it reacts with sulfur. It does not react directly with oxygen or nitrogen; the oxides and nitrogen compounds are well known, but can only be prepared by indirect methods. Mixtures of chlorine and hydrogen composed of more than 5 per cent of either component can react with explosive violence, forming hydrogen chloride.

8.3.3.4 Reactions with Inorganic Compounds. The preparation of soda and lime bleaches (sodium and calcium hypochlorite) are typical reactions of chlorine with the alkalies and alkaline earth metal hydroxides; the hypochlorites formed are powerful oxidizing agents. Because of its great affinity for hydrogen, chlorine removes hydrogen from some of its compounds, such as the reaction with hydrogen sulfide to form hydrochloric acid and sulfur. Chlorine reacts with ammonia or ammonium compounds to form various mixtures of chloramines depending on the conditions. One of these, under proper conditions, might be the explosive nitrogen trichloride.

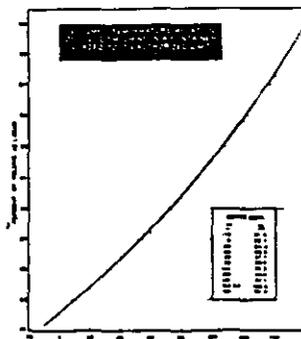
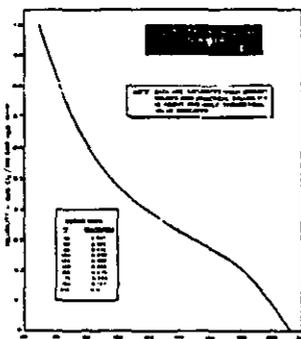
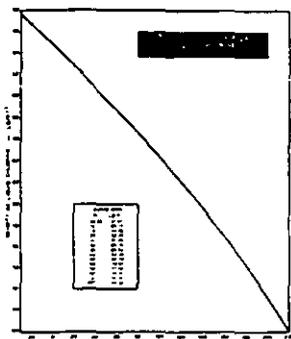
8.3.3.5 Reactions with Organic Compounds. Chlorine reacts with organic compounds much the same as with inorganics to form chlorinated derivatives and hydrogen chloride. Some of these reactions can be explosive, including those with hydrocarbons, alcohols and ethers, and proper methods must be applied in operations in which they are involved.

8.4 PHYSICAL PROPERTIES†

8.4.1 Boiling Point

−29.29°F (−34.05°C)—The temperature at which liquid chlorine vaporizes under one atmos. pressure. [§9.1.4.] An alternate term is *liquefying point*.

†Basic conversion factors applied to Kapoor and Martin data [§9.1.8]: °C = 5/9 (°F − 32); °F = 1.8 (°C) + 32; 1 atmos. = 14.696 psia; 1 cu ft = 7.4805 gal; density water 4°C = 1 g/ml = 62.426 lb/ft³; density dry air = 1.2929 g/l at 0°C, 760 mm.



8.4.2 Critical Properties

8.4.2.1 Critical Density. 35.77 lb/ft³ (573 g/l)—The mass of a unit volume of chlorine at the critical pressure and temperature. [§9.1.16.]

8.4.2.2 Critical Pressure. 1118.4 psia (76.1 atmos.)—The vapor pressure of liquid chlorine at the critical temperature. [§9.1.16.]

8.4.2.3 Critical Temperature. 291.2°F (144°C)—The temperature above which chlorine exists only as a gas no matter how great the pressure. [§9.1.16.]

8.4.2.4 Critical Volume. 0.02796 ft³/lb (0.001745 l/g)—The volume of a unit mass of chlorine at the critical pressure and temperature. [§9.1.16.]

8.4.3 Density

The mass of a unit volume of chlorine, at specified conditions of temperature and pressure. [§9.1.8.*]

8.4.3.1 Dry Gas. 0.2003 lb/ft³. (3.209 g/l) at standard conditions (see definition**).

8.4.3.2 Saturated Gas. 0.7537 lb/ft³ (12.07 g/l) at 32°F (0°C).***

8.4.3.3 Liquid. 91.67 lb/ft³ (1,468 g/l) at 32°F (0°C). (See Fig. 8.2.)

8.4.3.4 Liquid. 88.79 lb/ft³ (11.87 lb/gal) at 60°F (15.6°C)—(Pressure of liquid chlorine at 60°F is 85.61 psia.)

8.4.4 Latent Heat of Vaporization

123.7 Btu/lb (68.7 g cal/g) at the boiling point, -29.29°F (-34.05°C)—The heat required to evaporate a unit weight of liquid chlorine. [§9.1.8.*]

8.4.5 Liquid-Gas Volume Relationship

The weight of one volume of liquid chlorine equals the weight of 457.6 volumes of chlorine gas at standard conditions (see definition**). [§9.1.8.*]

8.4.6 Melting Point

-149.76°F (-100.98°C)—The temperature at which solid chlorine melts or liquid chlorine solidifies under one atmos. (14.696 psia) pressure. [§9.1.4.] An alternate term is *freezing point*.

8.4.7 Solubility in Water

The weight of gas which can be dissolved in a given amount of water at a given temperature when the total vapor pressure of the chlorine and the water equals one atmos. (14.696 psia). [§9.1.19.] Below 49.3°F (9.6°C) chlorine hydrate (Cl₂·8H₂O), may crystallize. (See Fig. 8.3.)

*Calculated from Kapoor and Martin data.

**Standard conditions are 32°F (0°C) and 14.696 psia (1 atmos.)

***Pressure of saturated gas and liquid chlorine at 32°F (0°C) is 53.155 psia (3.617 atmos.)

8.4.8 Specific Gravity

8.4.8.1 Dry Gas. 2.482—The ratio of the density of dry chlorine at standard conditions (see definition**) to the density of dry air at the same conditions. [§9.1.8.*]

8.4.8.2 Liquid. 1.468 ^{32°C}—The ratio of the density of liquid chlorine at 32°F (0°C) and 53.15 psia (3.617 atmos.) to the density of water at its maximum density. [§9.1.8.*]

8.4.9 Specific Heat

The heat required to raise the temperature of a unit weight of chlorine one degree. [§9.1.8.*]

8.4.9.1 Dry Gas. 0.113 Etu/lb/°F (0.113 g cal/g/°C) at constant pressure for chlorine gas at 100 psia or less between 30°F and 80°F (-1.1°C and 26.7°C).

8.4.9.2 Dry Gas. 0.0832 Btu/lb/°F (0.0832 g cal/g/°C) at constant volume for chlorine gas at 100 psia or less between 30°F and 80°F (-1.1°C and 26.7°C).

8.4.9.3 Liquid. 0.236 Btu/lb/°F (0.236 g cal/g/°C) for liquid at equilibrium between 30°F and 80°F (-1.1°C and 26.7°C).

8.4.9.4 C_p/C_v. 1.355—Ratio of gas specific heat at constant pressure to specific heat at constant volume.

8.4.10 Specific Volume

The volume of a unit mass of chlorine at specified conditions of temperature and pressure. [§9.1.8.*]

8.4.10.1 Dry Gas. 4.992 ft³/lb at standard conditions (see definition**).

8.4.10.2 Saturated Gas. 1.327 ft³/lb at 32°F (0°C).***

8.4.10.3 Liquid. 0.01091 ft³/lb at 32°F (0°C).***

8.4.11 Vapor Pressure

The pressure of chlorine gas above liquid chlorine when they are in equilibrium. [§9.1.8.*] At 32°F (0°C) the vapor pressure is 53.155 psia (3.617 atmos.) (See Fig. 8.1.)

8.4.12 Viscosity

The measure of internal molecular friction when chlorine is in motion.

8.4.12.1 Gas. About the same as that of saturated steam between 1 atmos. and 10 atmos.

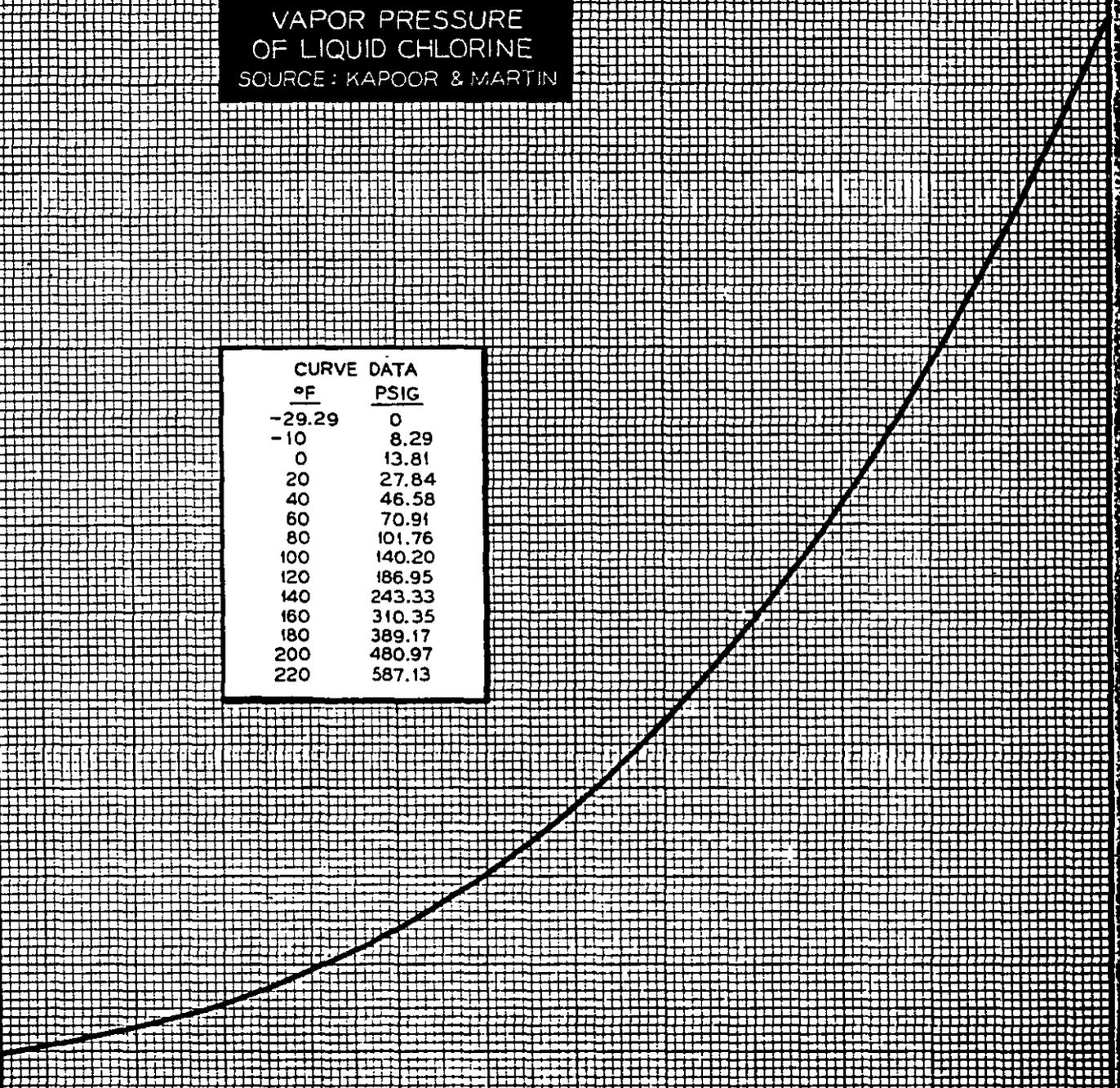
8.4.12.2 Liquid. About one-third that of water at the same temperature from 32°F to 150°F (0°C to 65.6°C).

8.4.13 Volume Temperature Relationship

The volume of liquid chlorine increases rapidly as its temperature increases. [§9.1.8.*] (See Fig. 8.4.) For further details see §2.1.5.2.

VAPOR PRESSURE
OF LIQUID CHLORINE
SOURCE : KAPOOR & MARTIN

<u>°F</u>	<u>PSIG</u>
-29.29	0
-10	8.29
0	13.81
20	27.84
40	46.58
60	70.91
80	101.76
100	140.20
120	186.95
140	243.33
160	310.35
180	389.17
200	480.97
220	587.13



TEMPERATURE - DENSITY RELATION
OF LIQUID CHLORINE
SOURCE : KAPOOR & MARTIN

CURVE DATA	
<u>°F</u>	<u>LB/FT³</u>
-29.29	97.57
-10	95.77
0	94.80
20	92.85
40	90.85
60	88.79
80	86.64
100	84.25
120	82.09
140	79.65
160	77.06
180	74.31
200	71.31
220	67.98



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: CA100
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

**TEMA:
FILTROS ROCIADORES (BIOFILTROS)**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
MAYO DEL 2003**

FILTROS ROCIADORES

Los filtros rociadores (FR) se utilizan para tratar las aguas residuales domésticas e industriales. A continuación se indican algunos aspectos sobre sus características, diseño y funcionamiento:

1. Tienen como objetivo el tratamiento secundario de las aguas residuales.
2. El proceso consiste en reducir la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) percolando el líquido sobre microorganismos (bacterias) existentes en un medio compuesto por roca o plástico.
3. Los primeros FR operaron a tasas bajas, con el inconveniente de requerir áreas muy extensas.
4. En la actualidad las tasas y profundidades son mayores porque se utilizan medios cuya superficie efectiva es alta.
5. La eficiencia de los filtros rociadores y las dificultades en la operación dependen de la calidad de las agua residuales.
6. Los FR de baja tasa no requieren equipo de bombeo para la recirculación, por esa razón tienen buena aplicación para el tratamiento de las agua residuales de localidades pequeñas.

Especificaciones

Para el diseño adecuado y el buen funcionamiento de los filtros rociadores es necesario cumplir con ciertas especificaciones.

1. La DBO no debe ser mayor a 500 mg/l para asegurar condiciones aerobias. En caso que las aguas residuales tengan una DBO mayor el filtro deberá diseñarse con recirculación.
2. Cuando el medio de relleno con una superficie específica alta (m^2/m^3), la carga hidráulica debe no ser muy elevada para evitar una alta cantidad de biomasa que impide la libre circulación del líquido, ocasionando su inundación.
3. El pH de las AR debe ser tal que el exceso de acidez o alcalinidad debe neutralizarse en las capas superiores del filtro, problema que puede obviarse diseñando con recirculación del efluen-

te.

4. El proceso aerobio requiere oxígeno para la conversión del carbono y nitrógeno de la materia orgánica. En las primeras capas del FR se efectúa la liberación del NH_3 y en las siguientes o profundas se forman los nitritos (NO_2) y nitratos (NO_3).

5. La selección de la profundidad del filtro dependerá de la carga orgánica que se aplique, expresada en kilogramos de DBO_5 por metro cúbico (m^3) por día.

6. Para medios de relleno constituidos por rocas la profundidad varía de 1 a 3 metros, cuando el medio es de plástico pueden llegar a tener 12 metros. El tamaño de la roca puede ser de 5 a 10 cm. de diámetro. Un medio pequeño puede obturar el filtro limitando la circulación del aire, uno grande reduce el área de contacto del líquido con la biomasa adherida a la roca y baja la eficiencia.

Metodología para el diseño

Basicamente existen tres métodos para el diseño de los FR:

- Método del Consejo Nacional de Investigación -CNI (United States National Research Council).
- Método de K.L.Schulze
- Método de Schulze modificado (Eckenfelder).

METODO DEL CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACION

1. Es una metodología empírica basada en casos en los que las características de las aguas residuales fueron similares.

2. La eficiencia del filtro se determinan mediante la fórmula:

$$E = \frac{100}{1 + C \left(\frac{W}{V \cdot F} \right)^{1/2}}$$

E = eficiencia o porcentaje de remoción de la DBO

W = peso de la DBO aplicada por día (lb/día)

V = volumen del filtro (acre/pie)

F = número de pasadas efectivas por el filtro

C = coeficiente (0.0085 en el sistema inglés y 0.001 en el métrico).

El valor de F se determina con la fórmula:

$$F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1R)^2}$$

R = relación de reciclaje (flujo total con el que recircula)

METODO DE K.L.SCHULZE

Matemáticamente se expresa con la formula:

$$\frac{L_c}{L_i} = e^{-k \cdot t} \quad t = \frac{D}{Q^{0.67}}$$

L_c = DBO₅ del efluente (mg/l)

L_i = DBO₅ del influente (mg/l)

t = tiempo de contacto

D = profundidad del filtro (pies)

Q = carga hidráulica (millones gal/acre/día -MGAD)

k = constante igual a 0.5

Para la solución de los problemas se calcula el valor de Q y luego el volumen (V) aplicando la formula:

$$V = \frac{G_d}{Q} \cdot D$$

V = volumen (acre/pie)

G_d = millón/galones /día (MGD)

D = pies

METODO DE K.L.SCHULSE MODIFICADO

La metodología de Schulze fue analizada detenidamente por W. Eckenfelder, tomando en consideración que el proceso del filtro rociador es similar al de lodos activados, pero con operación intermitente.

1. El medio de relleno del filtro (piedra, plástico, etc) al ponerse en contacto con las aguas residuales forma una película biológica (biomasa), constituida por una zona anaerobia y otra aerobia que dependerán de la difusión del oxígeno disuelto en las aguas residuales o del aire que circula en el medio. Matemáticamente podría expresarse con la fórmula:

$$\frac{S_e}{S_o} = e^{-k \cdot X_v \cdot t}$$

- S_e = DBC₅ del efluente (mg/l)
- S_o = DBC₅ del influente (mg/l)
- k = coeficiente
- X_v = sólidos volátiles
- t = tiempo de retención

El tiempo medio de retención (t_m) es:

$$t_m = \frac{C \cdot D^{n,m}}{Q^n}$$

- Q = carga hidráulica en galones por minuto por pie cuadrado (gpm/p²).
- D = profundidad del filtro (pies)
- C, n, m = coeficientes

La masa biológica dependerá del área y de la naturaleza del

material que constituye el filtro (λ_v).

$$\frac{S_c}{S_o} = E - \frac{k \cdot \lambda_v \cdot D^m}{Q^n}, \text{ haciendo } K = k \cdot \lambda_v$$

$$\frac{S_e}{S_o} = E - \frac{K \cdot D^m}{Q^n}$$

Para tener una idea del valor de los coeficientes podemos citar algunos ejemplos.

Clase de medio	λ_v	n	m
Vidrio (esferas)	85	0.65	9.5
Roca (2.5-4.0 pulg)	-	0.408	4.15
Asbesto	85	0.80	8.0

Para obtener mejores eficiencias se requiere recircular el lí - quido, lo que equivale a diluir la DBO del influente.

$$\frac{S_c}{S_a} = E - \frac{K \cdot D^m}{Q^n}$$

S_a = contenido orgánico por dilución

$$S_a = \frac{S_o + N \cdot S_c}{1 + N}$$

N = relación del reciclo

Experimentalmente se pueden determinar los coeficientes "n" y "K", mediante experiencias relativamente sencillas en columnas transparentes que soportan medios aclimatados y que reciben cargas hidráulicas variables.

Clasificación de los filtros

En las publicaciones sobre el tema los autores emplean diferentes criterios para la clasificación de los filtros, así por ejemplo

la carga hidráulica expresada en m³/m³/día, la carga superficial en m³/m²/día y la carga orgánica en Kg de DBO₅/m³/día. Lógicamente, en el sistema inglés las unidades son las libras y frecuentemente el volumen en acre/pie (un acre es 4,047 m². Cada país tiene sus propios valores para filtros rotatorios de tasa baja o para los de tasa alta, sintetizamos los valores para Estados Unidos y Japón

<u>Estados Unidos</u>	Carga hidráulica	Carga orgánica
Tasa baja	1 - 4 m ³ /m ² /día 25-100 gal/pie ² /día 1 - 5 MG/acre/día	0.08-0.4 kg/m ³ /día 5-25 lb/1000 p ³ /día 220-1100 lb/acre/pie/d.
Tasa alta	8-40 m ³ /m ² /día 200-1000 gal/p ² /día 10-50 MG/acre/día	0.4-50 kg/m ³ /día 25-300 lb/1000 p/día 1100-13000 lb/acre d
<u>Japón</u>		
Tasa baja	1.5 m ³ /m ² /día 32 gal/pie cuadr./d 1.4 MG/acre/día	menor 0.5 kg/m ³ /día 19 lb/1000 p ³ /día 820 lb/acre pie/día
Tasa alta	15-25 m ³ /m ² /día 370-610 gal/p ³ /día 16-27 MG/acre/día	5 kg/m ³ /día 190 lb/1000 p ³ /día 8200 lb/acre pie/día

Eficiencia

Se sobreentiende que la eficiencia de los filtros rotatorios variará de acuerdo a la calidad de las aguas residuales y al proceso mismo de tratamiento. La recirculación puede favorecer la calidad del efluente, esto es dependiendo de instalaciones sanitarias de mayor costo por el bombeo de las aguas residuales.

Esquemáticamente se indica algunas posibilidades de recirculación de las aguas y el empleo de filtros rociadores en serie para un sistema de tratamiento que utiliza sedimentación primaria y secundaria.

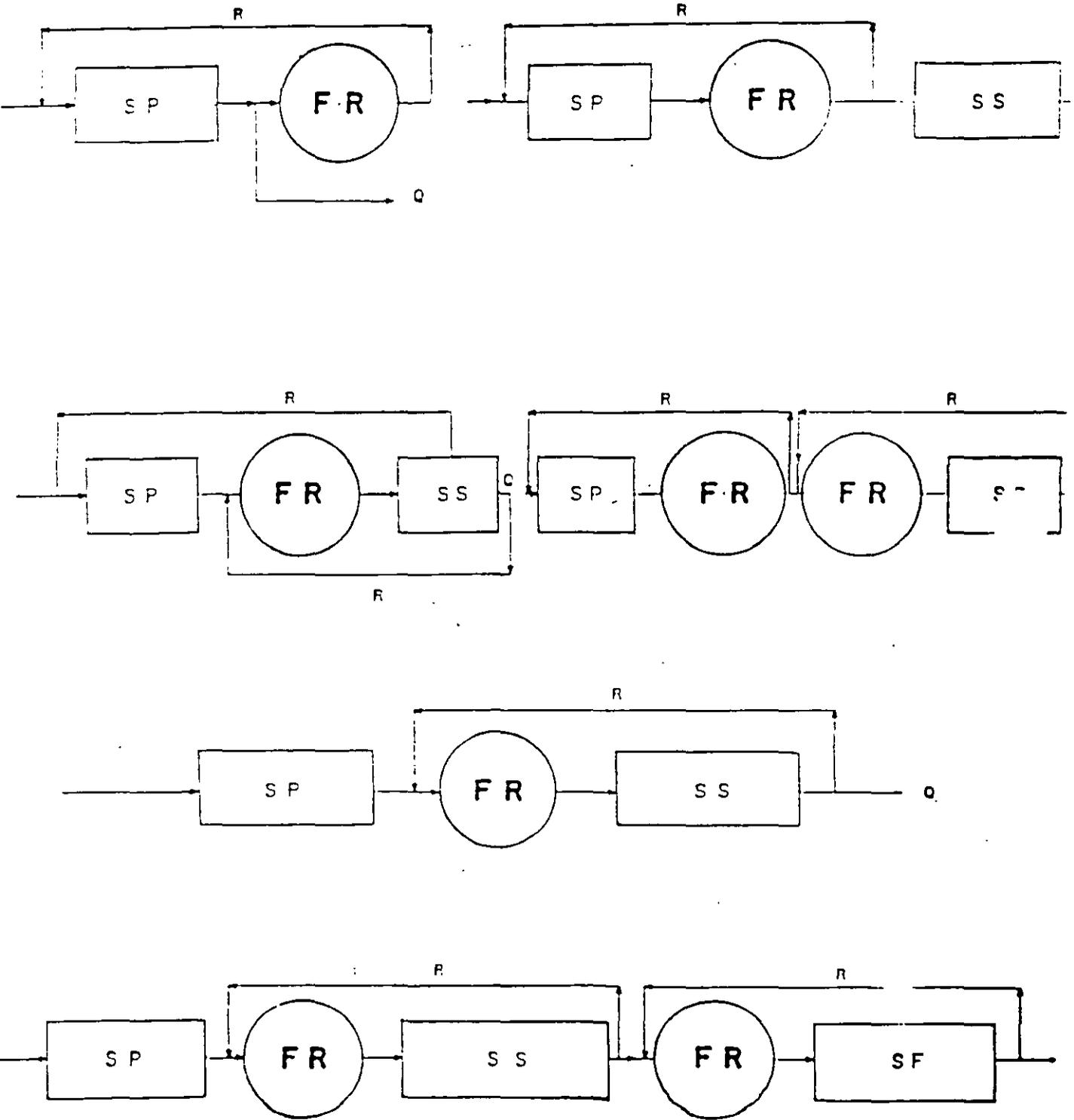
En los últimos años los filtros rociadores han dejado de ser la solución ideal para el tratamiento de las aguas residuales, a pesar de lo anterior son una buena solución para localidades pequeñas, instituciones y aguas residuales provenientes de la industria. Hay varias razones para estas actitudes.

Aplicaciones

Los filtros rociadores constituyen el método adecuado para el tratamiento de las aguas residuales municipales e industriales, siempre que no se quiera obtener un efluente de alta calidad. Constituyen la solución para el tratamiento de:

1. Localidades medianas y pequeñas
2. Instituciones (hospitales, escuelas, hoteles)
3. Industria textil (algodón)
4. Industria para el procesamiento de pieles (curtidurías)
5. Lavanderías (tintorerías)
6. Enlatado de alimentos
7. Industria láctea (alto contenido orgánico)
8. Industria de la cerveza
9. Empacado de la carne
10. Industria del café

RECIRCULACION EN FILTROS ROCIADORES





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: CA100
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

**TEMA:
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
MAYO DEL 2003**

LAGUNAS DE ESTABILIZACION. *

Los fenómenos de urbanización e industrialización están continuamente generando altos volúmenes de residuos líquidos, cuyas cantidades y características varían cuando son domésticos o industriales. Por esta razón, es un imperativo emplear métodos eficientes para el tratamiento de tales residuos, pero condicionados a que los costos de construcción sean bajos y no se presenten dificultades en la operación del proceso.

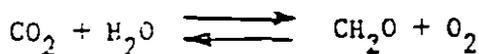
Las lagunas de estabilización son simples estructuras de tierra, abiertas al aire y al sol, elementos que constituyen los recursos naturales utilizados para la transformación de la materia orgánica en las que se efectúa la autopurificación de los residuos líquidos por medio de la acción mutua de algas y bacterias. En relación con los procesos convencionales tienen la enorme ventaja de que los costos de construcción y de operación son menores.

El objetivo del tratamiento de los residuos líquidos domésticos e industriales es producir el menor grado de contaminación de los cuerpos receptores de aguas ya que estos pueden ser usados para muy variados fines como el abastecimiento de agua a poblaciones, uso en industrias, irrigación, explotación de especies acuáticas, recreación, etc.

En las lagunas de estabilización se presentan dos procesos biológicos, en la parte superficial el denominado "aerobio" y en el fondo el "anaerobio". El lodo, producto de la sedimentación, está constituido por material celular derivado de la fotosíntesis o por restos descompuestos de plantas, protozoarios y bacterias.

La acción de la luz solar origina el proceso bioquímico; constituyéndose la materia orgánica y cuerpos gaseosos como el anhídrido carbónico (CO₂) originado por la respiración.

FOTOSINTESIS (luz solar)



RESPIRACION

CH₂O = carbohidratos

CH₂O + síntesis \longrightarrow grasas, proteínas,
materia celular

2CH₂O + bact. anaerobia \longrightarrow CO₂ + CH₄ (metano)

En el proceso de descomposición de la materia orgánica se producen otras reacciones debidas a los ciclos del nitrógeno, fósforo y azufre, a partir de los cuales se generan compuestos como el gas amoníaco (NH₃), fosfatos (PO₄) y gas sulfhídrico (H₂S). En este proceso, o sea del metabolismo microbiano anaerobio, que se lleva a cabo con la ausencia de oxígeno se producen compuestos gaseosos con acentuados olores desagradables.

En la remoción de la materia orgánica se llevan a cabo básicamente dos procesos, uno denominado oxidación (destrucción) con producción de energía (calor) y otro de síntesis que usa la energía producida para la formación de compuestos complejos. Este fenómeno de oxidación-síntesis origina los lodos como producto de la remoción bioquímica de materia orgánica. A continuación se indican algunos valores de los sub-
tos producidos.

Substratos modificados por oxidación y síntesis.

clase del compuesto	síntesis %	oxidación %	iones %
Carbohidratos	5-25	13	65-85
Alcoholes	25-38	30	52-66
Amino-ácidos	22-58	42	32-68
Acidos orgánicos	30-80	50	10-60

MECANISMOS DEL PROCESO DE ESTABILIZACION.

En la estabilización de la materia orgánica las bacterias o microorganismos atacan a la materia orgánica, fraccionándola y originando varios compuestos orgánicos complejos que persisten en la masa líquida bajo condiciones aerobias. Como resultado de la actividad bacteriana se producen nuevas células, bióxido de carbono, iones de sales minerales, agua amoniaco, etc.

El bióxido de carbono, el amoniaco y los iones de sales minerales son utilizados por las algas para sintetizar nuevas células. En este proceso hay producción de oxígeno.

Las algas juegan un papel importante en el proceso anterior porque fijan el carbono del bióxido de carbono y originan oxígeno libre, elemento necesario para el proceso aerobio.

Las algas que predominan en las lagunas de estabilización son

verdes o verde azules. Entre las verdes podemos citar: Chlamydomonas, Chlorella, Euglena, Micractinium y Scenedesmus, como las más comunes. Entre las algas verde azules la Anabaena, Oscillatoria y Phormidium.

La producción de bióxido de carbono producido por el metabolismo bacteriano tiende a bajar el pH de la masa líquida. Por otra parte, las algas utilizan el CO₂ producido, lo que origina la elevación del pH. Por esta razón, la presencia de un pH estable refleja un equilibrio entre la actividad bacteriana y la ocasionada por las algas.

FACTORES FISICO-QUIMICOS

Para obtener resultados favorables en la operación, hay que considerar varios factores físico-químicos que afectan el equilibrio biológico de las lagunas de estabilización. Entre los físicos hay que tomar en cuenta algunos parámetros como la temperatura, iluminación, infiltración, evaporación, precipitación pluvial y vientos.

La temperatura influye directamente en la producción del oxígeno disuelto de la masa líquida. Las reacciones químicas y bioquímicas se aceleran con las variaciones en la temperatura; es así como, se ha demostrado que la rapidez de las reacciones químicas se duplica por cada 10°C de aumento en la temperatura.

Temperaturas por arriba de los 30°C intensifican la producción de gases en el material depositado en las lagunas, dando como resultado el desprendimiento y elevación del material constituido por algas verde azules.

Para la determinación de la velocidad de reacciones químicas se puede aplicar la fórmula (Hoff-Arthenius).

$$\frac{t}{t_0} = e^{c' (T_0 - T)} = \theta (T_0 - T)$$

- t = tiempo de reacción a la temperatura T
- t₀ = tiempo inicial a la T₀ (temperatura inicial)
- c' = coeficiente (0.0693)

En el caso de una reacción bioquímica se puede escribir:

$$\frac{K_{35}}{K_T} = \frac{t_T}{t_{35}} = \theta (35 - T)$$

K₃₅ y K_T = valores de la constante de velocidad de degradación en la reacción bacteriana.

θ = coeficiente que para las aguas residuales domésticas es igual a 1.085

En lo referente a la iluminación las algas utilizan del 2 al 9% de la luz solar, siendo el 5% un valor común.

Se puede usar la siguiente expresión:

$$I = I_0 e^{-kcd}$$

- I₀ = intensidad luminosa en la superficie líquida
- I = intensidad de luz después de atravesar la lámina líquida
- c = concentración de algas
- k = coeficiente de absorción luminosa
- d = espesor de la capa líquida

La energía luminosa utilizada en la fotosíntesis se puede expresar con la siguiente fórmula: $f = \frac{I_s}{I_0} (\log_e \frac{I_0}{I_s} + 1)$

f = fracción de energía luminosa utilizada en la fotosíntesis

I_s = intensidad de saturación de la luz para las algas predominantes en la lámina líquida considerada

Para dar un ejemplo, la *Chlorella* presenta como intensidad de saturación el valor de 600 bujía-pie, o sea, 2.5×10^4 ergios/cm²/seg.

El equilibrio hidráulico de la laguna está dado por el caudal de entrada, la evaporación, la precipitación y la filtración.

El monto anual de descarga o el gasto del efluente estará dado por la siguiente ecuación:

$$Q_e = (C_i + P) - (E + F)$$

Q_e = gasto del efluente

Q_i = gasto recibido por la laguna (influyente)

P = precipitación

E = evaporación

F = infiltración

Si la laguna no tiene efluente, quiere decir que la ecuación tiene la tendencia a ser igual a cero. Sin embargo, puede ocurrir fluctuaciones en el nivel del agua debidas a fluctuaciones en cualquiera de las variables, pero si ocurre un valor negativo durante largo período de tiempo, la laguna llega a tener un nivel tan bajo que la hace inútil y no cumple con lo estipulado en el diseño, porque tanto algas como bacterias no cumplen con la función.

Es importante considerar el binomio evaporación/infiltración ya que representa las pérdidas de agua en la laguna. Como efectos directos de la evaporación tenemos el aumento en la concentración de los microorganismos

y la disminución en el período de retención.

La evaporación es más intensa o mayor cuando es menor la presión barométrica, se la determina así:

$$E = 15 (V_w - V_H) \left(1 + \frac{v}{16} \right)$$

E = evaporación mensual, en milímetros

V_w = presión de vapor del agua a la temperatura del agua, en milímetros de mercurio

H = humedad relativa, por ciento

v = velocidad del viento en kilómetros por hora

Los valores de las presiones del vapor del agua varían de 4.58 a 760.0 milímetros de mercurio para 0°C y 100°C, respectivamente.

La infiltración es un factor que puede impedir la obtención del nivel óptimo de operación de la laguna. Un análisis del suelo no es a veces suficiente para poder predecir la pérdida del líquido que puede ocurrir por efecto de la infiltración. El contenido de sodio del agua residual puede contribuir a sellar el fondo de la laguna por medio de alteraciones que se producen en su composición química. Hay dos reglas que deben considerarse como fundamentales: una no debe permitirse ninguna infiltración hacia lugares donde existen pozos o fuentes de agua subterránea que son utilizados para uso doméstico; otra, si el suelo donde se ubica la laguna es de grava o piedra caliza debe ser recubierto con una capa de arcilla impermeable.

La precipitación pluvial tiene efecto en la dilución de las lagunas, de una manera general puede decirse que es igual a la evaporación.

Los vientos producen olas en las lagunas, sobretudo a velocidades superiores a 50/m por hora, favorecen la oxigenación de las capas superiores de la masa líquida y estimulan la dispersión de los sólidos existentes en las lagunas.

Entre los factores químicos que deben considerarse y que intervienen directamente en el funcionamiento tenemos: nutrientes, oxígeno disuelto, pH y complejos compuestos orgánicos.

El nutriente más comúnmente utilizado por la mayoría de las algas es el bióxido de carbono libre. Hay indicaciones que algunas especies se alimentan del bicarbonato. Además del carbono contenido en el bióxido de carbono tenemos otras sustancias como el nitrógeno, fósforo, azufre, potasio, magnesio y calcio, trazas de hierro, manganeso, silicio, zinc, cobre, cobalto, molibdeno, boro y vanadio.

Los residuos líquidos domésticos son ricos en elementos nutritivos para las bacterias, pero esto no ocurre en los residuos industriales que tiene deficiencias de nutrientes y a veces sustancias tóxicas -- que matan a las bacterias y a las algas.

La cantidad de oxígeno disuelto (O_2) en la masa líquida dependerá de la actividad microbiana y de las algas existentes. La actividad microbiana se traduce por una mayor o menor demanda bioquímica de oxígeno, que a su turno depende de las cantidades de materia orgánica introducidas en la laguna o sea de la carga orgánica del proceso.

El oxígeno disuelto es variable con la temperatura; así por ejemplo a $0^{\circ}C$ y a 760 milímetros de mercurio el oxígeno disuelto es de --

de 14.65 mg/litro; en cambio, a 10°C es de 11.27 mg/litro y a 20°C es de 9.02 mg/litro.

CLASIFICACION DE LAS LAGUNAS.

Las lagunas de estabilización se clasifican en facultativa, anaerobia, aerobia, aeración mecánica y maduración.

Las facultativas, operan con cargas orgánicas medias, se llevan a cabo los dos procesos, el aerobio en base a la presencia de algas y al oxígeno del aire, y el anaerobio en la parte profunda de la laguna, de acuerdo a los cambios estacionales y diurno del proceso fotosintético.

Las anaerobias, trabajan con cargas orgánicas menores y no requieren la presencia de oxígeno libre porque el proceso es enteramente anaerobio con producción de malos olores.

Las aerobias, soportan cargas orgánicas bajas, la materia biodegradable en suspensión o disuelta para transferirse requiere del O_2 producido por las algas en la fotosíntesis y la transferencia del gas en la superficie del líquido, son de poca profundidad.

Las de aeración mecánica, funcionan con altas cargas orgánicas, tienen mayor profundidad, menor área, el proceso es enteramente aerobio - producido por aeración de tipo mecánico que suministra altas cantidades del oxígeno necesario.

Las de maduración, se emplean exclusivamente para reducir el número de bacterias del efluente.

En este estudio se tratarán exclusivamente las dos primeras la-

gunas, o sea, las facultativas y las anaerobias.

DISEÑO DE LAS LAGUNAS.

El procedimiento de diseño de las lagunas de estabilización es impreciso. Al mismo tiempo intervienen operaciones de sedimentación, oxidación, digestión, transferencia de gas y fotosíntesis, aeración mecánica, evaporación e infiltración.

En forma general intervienen factores como: período de retención, profundidad de la laguna, carga orgánica del influente, carga orgánica del efluente, temperatura del agua de la laguna, energía de la luz solar, eficiencia en la conversión de la energía solar, en energía química.

LAGUNAS FACULTATIVAS

Como se indicó anteriormente las lagunas facultativas son aquellas en las cuales la capa superior está en contacto con el aire y por lo mismo el proceso es aerobio, las capas de la zona central (intermedia) -- contienen bacterias facultativas y en el fondo de la laguna la transformación de la materia orgánica es anaerobia. En la práctica no se conocen -- con el nombre de facultativas; pero, la mayoría de las existentes son de este tipo. A continuación efectuaremos una revisión de las matemáticas del *que nra* diseño y los fundamentos biológicos.

Existen varios sistemas o composición de lagunas; en términos generales, las facultativas están precedidas por procesos anaerobios, para tener en tercer término lagunas de maduración.

Para el diseño de este tipo de lagunas la ecuación no establece diferencia entre la velocidad de descomposición biológica de las ma-

Modelo cinético

ECUAC. No. 1

$$L_p = \frac{L_o}{(K_T R_T + 1)}$$

$L_e = L_p = \text{DBO}_5$ del agua efluente (mg/litro)

$L_i = L_o = \text{DBO}_5$ del agua influente (mg/litro)

K_T = velocidad de descomposición a la temperatura T

R_T = tiempo de retención a la temperatura T

El valor de la velocidad de descomposición K_T depende de la temperatura:

ECUAC. No. 2

$$\frac{K_{35}}{K_T} = \theta^{(35 - T)} = \frac{R_T}{R_T}$$

T = temperatura de la laguna (grados Centígrados)

θ = coeficiente de reacción en función de la temperatura (1.085)

K_{35} = velocidad de descomposición a 35°C

A continuación se indican valores de K_T para diferentes temperatura :

Temperatura °C	K_T por día	Temperatura °C	K_T por día
5	0.103	25	0.53
10	0.12	30	0.80
15	0.24	35	1.20
20	0.35	-	-

La eficiencia de la laguna se puede determinar con la fórmula:

ECUAC. No. 3

$$E (\%) = \left(\frac{L_o - L_p}{L_o} \right) 100$$

$$E = 1 - \frac{1}{K_T R_T + 1}$$

$$E = \left(\frac{R_T}{1 + R_T} \right) \frac{100}{K_T}$$

Muchos factores intervienen en el óptimo funcionamiento de la laguna entre los principales la carga orgánica total, la profundidad, la carga por unidad de superficie.

Pueden producirse malos olores por distintas causas: temperatura alta, superficie insuficiente, distribución desigual de los sólidos sedimentables, insuficiente profundidad de la masa líquida, entre otras.

Pueden corregirse estos problemas mediante la construcción de varias entradas del agua a la laguna para lograr una mejor distribución de los sólidos sedimentables, aumentar la profundidad de la capa de agua hasta una altura de 1.5 a 2.0 m.

Para la aplicación del modelo matemático existen varios procedimientos entre los que se destaca el empírico y las experiencias sud-africanas.

1. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.

Esta metodología corresponde al análisis de los resultados obtenidos por Gloyna y Herman. La ecuación No. 3 fue para el cálculo de la eficiencia de las lagunas, el volumen se puede determinar con la siguiente expresión:

ECUAC. No. 4

$$V = (3.5 \times 10^{-5}) N.q.La \theta^{(35 - T_m)}$$

V = volumen (m³)

N = número de personas

q = cantidad de aguas residuales (l/ día)

La = demanda bioquímica última a DBOu (mg/l)

1.085 θ = coeficiente de reacción por la temperatura
(1.085)

T_m = temperatura media del agua en el mes más frío (°C)

No interviene solo temperatura

El valor N.q. la denomina "factor de carga" (FC), mediante éste se puede elaborar un gráfico para el cálculo de los volúmenes a diferentes temperaturas.

La fórmula para el volumen se aplica a el caso de aguas residuales que tienen composición normal, cuando se tienen valores muy elevados para DBOu, o sustancias tóxicas, se requieren considerar mayores volúmenes de las lagunas. La intensidad de luz, el total de sólidos disueltos y otros factores influyen en el volumen requerido; pero, para el tratamiento de aguas domésticas la temperatura es el factor de mayor importancia en la determinación del volumen de superficie.

En la fórmula no interviene un coeficiente para expresar la influencia de la intensidad de luz (insolación), pero hay que tomarla en cuenta aumentando la superficie de la laguna. Cuando hay períodos de nubosidad por dos o más semanas puede emplearse una unidad de pretratamiento anaerobio.

Para comparar el efecto de la temperatura se puede dimensionar como ejemplo una laguna con la formula anterior, tomando los siguientes datos.

N = 10,000 hab.

q = 150 l/hab.

DBOu (La) = 250 mg/l

Tm = 10°C y 25°C

Profundidad = 1.5 m.

El caudal (Q) = 1,500 m³/día

	<u>10°C</u>	<u>25°C</u>
Volumen	100,931 m ³	29,660 m ³
Superficie	67,290 m ² (6.73 Ha)	19,773 m ² (1.98 Ha)
Carga Orgánica	378 kg/día	378 kg/día
Carga superficial	56 kg/día	191 kg/día
Período de retención	67.3 días	19.8 días

De lo anterior se concluye que variaciones en la temperatura significan cambios en los elementos de diseño de la laguna facultativa; efectivamente, el volumen se redujo a la 1/3 parte, la superficie en la 2/3 parte, la carga superficial que soporta a la laguna es practicamente cuatro veces mayor a la temperatura de 25°C y el período de retención es menos de 1/3.

2. Metodología Sudafricana

Las experiencias obtenidas en África del Centro y Sur (Grais

y Shaw) indicaron que el comportamiento de las lagunas facultativas depende de la profundidad.

La fórmula que se utiliza es la siguiente:

ECUAC. No. 5

$$L_p = \frac{600}{(0.18 d + 1)}$$

L_p = DBO del efluente a 5 días y 20°C (mg/l)

d = profundidad (m.)

También es posible aplicar la fórmula de la Ecuación No. 1, en la que el valor de K_1 es 0.17.

ECUAC. No. 6

$$L_p = \frac{L_0}{0.17 \left(\frac{K_1}{T} + 1 \right)}$$

L_p = DBO₅ del efluente (mg/l)

L_0 = del influente (mg/l)

K_1 = tiempo de retención

La estratificación térmica permite que las capas interiores estén sujetas al proceso anaerobio; en cambio, en las capas superiores se desarrolla la oxidación aerobia, debida a la fotosíntesis y a la disolución del oxígeno del aire.

La profundidad de las lagunas facultativas es generalmente de 1.50 a 1.80 m., la que es suficiente para permitir el desarrollo de la estratificación térmica y la constitución de las dos zonas indicadas anteriormente. Las reacciones bioquímicas en la zona anaerobia son similares a las que se describirán en las lagunas anaerobias. En las capas superiores el desarrollo de las algas puede sobresaturar las lagunas con oxígeno disuelto. La mayor parte del carbono de la materia orgánica

sirve como energía para las bacterias que como subproducto expelen CO_2 , el restante se utiliza para formar nuevas células. El CO_2 producido por la respiración puede ser nuevamente aprovechado para convertirse en células de algas que salen con el efluente o se depositan en el sedimento en la zona anaerobia, debido a la producción de algas y bacterias muertas. En esta forma, las lagunas facultativas tienen dos procesos, el de oxigenación por fotosíntesis y el de fermentación con producción de metano, - estos dos procesos son importantes para la reducción de la DBO de las aguas residuales.

La experiencia sudafricana indicó que la temperatura tiene un -- marcado efecto en el comportamiento de las lagunas facultativas. Al aumentar la producción de algas aumenta la producción de O_2 , el que se escapa del líquido si sobrepasa el nivel de sobreesturación. La fotosíntesis producida por las algas con el consumo de CO_2 , tiende a aumentar -- el pH en la capa aerobia de la laguna. Generalmente el pH puede llegar -- hasta 10.0 en condiciones favorables dependiendo del efecto amortiguador del agua de la laguna. La máxima oxidación bacteriana ocurre a un pH - 8.3, para valores mayores de 9.5 el proceso se ve seriamente afectado.

En lo que respecta a profundidad y tiempo de retención las lagunas facultativas se diseñan para producir una calidad de efluente comparable al que se obtiene en el tratamiento secundario; por esta razón, la profundidad y el tiempo de retención son muy importantes en el diseño de las lagunas de estabilización.

La profundidad debe ser tal que permita el desarrollo de la c tra-

2.10 m.; Dawson y Grainge de 3 a 7.60 m., para lagunas primarias en las regiones nórdicas.

En general, una profundidad de 1.50 a 1.80 m. es la de uso más común para lagunas facultativas de estabilización. De hecho, hay poca ventaja práctica para aumentar la profundidad sobre 1.80 m., ya que se disminuye el área superficial o se aumenta la carga orgánica.

Se han investigado condiciones de carga de 224 y 336 kg/Ka/ día de DBO habiéndose encontrado remoción de 99% y 74 al 89%, respectivamente. Gloyna, obtuvo períodos de retención de 36 a 82 días para líquidos residuales domésticos con 300 mg/l de DBO_u, a profundidad de 1.20 m. y para temperaturas de 20°C y 10°C respectivamente.

LAGUNAS ANAEROBIAS.

Este tipo de lagunas se utiliza como proceso de pretratamiento para reducir la carga de la DBO en las lagunas facultativas. Sirven para evitar el ascenso a la superficie, de una apreciable proporción de lodos, durante la estación calurosa, que se desplaza a la deriva en la superficie de la laguna.

La desventaja de las lagunas anaerobias radica en la posibilidad de que se produzcan malos olores; por esta razón, es necesario estudiar cuidadosamente su localización respecto a las viviendas.

La reducción de la DBO es función del tiempo de retención de los sólidos en suspensión y de la temperatura del residuo líquido. El proceso de estabilización en estas unidades puede tomar mucho tiempo, como consecuencia de los factores antes mencionados.

En el diseño de las lagunas anaerobias se emplea la metodología concluida de la experiencia sudafricana, la que se fundamenta en los resultados obtenidos en una área geográfica de caracteres subtropicales y con una temperatura media anual de 20°C (Zambia-latitud sur 15°).

Las lagunas anaerobias operan en forma similar a los tanques sépticos y a las letrinas, para la reducción de la DBO se puede aplicar la fórmula que se indicará posteriormente, cuyos coeficientes se han deducido en base a la temperatura media del agua que entra a la laguna que es de 20°C.

El proceso anaerobio consta de dos etapas, la primera se lleva a cabo por la acción de bacterias que originan la producción de ácidos la segunda, asimismo, gracias a la acción de bacterias productoras de metano. La DBO de la etapa ácida es muy pequeña, únicamente, en la segunda etapa existe una acentuada remoción de la materia orgánica oxidable, la que es proporcional a la cantidad de metano producido. Para que una laguna anaerobia sea efectiva es necesario que tenga condiciones favorables al desarrollo de una población de bacterias formadoras de ácidos y bacterias productoras de metano; para ello, deben considerarse los principales factores como temperatura pH, tiempo de retención y carga orgánica.

La fermentación se acelera con el incremento de la temperatura; así por ejemplo, el aumento de 5°C significa la producción de siete veces más el volumen de gas desprendido de los lodos a la capa anaerobia. Podría utilizarse la siguiente fórmula:

G = gas producido por los lodos (m^3/Ha)

T = temperatura de los lodos (°C)

En lo referente al pH, un buen proceso de fermentación y producción de metano se consigue con valores de 6.8 a 7.2. La acción bacteriana se inhibe con valores del pH inferiores a 5.5.

Las lagunas anaerobias varían considerablemente en tamaño y por ende en tiempo de retención. Remociones de un 70% de la DBO se han obtenido con profundidades de 1.20 m. y retención de un solo día. De todos modos, los autores mencionan que la profundidad puede ser variable: 0.90 a 1.20m. (Parker), 1.20 a 2.40 m. (Cooper) y de 2.40 a 3.65 m. (Oswald).

Las lagunas profundas tienen las siguientes ventajas:

1. Al tener menor superficie permiten una utilización más económica del terreno.
2. Hay mejor protección contra los cambios ambientales bruscos y del oxígeno disuelto.
3. Tiene una zona más compacta de lodos.

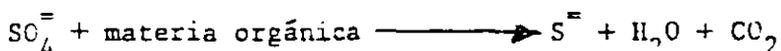
El período de retención en las lagunas anaerobias debe mantenerse al mínimo; sin embargo, varios autores sugieren de 15 a 160 días (Cooper) y de 20 a 30 días (Oswald). Parker logró 70% de reducción de la DBO con períodos de 1.2 días.

Para mantener condiciones anaerobias la carga orgánica puede variar de 200 a 672 Kg/Ha/día. En el oeste de los Estados Unidos se emplean cargas de 560 Kg/Ha/día. En Australia de 1,058 a 1,500 Kg/Ha/día.

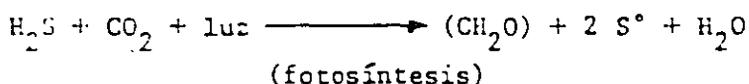
La acumulación de lodos en las lagunas se debe al proceso de sedimen

tación. En un principio la acumulación se produce con mayor rapidez que la degradación; pero, luego cuando la fermentación se desarrolla se produce un equilibrio entre la acumulación y degradación, relativamente no existe aumento de volumen en la capa bental.

La remoción de la materia orgánica se puede expresar así:



El S^{2-} hace equilibrio con el H^+ para formar HS^- y H_2S . Si hay abundancia de S^{2-} y CO_2 se desarrollan las bacterias del azufre las que son fotosintéticas y utilizan el CO_2 como fuente de carbono.



El modelo matemático para las lagunas anaerobias de acuerdo a la experiencia sudafricana es la siguiente:

ECUAC. No. 8

$$L_p = \frac{L_o}{K_n \left(\frac{L_r}{L_o} \right)^n R + 1}$$

L_p = DBO_5 del efluente (mg/l)

L_o = DBO_5 del influente (mg/l)

K_n = constante de remoción de la DBO
(coeficiente del proyecto)

n = exponente que se determina experimentalmente

R = tiempo de retención con materia completa (días)

En las pruebas realizadas en Zambia $K_n = 6.0$ y $n = 4.8$

Para las lagunas anaerobias el modelo de diseño cinético es:

1. tiempo de retención del líquido aproximadamente de 3 a 5 días.
2. profundidad de 3 a 4.50 m.
3. carga volumétrica de 0.19 a 0.40 kg/m³ de DBO.
4. carga superficial de 448 a 672 Kg/ha/día de DBO.
5. carga de sólidos en suspensión de aproximadamente 1.6 a 6.4 Kg/m³.

La elección de las tasas reales se efectúa tomando en consideración las características tanto climatológicas como de los residuos líquidos, - también deben contemplarse las condiciones estéticas.

APLICACIONES EN LA INDUSTRIA.

El empleo de las lagunas de estabilización es muy variado para el tratamiento de residuos líquidos provenientes de la industria. La aplicación de lagunas aerobias, anaerobias o facultativas dependerá de la calidad del residuo doméstico o industrial. Se deberá tener en cuenta la localización de las lagunas, cercanas o alejadas de la zona poblada, costos de construcción, disponibilidad de terreno, volúmenes de los residuos líquidos y, otros factores para la decisión sobre el tipo de laguna que se deba utilizar para el tratamiento.

Generalmente, se consideran sistemas de lagunas, en primer término y como fase primaria las anaerobias (cuando el residuo líquido es rico en materia en suspensión), para luego utilizar lagunas facultativas, que operan como proceso secundario.

A continuación se indican algunos ejemplos sobre casos prácticos de lagunas empleadas en el tratamiento de residuos de algunas industrias específicas.

1. Industria Textil.

Esta industria es muy compleja en la actualidad, ya que la fibra empleada puede ser: algodón, lana, acetato, dacrón, rayón, orlón, etc., se utilizan aerobias principalmente por la gran cantidad de materia orgánica existente en el residuo líquido, con el propósito de evitar malos olores.

2. Curtidurías.

Se emplean las lagunas como proceso secundario después de la sedimentación. Será necesario cuidar el nivel del pH ya que los residuos son ácidos.

3. Industria de los alimentos.

El procesamiento de los alimentos (enlatado) origina residuos líquidos de características variables, algunas veces tienen pH altos (11.0) o son de características ácidas (pH 3.5); asimismo, los residuos son ricos en nutrientes (N y P).

Las lagunas se emplean después de la sedimentación (precipitación química) porque siendo ricas en materia orgánica hay la tendencia de producir malos olores debidos al proceso anaerobio. Aún en las lagunas aerobias se producen malos olores, lo que se eliminan con el empleo de nitrato de sodio (Na. NO_3), principalmente en el procesamiento de leguminosas.

4. La industria lechera y sus productos derivados.

Es muy variada ya que procesa leches, crema, quesos, mantequilla etc. Como los residuos están compuestos principalmente con la materia or-

gánica soluble, al almacenarse fermentan y se produce el proceso anaerobio que ocasiona mal olor. Para evitar esa circunstancia se emplean lagunas aerobias, generalmente después del proceso secundario.

5. Tulpa y papel.

Las lagunas se emplean para el tratamiento de los residuos con propósitos de almacenamiento, sedimentación, homogeneización y para degradación biológica de la materia orgánica.

6. Aceite y Petróleo.

La remoción del aceite separable se ejecuta por medio de los métodos biológicos, entre los que emplea las lagunas mecánicamente aeradas, así como las lagunas de estabilización.

En el dimensionamiento de las lagunas para el tratamiento de los residuos industriales hay que tener en cuenta la falta de nutrientes, presencia de sustancias tóxicas, etc. El examen de las lagunas existentes demuestra que probablemente es necesario disminuir las cargas empleadas para líquidos domésticos. En los Estados Unidos, para la industria alimenticia se han empleado cargas orgánicas extremas entre 10 y 80 Kg/ha/día. Para otros procesos industriales, como son los siguientes: petróleo, 30 Kg/ha/día; conservas de legumbres 115; papel 120; productos químicos 180 y tejidos 190.

RESUMEN DE OTROS ELEMENTOS INTEGRANTES DEL DISEÑO.

En los capítulos anteriores se ha efectuado una revisión de los modelos matemáticos empíricos utilizados en el diseño de las lagunas de es-

tabilización facultativas y anaerobias. A continuación se destacará la importancia de considerar otros factores integrantes del diseño de las lagunas de estabilización. Entre los elementos principales podemos citar los siguientes:

- Selección del sitio
- Forma de la laguna y fondo
- Area (determinada por la aplicación de las fórmulas de diseño)
- Profundidad (adoptada de acuerdo con la experiencia obtenida y el cálculo)
- Período de retención (calculado en el proceso de diseño)
- Diques (los volúmenes son importantes para conocer el movimiento total de tierra).
- Estructura de entrada (influyente)
- Estructura de salida (efluente)
- Sistemas de varias lagunas
- Cercas y señales

Selección del Sitio:

- Se recomienda que la localización de la laguna esté a 300 m. de la comunidad más cercana y a 400 m. de una residencia.
- No deben existir obstáculos para lograr una eficiente acción del viento.
- Se debe determinar la composición geológica o características del suelo para evitar que las aguas de infiltración ocasionen la contaminación de las aguas subterráneas.
- El estudio de la topografía es importante para minimizar el movimiento de tierra (cortes y rellenos).
- Se debe efectuar un estudio sobre el costo de la laguna.

Forma y Fondo:

- Es muy variada y generalmente se ajusta a la topografía del lugar. Hay que evitar la formación de penínsulas, golfos, islas o similares para que el material flotante no se acumule en ellas y se presente un obstáculo a la acción del viento.
- En fondo debe presentar cierta uniformidad. Se deben efectuar ensayos sobre la calidad del suelo como se indicó anteriormente. Una determinación que debe efectuarse es la permeabilidad del fondo, en caso de haber filtración elevada es necesario impermeabilizarlo con un revestimiento de arcilla de 40 centímetros de espesor.

Profundidad:

- Se establece como mínima el 0.90 para que el agua cubra totalmente y se evite el crecimiento de plantas en el fondo de la laguna. La profundidad efectiva es menor ya que la real es la que la luz atravieza. Debe haber oscilaciones del nivel de la laguna para evitar o destruir las larvas que se forman en las orillas.
- Los sedimentos no crean problemas, se calcula que la capa de lodos bentales es de aproximadamente 6 mm. por año.

Diques:

- Los diques o terraplenes sirven para transitar alrededor de la laguna, manteniendo limpia y libre de hierbas las orillas.
- Los taludes se contruyen por lo general con la inclinación de 1:3 (1 vertical y 3 horizontal). El talud dependerá del ángulo de reposo de los materiales.
- Los diques deben ser impermeables y tener en la parte superior una plataforma de 3 a 4 m. de ancho para permitir el paso de vehículos.
- La altura del dique debe ser, por lo menos, 0.70 m. sobre el nivel máximo del agua, no debiendo perjudicar la acción del viento.

Estructura de entrada:

- Consiste en una simple tubería que descarga las aguas en el centro de la laguna, en el caso de que ésta sea pequeña, y a

15 m. de la orilla en el caso de que sea grande.

- Las descargas pueden ser aéreas, sostenidas en pilas, o asentadas sobre el fondo de la laguna.
- En el lugar de la descarga debe construirse una plataforma de concreto de 4 m. de diámetro, para evitar la erosión y facilitar la limpieza, porque es la zona donde hay mayor sedimentación.

Estructura de Salida:

- Debe estar cerca de una de las orillas y lo más lejos posible de la estructura de entrada, para evitar la formación de cortos circuitos.
- La salida deberá estar un poco abajo de la superficie libre, para evitar el escurrimiento de los sólidos flotantes; además, en esa forma se obtiene un efluente de mejor calidad.
- Como hay variaciones en el nivel de la laguna será necesario prever dispositivos en la salida para tener flexibilidad en la operación.

Sistemas de Lagunas

La flexibilidad en la operación se logra mediante el uso de varias lagunas como parte de un mismo sistema.

El problema de iniciar la operación de una laguna se resuelve fácilmente cuando existe una fuente auxiliar de agua; en caso contrario si las lagunas son diseñadas para operar en paralelo la operación es sencilla ya que se puede empezar la operación en una laguna pequeña, en esta forma se disminuye el período de llenado y se evita el crecimiento de hierba en el fondo.

Cuando las lagunas operan en serie, prácticamente todos los sólidos sedimentables se depositan en la primera; por lo mismo, su área será prácticamente igual a la de una laguna que estuviera sola. La disminución de

área que se obtiene al usar varias en lugar de una sola reduce la acción del viento, esto es una ventaja porque hay menor erosión sobre el terraplén; pero, es desventajoso por el mezclado que debe tener la laguna.

Cercas y Señales:

Es imprescindible la colocación de cercas y señales para prohibir el paso y advertir a las personas que la laguna de estabilización no debe confundirse con otro tipo de lagunas, y evitar su empleo para provisiónamiento de agua, fines recreativos o abrevadero de animales.

REFERENCIAS.

1. Water and Water Pollution Handbook.
Editorial Marcel Dekker, Inc. N.
2. Estanques de Estabilización de Aguas Residuales
Earnest F. Gloyna, OMS, Ginebra 1973.
3. Liquid Waste of Industry.
Nelsen L. Nemerow. Addison-Wesley Publishing.
4. Lagoas de Estabilizacáo.
Universidade de Sao Paulo.
5. Lagunas de Estabilización
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas,
Universidad de Chile.
6. Tratamiento de Residuos Líquidos.
Universidad Nacional Autónoma de México, (UNAM).
Varios Cursos.
7. Water Quality Engineering for Practicing Engineers.
W. Wesley Eckenfelder Jr. The Barnes / Noble.
1970.
8. Water Pollution Control.
D. Ford & Eckenfelder. Jenkins Publishing Co.,
1970.
9. Tratamientos de Agua Residual.
Gustavo Rivas Mijares.
10. Tratamiento de Residuos Líquidos Domésticos e Industriales.
La Habana, Cuba.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: CA 100
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

**TEMA:
LODOS ACTIVADOS**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
MAYO DEL 2003**

SISTEMAS DE AERACIÓN

LOS SISTEMAS DE AERACIÓN TIENEN UN DOBLE FIN:

APORTAR EL OXÍGENO REQUERIDO A LOS MICROORGANISMOS

SUMINISTRAR AGITACIÓN PARA MANTENER LOS SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN Y PERMITIR LA DIFUSIÓN DEL AIRE

EFICIENCIA DE LOS EQUIPOS DE AERACIÓN

LA CAPACIDAD DE TRANSFERENCIA DE UN EQUIPO DE AERACIÓN PUEDE DEFINIRSE POR MEDIO DE LOS SIGUIENTES CRITERIOS:

APORTACIÓN ESPECÍFICA. KG DE OXÍGENO DISUELTO POR KWH CONSUMIDO

EFICIENCIA DE TRANSFERENCIA DE OXÍGENO.

KG O₂ TRANSFERIDO /HORA.
EL CUAL DE DETERMINA EN CONDICIONES NORMALES

-AGUA PURA

- PRESIÓN ATMOSFÉRICA

- TEMPERATURA 10 Ó 20 °C

- CONTENIDO DE OXÍGENO DISUELTO. 0 MG/L

LA EFICIENCIA REAL DE TRANSFERENCIA DE OXÍGENO DEBE CORREGIRSE PARA CADA CASO EN PARTICULAR, YA QUE DEPENDE DE MUCHOS FACTORES:

PROFUNDIDAD Y FORMA DEL TANQUE

TIPO DE AERADOR

AGUA RESIDUAL (SDT, TENSOACTIVOS, GRASAS, ETC)

CONDICIONES DEL LUGAR (T, ALTURA SOBRE EL NIVEL DEL MAR)

LA TRANSFERENCIA DE OXÍGENO REAL SE CALCULA DE LA SIGUIENTE ECUACIÓN:

$$N = N_0 \frac{\beta C_s - C_L}{9.2} \alpha \times 1.02^{T-20}$$

DONDE:

N = TRANSFERENCIA DE OXÍGENO REAL

N₀ = TRANSFERENCIA DE OXÍGENO A CONDICIONES NORMALES

C_s = CONCENTRACIÓN DE SATURACIÓN DE OXÍGENO, EN EL LUGAR.

C_L = CONCENTRACIÓN DE OXÍGENO EN EL AGUA RESIDUAL

β = FACTOR O COEFICIENTE DE DÉFICIT DE OXÍGENO

$$\beta = C_s \text{ AGUA RESIDUAL} / C_s \text{ DEL AGUA PURA}$$

α = FACTOR QUE DEPENDE DE LA NATURALEZA DEL AGUA Y TIPO DE AERADOR.

OTROS FACTORES QUE SE DEBEN ANALIZAR

VELOCIDAD DE AGITACIÓN . DEBE SER ADECUADA PARA EVITAR LA SEDIMENTACIÓN

POSIBILIDAD DE ADAPTACIÓN A LAS NECESIDADES

FIABILIDAD DE TODAS LOS COMPONENTES, REDUCTORES, COMPRESOR, DIFUSOR, TUBERÍAS, ETC

COSTO DE INVERSIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

CLASIFICACIÓN DE LOS AERADORES

AERADORES DE SUPERFICIE

- AERADORES DE EJE VERTICAL Y VELOCIDAD LENTA.

VELOCIDAD PERIFÉRICA DE 4 - 6 m/s

- AERADORES DE EJE VERTICAL Y GRAN VELOCIDAD

750-800 RPM

- AERADORES DE EJE HORIZONTAL

PUEDEN MONTARSE EN FORMA LONGITUDINAL O TRANSVERSAL

LA TRANSFERENCIA ESPECÍFICA DE OXÍGENO PARA ESTOS AERADORES DEPENDE DE:

POTENCIA ESPECÍFICA, VELOCIDAD, DE LA INMERSIÓN, FORMA DEL DEPÓSITO Y RELACIÓN SUPERFICIE/ PROFUNDIDAD

AERACIÓN POR AIRE COMPRIMIDO

ES LA INYECCIÓN DE AIRE A PRESIÓN MEDIANTE DIFUSORES, QUE SE DIVIDEN EN FUNCIÓN DEL TAMAÑO DE LAS BURBUJAS QUE PRODUCEN:

DIFUSORES DE BURBUJA GRUESA. DIÁMETRO DE 6MM

DIFUSORES DE TAMAÑO MEDIO. DIÁMETROS DE 4 A 6 MM

DIFUSORES DE BURBUJA FINA. DIÁMETROS < 3 MM. EMITIDAS POR DIFUSIÓN DE AIRE A TRAVÉS DE CUERPOS POROSOS.

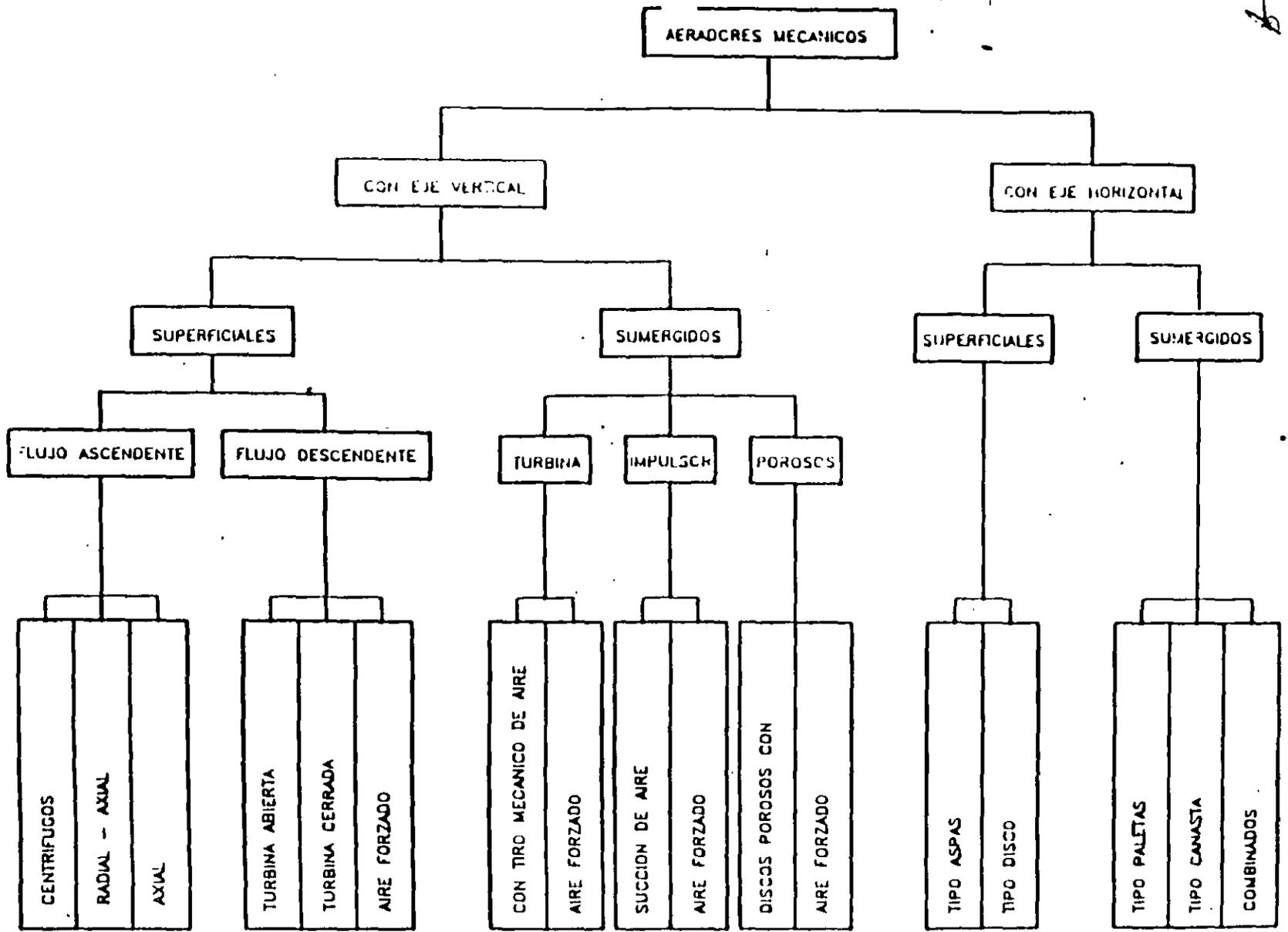
EL RENDIMIENTO DE OXIGENACIÓN PARA ESTOS EQUIPOS DEPENDE DE:

NATURALEZA DE LOS DIFUSORES Y SU DISPOSICIÓN (PUNTUAL, EN LÍNEA, EN EL FONDO)

PROFUNDIDAD DE INYECCIÓN. EN EL LÍMITE DE 2.5 A 8.0 M.

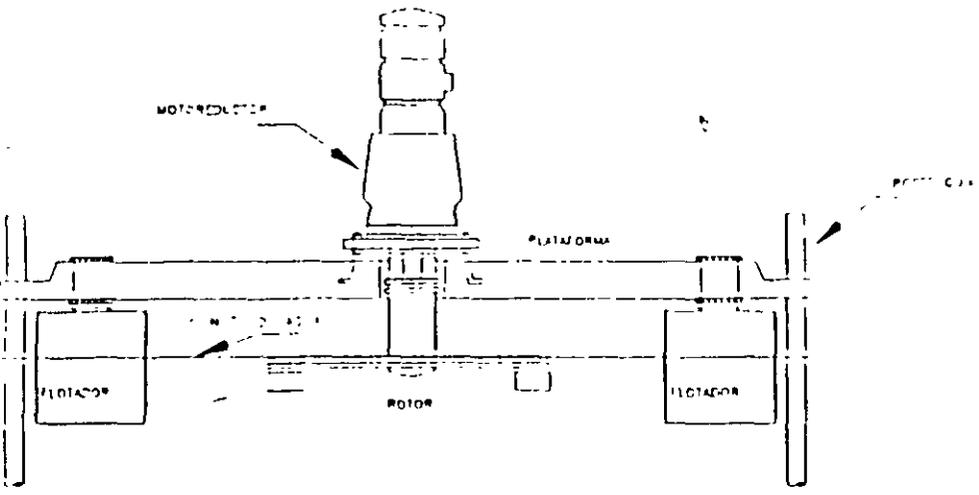
CAUDAL DE AIRE

SECCIÓN TRANSVERSAL DEL DEPÓSITO.

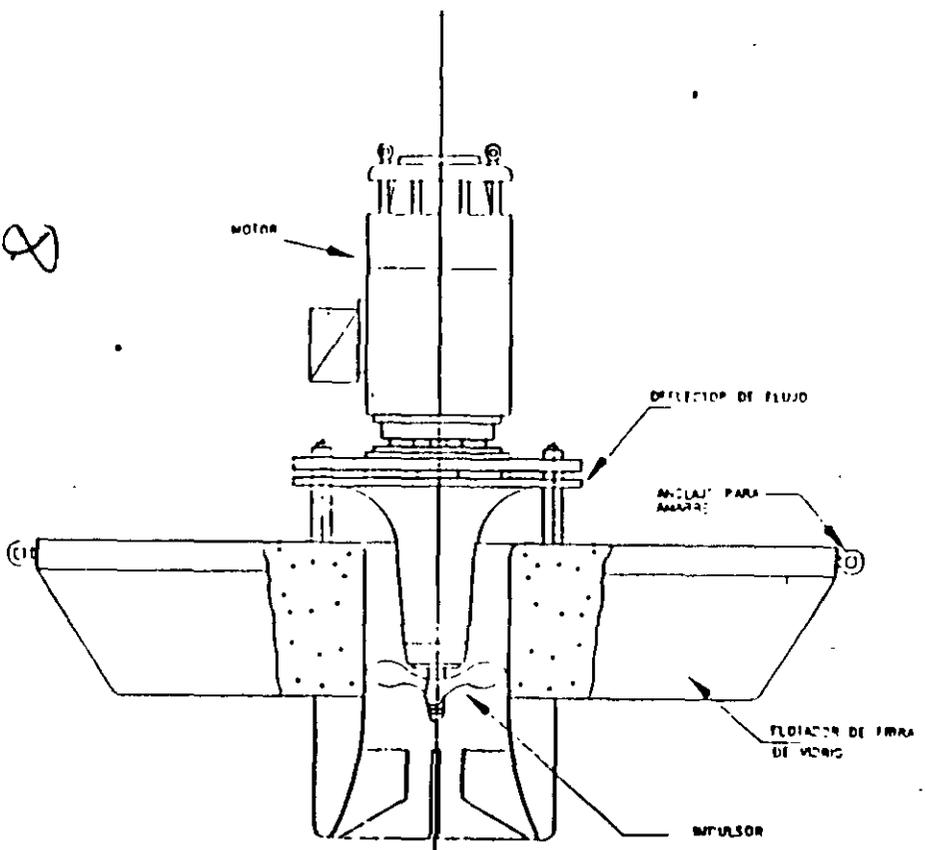


.. RANGOS DE EFICIENCIA DE AERACIÓN PARA DIVERSOS AERADORES MECÁNICOS.

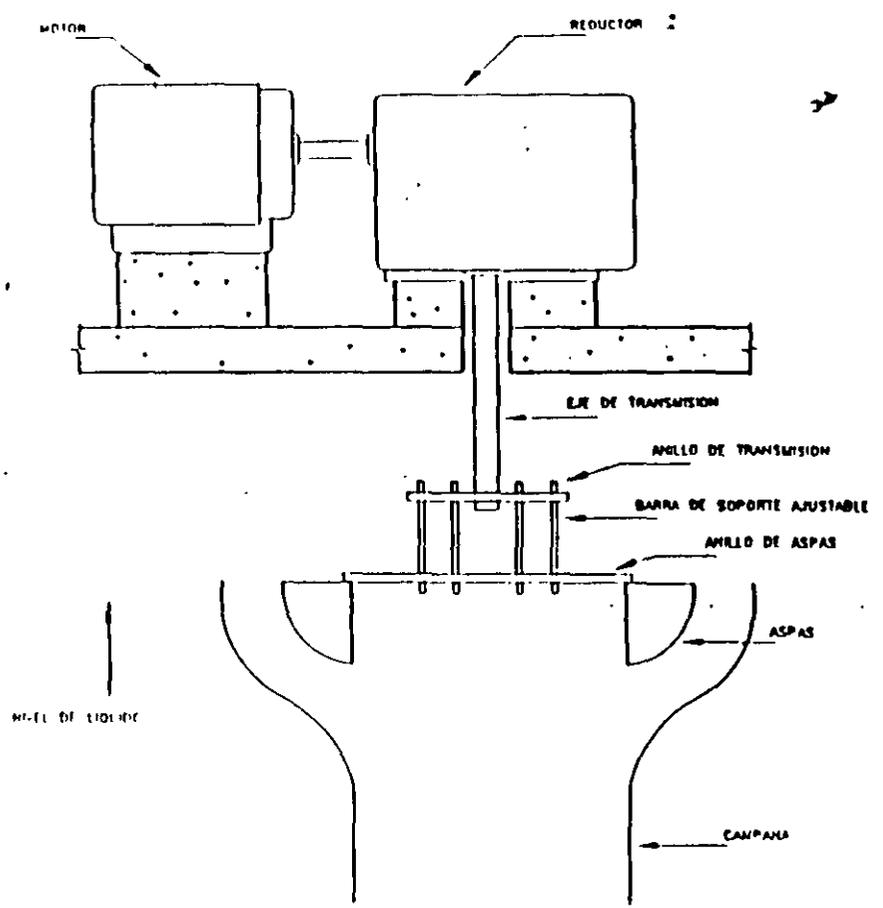
TIPO DE AERADOR	EFICIENCIA DE AERACION kg O ₂ /Kw-h	
	STANDAR	CAMPO
Superficiales centrífugos de baja velocidad.	1.2-3.0	0.7-1.4
Superficiales centrífugos con tubo de succión.	1.2-2.8	0.7-1.3
Superficiales axiales de alta velocidad.	1.2-2.2	0.7-1.2
Flujo descendente con turbina abierta	1.2-2.4	0.6-1.2
Flujo descendente con turbina cerrada	1.2-2.4	0.7-1.3
Turbina sumergida.	1.2-2.0	0.7-1.1
Impulsor sumergido	1.2-2.4	0.7-1.1
Rotor superficial.	0.9-2.2	0.5-1.1



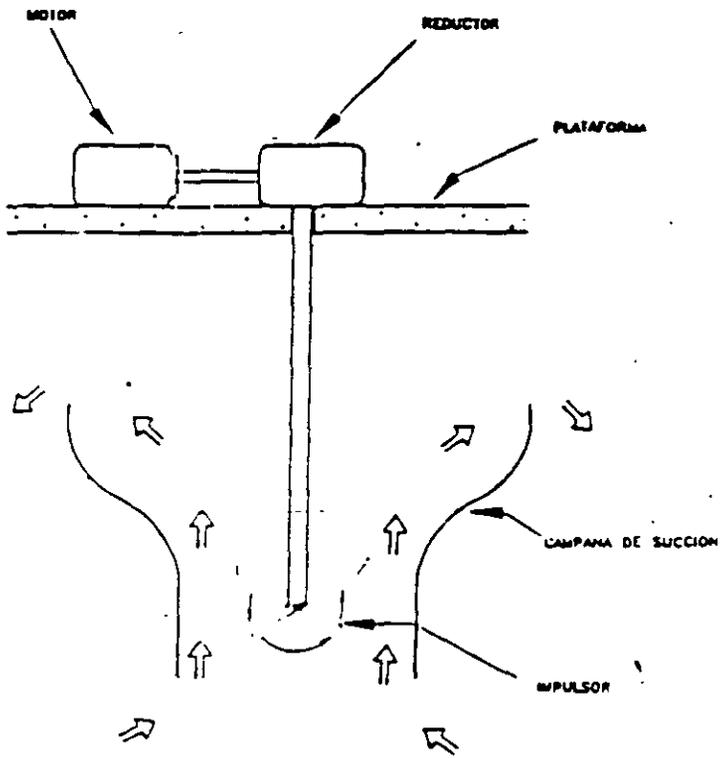
AERADOR MECANICO DE EJE VERTICAL Y BAJA VELOCIDAD.



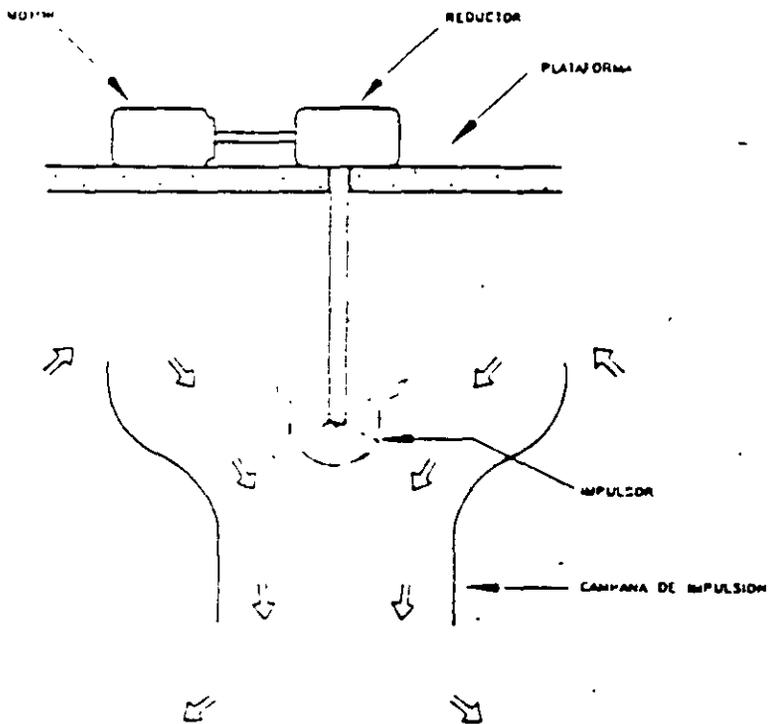
AERADOR SUPERFICIAL FLOTANTE DE EJE VERTICAL Y ALTA VELOCIDAD. CON IMPULSOR



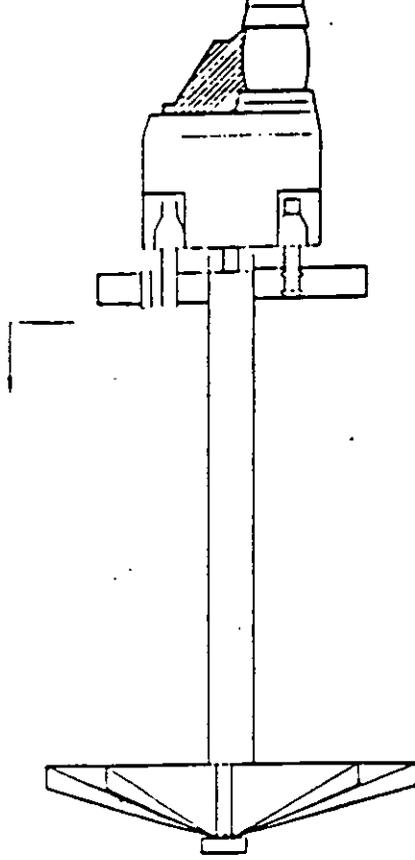
AERADOR MECANICO DE EJE VERTICAL TIPO ASPAS



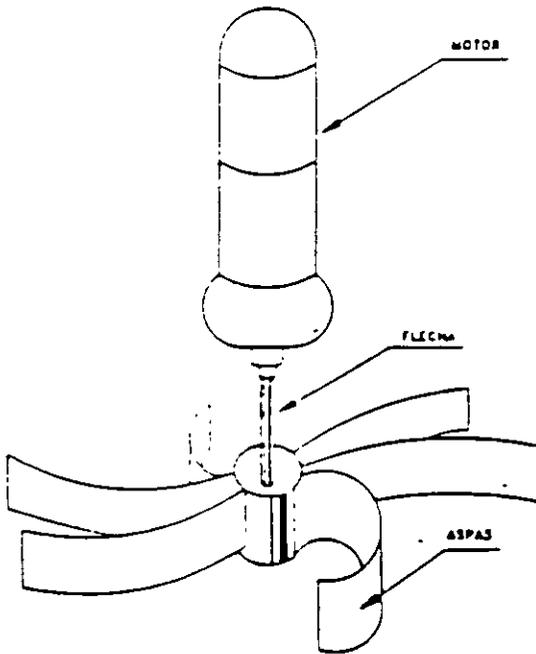
**AERADOR MECANICO EJE VERTICAL
DE TURBINA FLUJO ASCENDENTE**



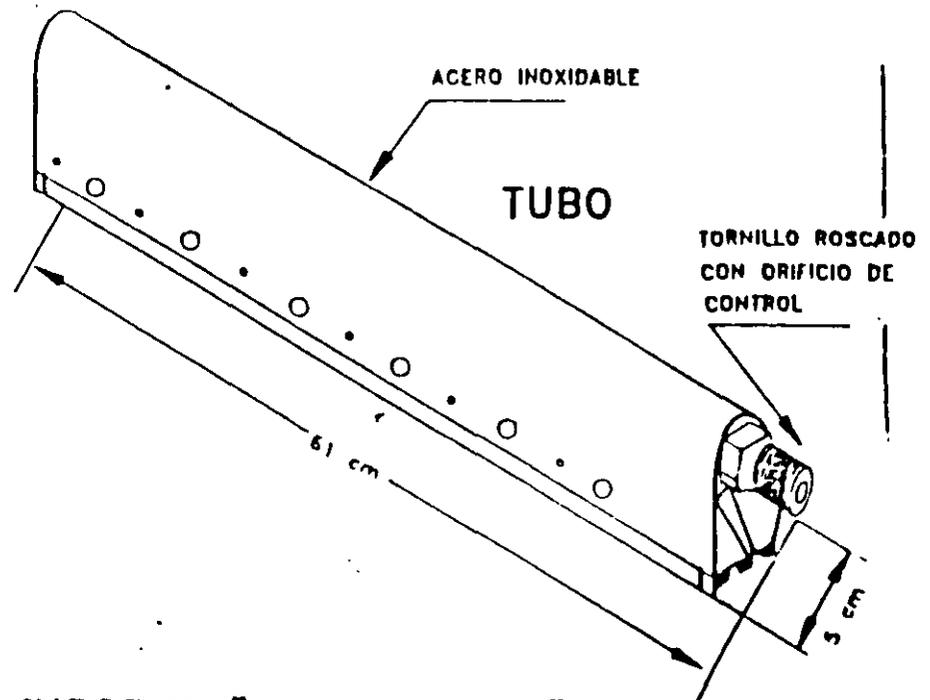
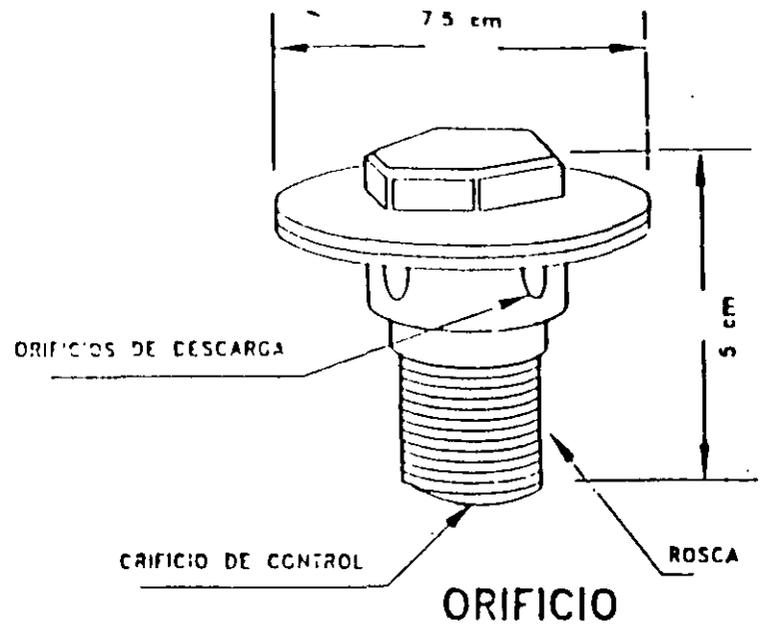
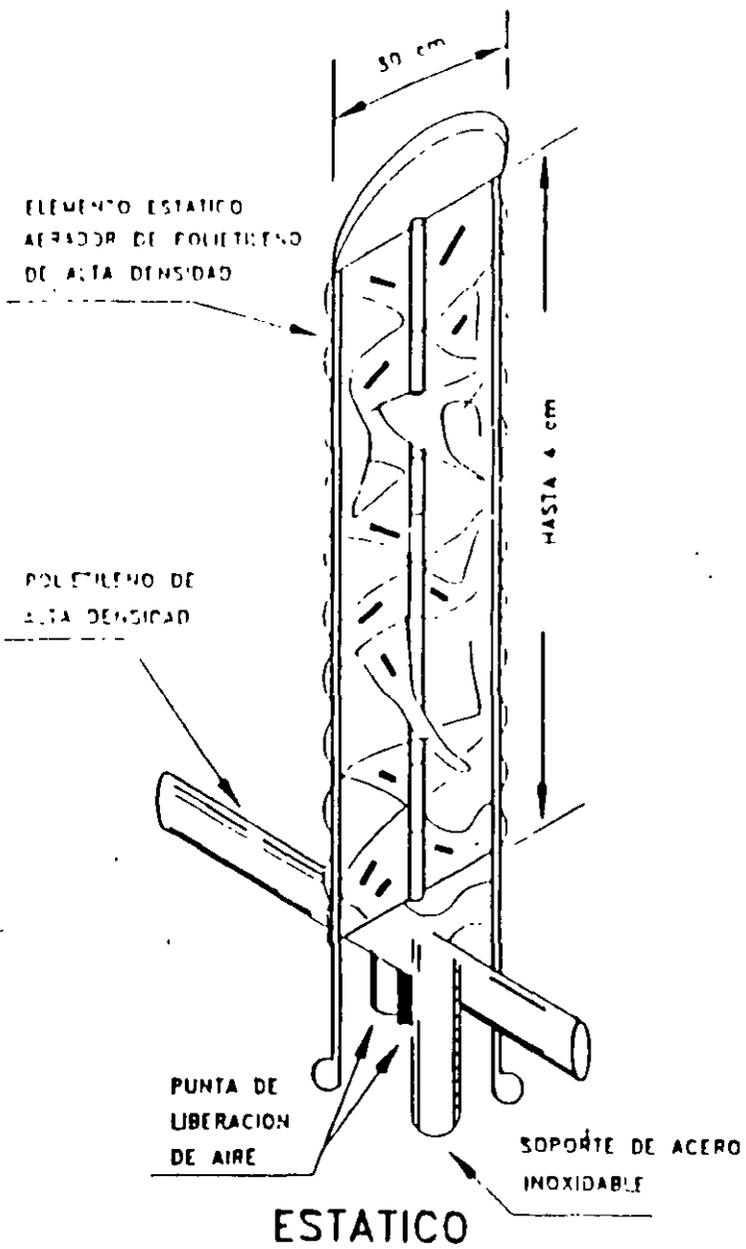
**AERADOR MECANICO EJE VERTICAL
IMPULSOR DE FLUJO DESCENDENTE**



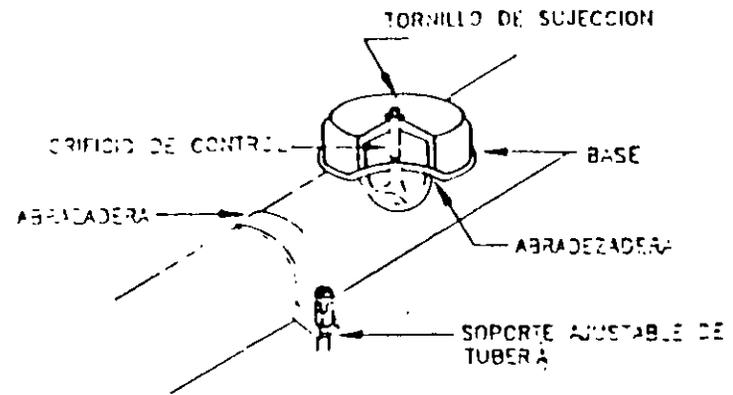
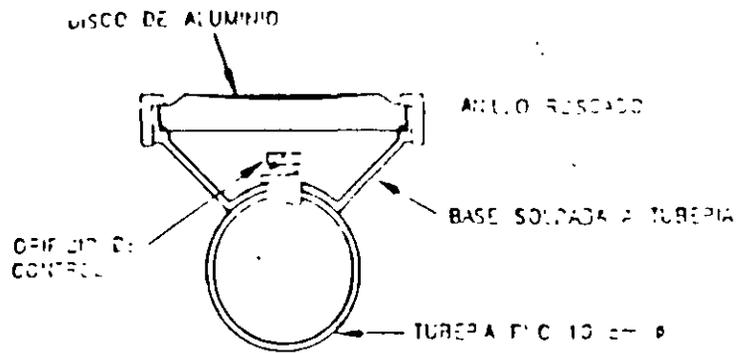
AERADOR MECANICO SUMERGIDO DE BAJA VELOCIDAD



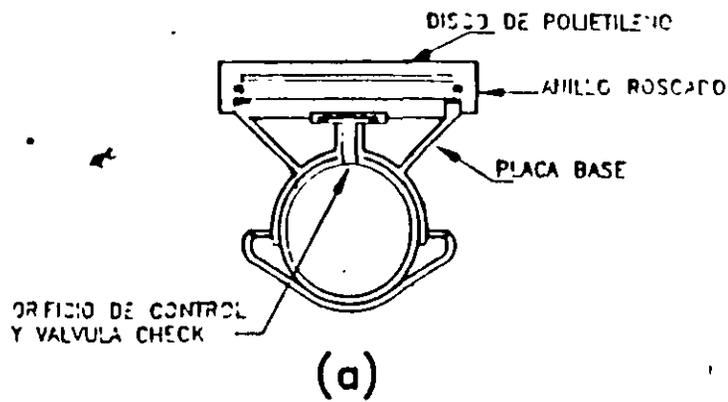
AERADOR MECANICO AXIAL CON ASPAS ABIERTAS



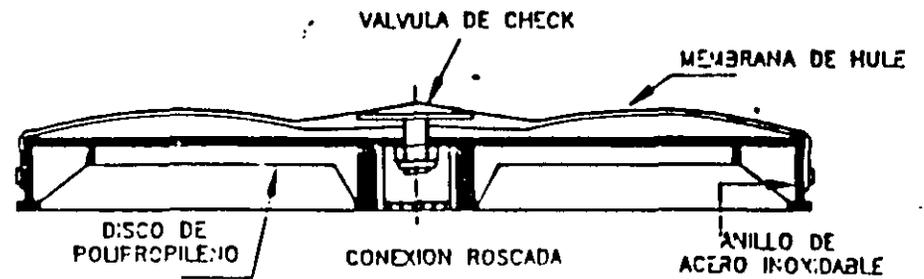
LUBRIFICADORES "NO POROSOS"



(b)



(a)



(c)

DIFUSORES POROSOS: a) disco, b) domo, c) disco perforado

12

PARAMETROS COMUNES DE DISEÑO Y OPERACION PARA SISTEMAS DE LODOS ACTIVADOS.

	AERACION			AERACION MODIFICADA	ESTAB-CONT		NITRIFICACION UNA ETAPA	
	EXTENDIDA	CONVENCIONAL	ALTA TASA		ESTAB-CONT	CONTACTO ESTABILIZACION		
F/M, KG DBO/KG SSLM *DIA	≤ 0.05	0.15 - 0.4	0.4 - 1.0	1.5 - 3.0	0.15 - 0.5	0.5 - 2.0	-----	0.05 - 0.15
T R S. DIAS	> 30	4 - 9	2 - 4	≤ 1	3 - 10	-----	-----	10 - 15
KG DBO5 / M3 *D SSLM = 3.000 mg/L	0.16 - 0.24	0.32 - 0.96	1.12 - 2.9	1.4 - 2.9 @	0.48 - 1.1	1.4 - 2.9	-----	0.16 - 0.48
% REMOCION DBO5	≥ 90	90 - 95	85 - 90	60 - 75	85 - 95	85 - 95	-----	≥ 95
T R H. HORAS	16 - 24	4 - 8	2 - 4	0.5 - 2.0	-----	1 - 3	3 - 6	6 - 12
OCURRE LA NITRIFICACION	SI	POSIBLE	NO	NO	POSIBLE	NO	POSIBLE	SI
REQUER DE OXIGENO KG/KG DBO REMOV.	1.4 - 1.6 *	0.8 - 1.1 *	0.7 - 0.9	0.4 - 0.6	0.8 - 1.1	0.4 - 0.6	0.3 - 0.5	1.1 - 1.5
TASA DE RECIRCULACION DE SOLIDOS (% Q)	100 - 300	50 - 100	30 - 100	10 - 30	25 - 75	50 - 100	-----	30 - 100
SSLM mg/L SSLM * 0.8 = SSVLM	2 000 - 6 000	1 500 - 4 000	3 000 - 5 000	500 - 1 500	-----	2 000 - 4 000	6 000 - 10 000	3 000 - 6 000
CONSUMO DE OXIG (mg/g * n SSLM)	3 - 8	7 - 15	15 - 25	20 - 40	-----	20 - 30	10 - 30	3 - 8
GENER DE LODO DE DESECHO (KG/KG DBO5 REMOV)	0.15 - 0.3	0.4 - 0.6	0.5 - 0.7	0.5 - 1.2	0.4 - 0.6	-----	-----	0.15 - 0.3

13

DEBE REGARSE OXIGENO SI LA NITRIFICACION TIENE LUGAR



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
SEDIMENTADORES

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

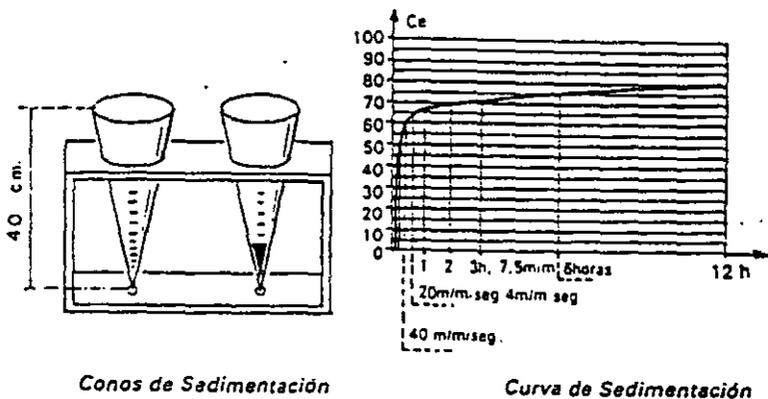
CAPITULO 8 SEDIMENTADORES

- 8.1 GENERALIDADES
- 8.2 APLICACIONES
- 8.3 TIPO DE TANQUES
- 8.4 TIPOS DE SEDIMENTACION
- 8.5 CARACTERISTICAS FISICAS
- 8.6 FACTORES BASICOS DE DISEÑO
- 8.7 ESTUDIOS CON TRAZADORES

Los pesos específicos, adoptados en el cálculo de los anteriores valores, son 2,65 Kg/dm³ para la arena de cuarzo, 1,5 para el carbón y 1,2 para las materias en suspensión del agua residual urbana.

Materia sedimentable y eficacia de la sedimentación.

Se denomina materia sedimentable a aquella que se deposita en un cono de ensayo de 40 cm de altura al cabo de dos horas. Y eficacia de sedimentación al porcentaje sobre dicho fango sedimentable al cabo de cierto tiempo.



Las probetas cónicas son de un litro de capacidad y graduadas en centímetros cúbicos a partir de su parte inferior.

El porcentaje de decantación se calcula por la fórmula:

$$100 [(a - b) / a]$$

donde:

- a = sólidos sedimentables en el agua bruta
- b = sólidos sedimentables en el efluente

Todos ellos determinados en las dos horas citadas

Examinando detenidamente la curva de sedimentación a gran escala puede advertirse que, al llegar a la hora de reposo, el coeficiente de eficacia, C_e , es de 0,90 a 0,95 de la sedimentación. Es decir que el aumentar el tiempo por encima de una hora no compensa el incremento de rendimiento en la sedimentación.

8.2 APLICACIONES

Potabilización del agua, tratamiento de aguas residuales, tratamiento avanzado de agua.

- Aplicaciones en potabilización del agua:
 - a) Sedimentación simple de aguas superficiales previa al tratamiento de clarificación.
 - b) Sedimentación de agua coagulada y floculada antes de la filtración rápida en lechos granulares.
 - c) Sedimentación de agua coagulada y floculada en el proceso de ablandamiento química del agua.
 - d) Sedimentación de precipitados de hierro y manganeso.
- Aplicaciones en tratamiento de aguas residuales:
 - a) Remoción de arenas, arcillas y limos.
 - b) Remoción de sólidos suspendidos en clarificadores primarios.
 - c) Remoción de flóculos biológicos en plantas de tratamiento mediante lodos activados.
 - d) Remoción de humus en plantas de tratamiento mediante procesos biológicos de contacto (filtros percoladores, biodiscos).
- Aplicaciones en tratamiento avanzado de agua:
 - a) Remoción de flóculos coagulados químicamente antes de la filtración.
 - b) Remoción de moléculas

Los principios básicos del proceso de sedimentación son los mismos para cualquier tipo de aplicación.

Los tanques se construyen comúnmente de concreto reforzado, sin embargo también los hay metálicos.

8.3 TIPOS DE TANQUES

Secciones: circular, cuadrada o rectangular.

- Tanques circulares:
 - Diámetro: 4.5 m a 120 m. (10 m. - 45 m usualmente)
 - Profundidad: 1.8 m. a 4.8 m. (3m. - 4.2 m. usualmente)
 - Bordo libre: 0.3 m. a 0.75 m.
 - Diseño estándar : Con intervalos de diámetro de 1.5 m. con el fin de acomodar los mecanismos de remoción de lodos.
- Tanques cuadrados:
 - Lados de 10 m. a 60 m. y profundidades de 1.8 m a 5.7 m.
 - Bordo libre: 0.3 a 0.75 m.
 - Intervalos de los lados: 1.5 m.

- Tanques rectangulares:

Tipos de mecanismos de limpieza de lodos:

- a) Rastras por medio de cadenas y catarinas
- b) Rastras soportadas por un puente viajero
- c) Sistema de vacío montada en un puente viajero

Dimensiones de los tanques de acuerdo con el tipo de mecanismos de limpieza de lodos:

- a) Ancho: De 1.5 m a 6 m.
Longitud: Hasta 75 m.
Profundidad: mayor de 1.8 m.

Se pueden emplear anchos mayores hasta 30 m. instalando 4 o 5 módulos separados por mamparas y con mecanismos individuales,

- b) Ancho: 3.5 m. a 36 m.
Longitud: 12 m a 90 m.
Profundidad: Mayor de 1.8 m.

Las rastras se pueden quitar para inspeccionarlas o repararlas sin drenar los tanques.

- c) Ancho: Hasta 36 m.
Profundidad: Mayor de 1.8 m.

Para condiciones de flujo turbulento.

8.4 TIPOS DE SEDIMENTACION

TIPO I Sedimentación libre de partículas discretas, no floculentas, en una suspensión diluida.

TIPO II Sedimentación de partículas floculantes en una suspensión diluida.

TIPO III Sedimentación de zona de partículas con concentración intermedia.

TIPO IV Sedimentación por compresión.

8.4.1 TIPO I.

Las partículas sedimentan como unidades separadas (partículas discretas) y aparentemente no hay interacción entre ellas, en general son sólidos en suspensión con una masa relativa mas grande y en suspensiones no muy concentradas. Se produce en los desarenadores y parcialmente en los sedimentadores primarios, así como en la precipitación química si no existe tratamiento primario.

Ejemplos: Sedimentación simple de aguas superficiales y de arenas.

Ecuaciones para el análisis:

General:

$$V_s = \sqrt{[(4g/3C_D)(\rho_s - \rho)/\rho] \cdot d} \quad (1)$$

Stokes

$$V_s = (1/18)(g/\mu)(\rho_s - \rho) \cdot d^2 \quad (2a)$$

ó

$$V_s = (1/18)(g/\nu)(S_s - 1) \cdot d^2 \quad (2b)$$

para condiciones de flujo laminar.

Flujo de transición:

$$V_s = 0.78 [(\rho_s - \rho)d^{1.6} \rho^{-0.4} \mu^{-0.6}]^{0.714} \quad (3)$$

Newton:

$$V_s = 1.82 \sqrt{g(S_s - 1) \cdot d} \quad (4)$$

para condiciones de flujo turbulento.

donde

- V_s velocidad de sedimentación de una partícula discreta.
- C_D coeficiente de arrastre, el cual es una función del número de Reynolds. (figura 8.2)
- ρ_s densidad de masa de la partícula
- ρ densidad de masa del líquido
- S_s densidad relativa partícula-líquido
- μ viscosidad absoluta (dinámica)
- ν viscosidad relativa (cinemática)
- d diámetro de la partícula
- g aceleración debida a la gravedad

flujo laminar

$$N_R < 1, C_D = 24 / N_R, N_R = \rho v d / \mu = v d / \nu$$

Dominan las fuerzas viscosas sobre las de inercia.

Flujo de transición

$$1 < N_R < 1000, C_D = 18.5 / (N_R)^{0.6}$$

ó

$$C_D = \{24 / N_R\} + \{3 / \sqrt{N_R}\} + 0.34 \text{ (Fair, Geyer y Okun)}$$

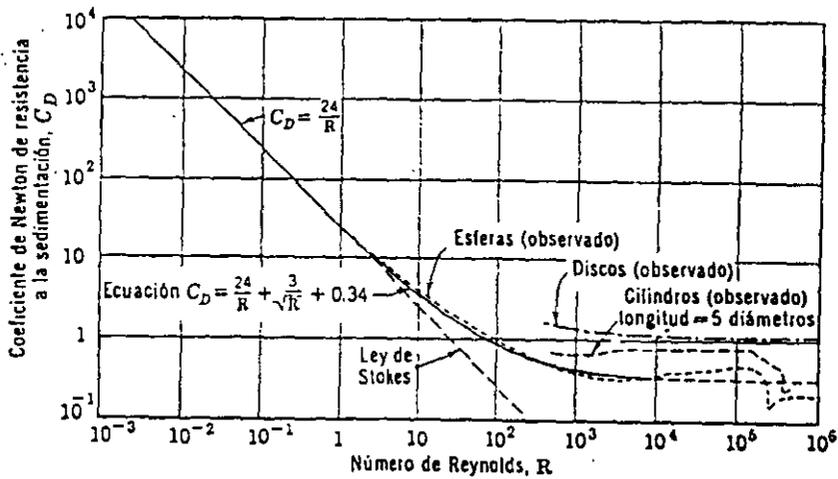


Fig. 8.2 Coeficiente de arrastre vs número de Reynolds para una esfera y otras formas

Las fuerzas viscosas y las de inercia tienen la misma importancia.

Flujo turbulento

$1000 < N_R < 25,000, C_R = 0.4$ (partículas esféricas)

Dominan las fuerzas de inercia sobre las viscosas

Se puede emplear la fig. 8.3 para obtener la velocidad de sedimentación en las tres regiones de flujo, a partir del diámetro, densidad y temperatura

8.4.1.1) Teoría del tanque ideal de Camp

Se basa en las hipótesis siguientes:

- a) La sedimentación de partículas es Tipo 1.
- b) El flujo se distribuye uniformemente a la entrada del sedimentador.
- c) El flujo se distribuye uniformemente a la salida del sedimentador.
- d) Zonas del tanque: entrada, sedimentación, lodos y salida.
- e) Hay una distribución uniforme de partículas en toda la profundidad de la zona de entrada.
- f) Las partículas que entran a la zona de lodos ahí permanecen.

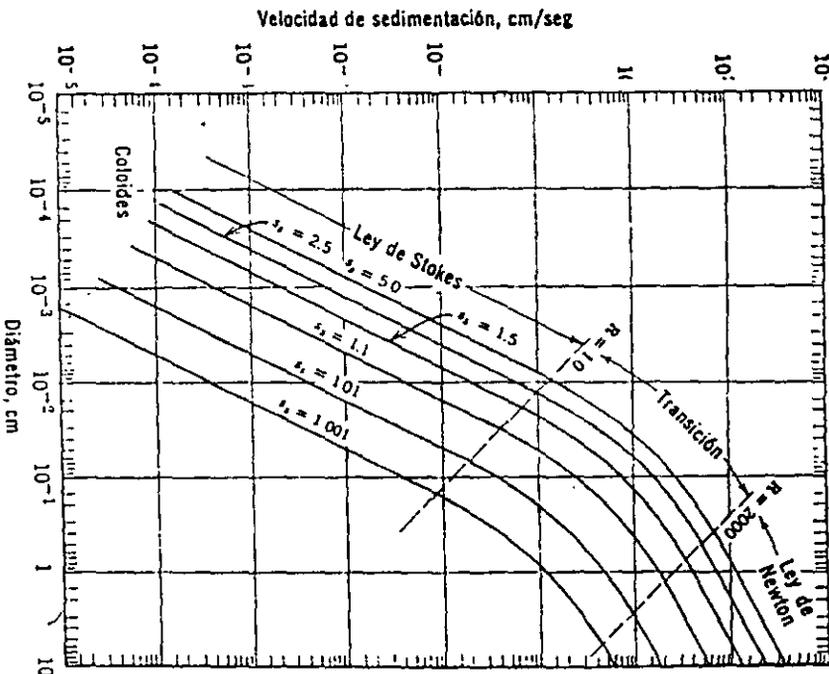


Figura 8.3 Velocidades de sedimentación creciente de partículas discretas esféricas en agua a 10°C. Para otras temperaturas multiplique los valores de Stokes por $v(1.31 \times 10^{-2})$ donde v es la viscosidad cinemática a la temperatura indicada.

En la fig. 8.4 aparece el diagrama de un tanque ideal rectangular, donde:

V_0 es la velocidad de sedimentación de la partícula de tamaño más pequeño que se remueve en un ciento por ciento

Cuando una partícula de este tamaño entra al tanque al nivel del espejo de agua (punto 1), tiene la trayectoria mostrada e intercepta la zona de lodos en el punto 2.

El tiempo de retención, t , es igual a

$$t = L/V_0 \tag{5}$$

Se puede exponer también como:

$$t = L/V \tag{6}$$

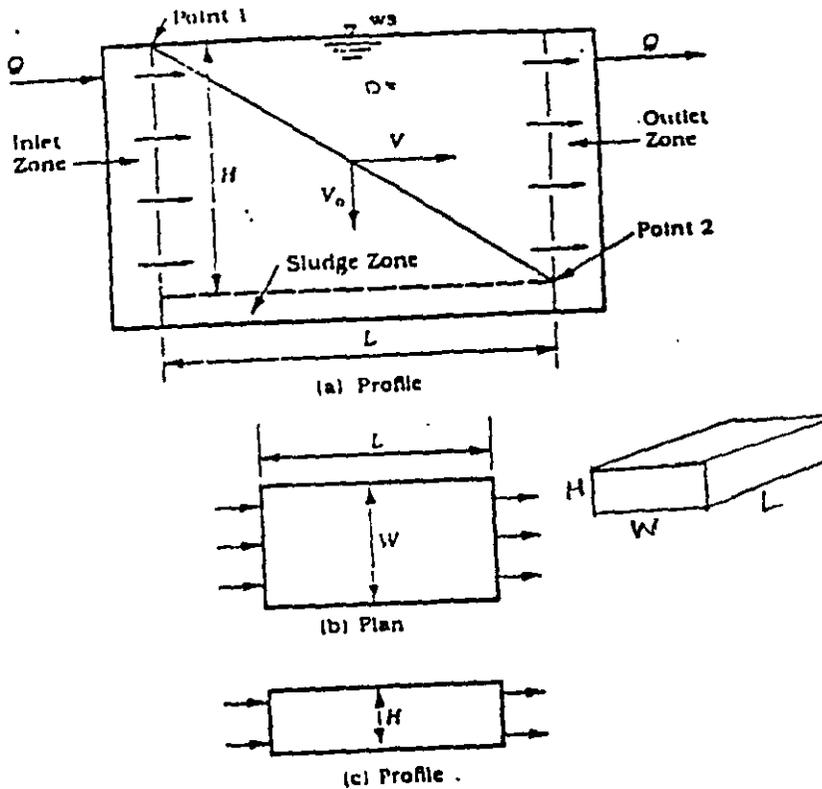


Figura 8.4 Tanque rectangular ideal

La velocidad horizontal, V es igual a

$$Q / HW \quad (7)$$

Combinando estas expresiones:

$$T = LWH / Q \quad (8)$$

Como LWH es el volumen del tanque,

$$T = Vol / Q \quad (9)$$

Igualando las ecs. (8) y (9)

$$LWH / Q = H / V_o$$

quedando:

$$V_o = Q / LW, \text{ o sea } V_o = Q / A_s = C_s = m^3 / \text{seg} \times m^2 \quad (10)$$

donde

A_s área superficial del tanque

La ec. (10) muestra que la tasa hidráulica (tasa de derrame o carga superficial) es equivalente a la velocidad de sedimentación de la partícula de tamaño mas pequeño que se remueve en un ciento por ciento.

o Tanque de sedimentación sección circular

En la Fig. 8.5 aparece el diagrama del tanque ideal de sección circular, donde:

$$V = Q / 2 \pi rH \quad (11)$$

$$dH / dr = V_o / V \quad (12)$$

quedando

$$dh / dr = 2 \pi r H V_o / Q \quad (13)$$

integrando:

$$\int_0^H dH = 2\pi H V_o / Q \int_{r_1}^{\infty} r \cdot dr \quad (14)$$

resolviendo la integral

$$H = 2\pi H V_o / Q [r^2 / 2]_r^{\infty} \quad (15)$$

ó

$$H = \pi H V_o / Q (r_o^2 - r_1^2) = H a s V_o / Q$$

quedando

$$V_o = Q / A s \quad (16)$$

la ec. (16) es idéntica a la ec. (10) del tanque rectangular.

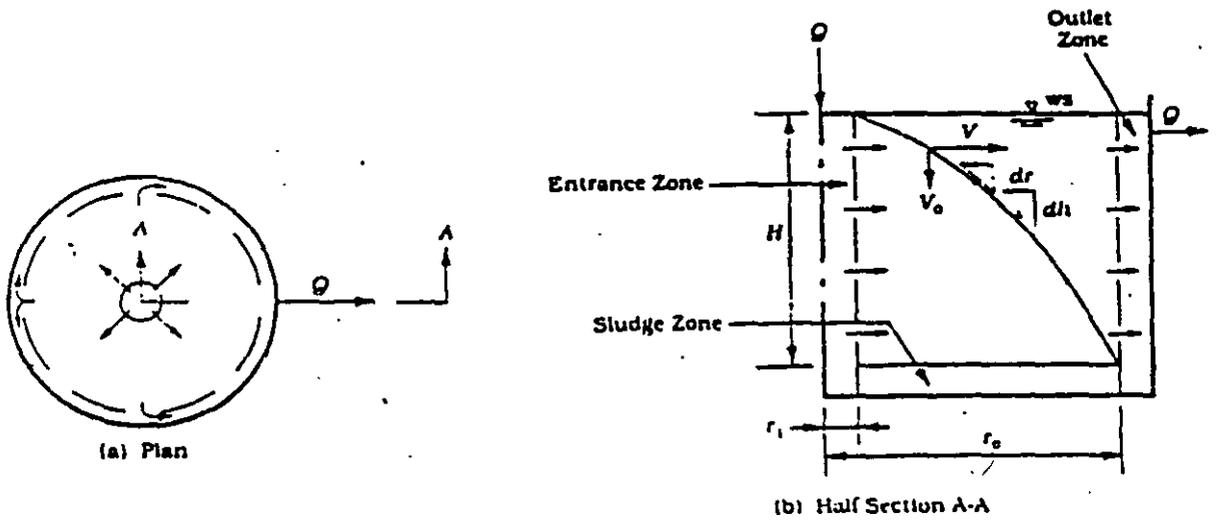


Figura 8.5 Tanque ideal circular

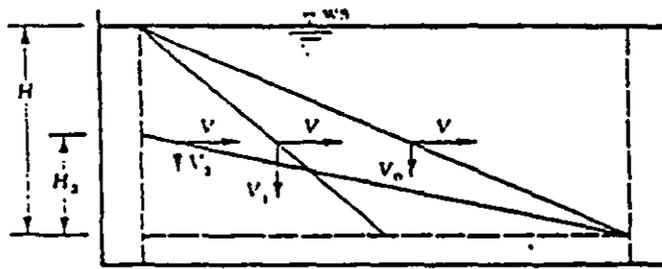


Fig. 8.6

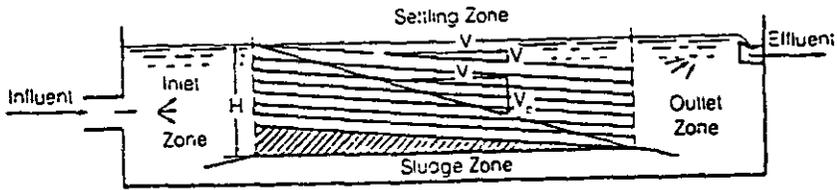


Fig. 8.6A

Half Section through an Ideal Circular Basin

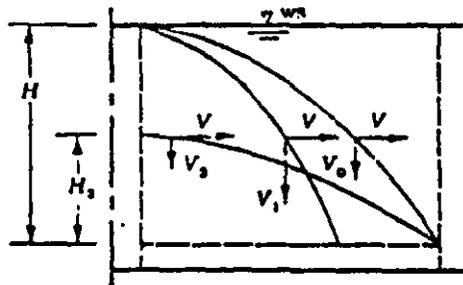


Fig. 8.7

Condiciones de sedimentación de otros tamaños de partículas.

En las figuras 8.6 y 8.7 se muestra que todas las partículas con una velocidad de sedimentación, V_1 , mayor que V_0 se removerán totalmente, dado que su trayectoria intercepta la zona de lodos. Las partículas con una velocidad de sedimentación, V_2 menor que V_0 se removerán en una proporción.

$$V_2 / V_0, \text{ o sea } R_2 = H_2 / H \tag{17}$$

En las suspensiones que se estudian en el tratamiento de agua se presenta, en general, una gran variedad de tamaños de partículas, por lo que se debe evaluar el rango completo de velocidades de sedimentación y por tanto la remoción total que se puede esperar para una tasa hidráulica (tasa de derrame o carga superficial) dada.

- Análisis experimental
 - Columna de sedimentación
 - Proceso cerrado (batch)
 - Suspensión homogeneizada.

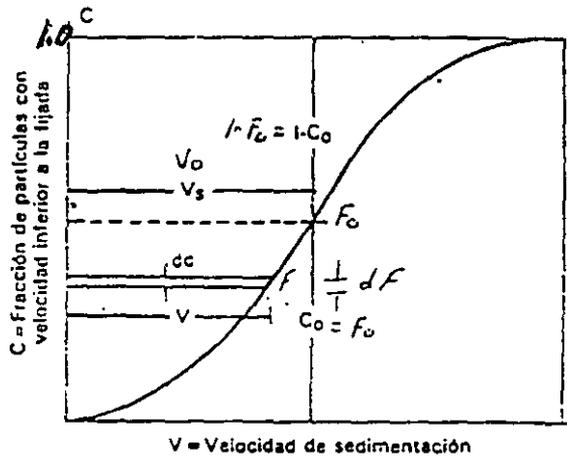


Fig. 8.8 Curva de sedimentación tipo I

Se toman muestras a varias profundidades y tiempos para determinar la concentración de sólidos. La interpretación de los datos dá como resultado una curva como la que aparece en la fig. 8.8. La fracción del total de partículas que se remueven a una velocidad V_0 es:

$$\text{Fracción removida} = (1 - F_o) + 1/V_o \int_0^{F_o} V dF \quad (18)$$

donde

$(1 - F_o)$ fracción de partículas con velocidad V mayor que V_o .

$1/V_o \int_0^{F_o} V dF$ fracción de partículas con velocidad V menor que V_o .

o Resumen

En la teoría del tanque de sedimentación ideal la remoción de sólidos suspendidos es una función de la tasa de derrame o la velocidad de sedimentación de diseño, V_o , el tiempo de retención, t , y la profundidad H .

4.2) Tipo II

Corresponde a la sedimentación de partículas floculentas en una suspensión diluida. Las partículas floculan durante la sedimentación, con lo que aumentan de tamaño y sedimentan a una velocidad mayor. La sedimentación primaria de aguas residuales y de aguas residuales coaguladas químicamente, son ejemplos de este tipo de sedimentación.

Dada la imposibilidad de adaptar una fórmula matemática para la sedimentación de aguas residuales, es preciso obtener los parámetros de diseño de los sedimentadores mediante ensayos y análisis de laboratorio.

Para evaluar las características de sedimentación de una suspensión floculante se deben realizar ensayos en columnas mediante un proceso cerrado (batch), se requiere una columna de sedimentación, de altura similar a la de los sedimentadores previstos, 2 a 3 metros y con diámetro de 20 cm, como mínimo 15 cm. con dispositivos de tomas de muestras cada 30 ó 50 cms.(Fig. 8.9). En esta columna se introduce el volumen correspondiente de agua residual manteniendo una concentración uniforme de sólidos suspendidos a lo largo de la columna, al inicio de la prueba; para que la prueba sea representativa se debe hacer en condiciones de reposo y la temperatura no debe variar en mas de 1°C en la altura de la columna a fin de evitar corrientes de convección.

Se toman muestras en las distintas profundidades y a ciertos intervalos de tiempo, determinándose analíticamente los SS y la DBO. En cada profundidad de toma de muestras se encontraran aquellas partículas cuya velocidad de caída sea inferior a h/t , siendo h la profundidad del punto de toma de muestra y t el tiempo de sedimentación.

Se calcula el porciento de sólidos suspendidos en cada muestra (SST), con respecto a la concentración inicial SSTo

Fracción de sólidos remanentes en suspensión para cada muestra:

$$X = SST / SST_0$$

en por ciento

$$Y = (SST / SST_0) \times 100$$

Fracción de sólidos removidos = $1 - X$; en por ciento $Z = 100 - Y$.

Los datos de porcentaje de remoción calculados en el laboratorio se muestran en la tabla 8.4

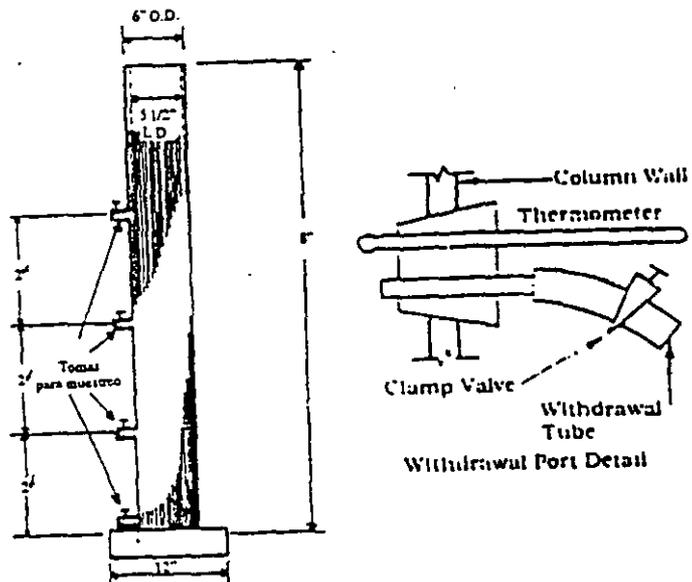


Fig. 8.9 Columna de sedimentación

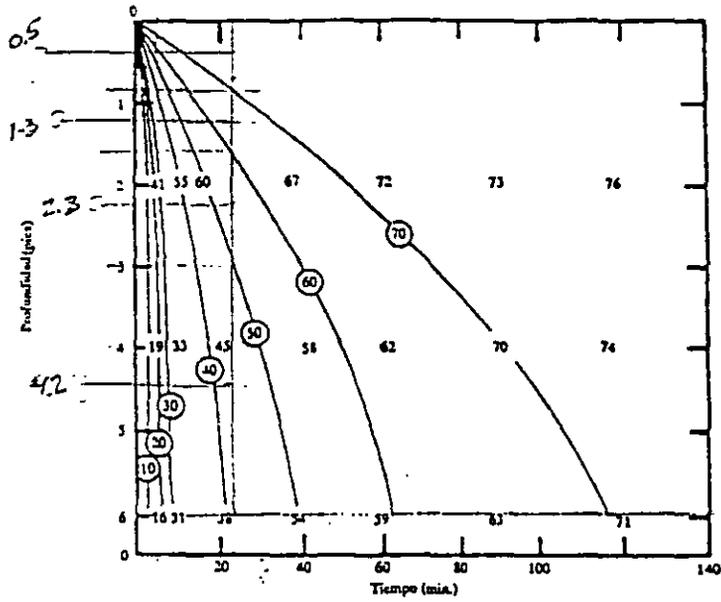


Fig. 8.10 Perfil de sedimentación

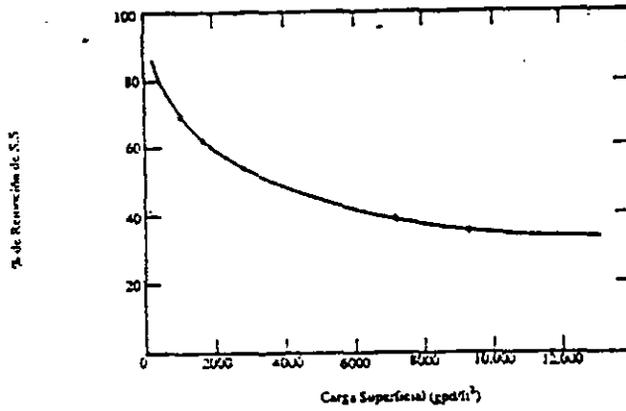


Fig. 8.11 Relación tiempo de retención-reacción

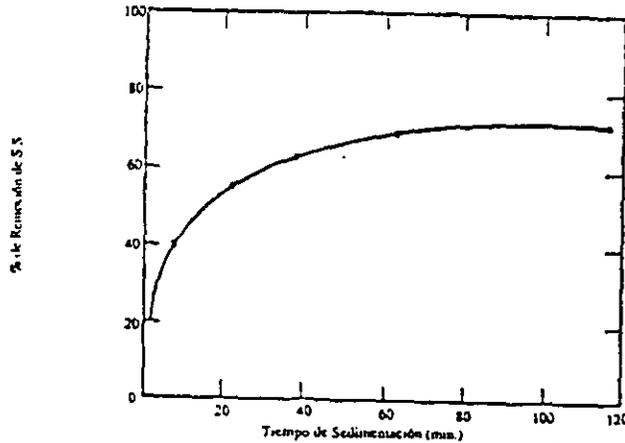


Fig. 8.12 Relación carga superficial-remoción sólidos

Tabla 8.4 Porcentaje de remoción

TIEMPO (MIN)	PROFUNDIDAD DE MUESTREO EN LA COLUMNA (PIES)		
	2	4	6
5	41	19	15
10	55	33	31
20	60	45	38
40	67	58	54
60	72	62	59
90	73	70	63
120	76	74	71

Los datos de porcentaje de remoción de la tabla 8.4 se grafican para construir el perfil de sedimentación que se muestra en la figura 8.10

En las ordenadas se indica la profundidad desde el nivel del agua hasta el fondo de la columna de 0 a 6 pies. En las abscisas se indica el tiempo en minutos desde el inicio de la prueba en que se toma la muestra para la determinación de la concentración inicial de sólidos SSTo los datos de la tabla 8.4 se indican en la gráfica, haciendo corresponder los valores de % de SST removidos para cada una de las profundidades a los diferentes tiempos. A partir de esos valores se dibujan las líneas del % de isoremovición.

Se calculan la velocidad de sedimentación, el % de remoción y la carga superficial para cada tiempo. Por ejemplo, para 23 minutos y 6 pies de profundidad, la velocidad de sedimentación V_s es igual a:

$$V_s = H / t = 6 / (23/60) = (6 \times 60) / 23$$

H es la profundidad a la cual se tomó la muestra y t el tiempo en que fue tomada.

$$V_s = (6 \text{ pies})(60 \text{ min}) / (23 \text{ min}) \text{ hora} = 15.6 \text{ pies/hora}$$

El porcentaje total de remoción de sólidos para 23 minutos y 6 pies se calcula tomando el % de remoción a la profundidad de 6 pies y se suman los porcentajes que corresponden a intervalos de 10 hasta llegar a la profundidad cero, así tenemos:

Porcentaje de remoción de sólidos	%
100% remoción del 40 %	40%
1er intervalo 4.2/6 (10)	7.0
2o. intervalo 2.3/6 (10)	3.8
3er. intervalo 1.3/6 (10)	2.3
4o. intervalo 0.5/6 (10)	0.9
Remoción total para 23 min	54%

La carga superficial CS en galones por día por pie cuadrado se calcula a partir de la velocidad de sedimentación V_s

$$CS = V_s(\text{pies/h} \times 24 \text{ h/día} \times 7.48 \text{ gal/pie}^3)$$

$$CS = 179 V_s$$

para 23 minutos tenemos:

$$V_s = 15.6 \text{ pi/h}$$

$$CS = 179.5 \times 15.6$$

$$CS = 2800 \text{ gal/día/pie}^2$$

De esta manera se calculan los valores correspondiente a cada tiempo, obteniendo los resultados que se muestran en la siguiente tabla.

Con los resultados de la tabla anterior, se grafican los valores de % de remoción contra carga superficial como se muestra en la figura 8.12. También se grafican el % de remoción de SS contra el tiempo de sedimentación como se muestra en la figura 8.11.

Los valores reales de diseño adoptados suelen ser los obtenidos en el laboratorio, multiplicando la carga superficial o tasas de derrame por un factor de 0.65 y el tiempo de retención por un factor de 1.75.

Tiempo (min)	Vs (pie/h)	% remoción de SS	CS (gpd/pie ²)
5	72.0	33	12,950
7	51.5	34	9,300
9	40.0	39	7,200
23	15.6	54	2,800
38	9.5	62	1,710
63	5.7	69	1,025
116	3.1	72	560

SEDIMENTACION PRIMARIA, TANQUES CIRCULARES.

Criterios de diseño

Carga Hidráulica Superficial	[1/seg-m ²]	[gpd/pie ²]
Aguas residuales crudas	.28 a .57	600 a 1,200
Aguas con flóculos de aluminio	.17 a .28	360 a 600
Aguas con flóculos de hierro	.25 a .38	540 a 800
Aguas con flóculos de cal	.25 a .57	540 a 1,200
Tiempo de retención [h]		1.5 a 3.0
Profundidad efectiva [m]		2.0 a 3.5
Carga hidráulica sobre los vertedores [1/seg-m]		1.44 a 4.31
Velocidad de los extremos de las rastras [cm/seg]		5.1 a 7.6
Pérdida total de carga hidráulica [m]		.6 a .9
Generación de lodos [%]		.25 a 2
Concentración de lodos [%]		3 a 6
Densidad relativa de los lodos		1.02 a 1.07

Eficiencia del proceso

La eficiencia de remoción en los sedimentadores circulares varía de 50 a 65% para sólidos sedimentables y de 25 a 35% para DBO. En aguas residuales de origen doméstico, la relación empírica entre eficiencias de remoción de sólidos y CHS se indica a continuación:

CHS [1/SEG/M ²]	.20	.30	.40	.50	.60
EFICIENCIA [%]	71	66	61	56	51

Consumo de energía

El consumo de energía en el proceso de sedimentación puede ser estimado con las siguientes ecuaciones:

- a.- Para una superficie total (S) menor a 155 m² : 7,500 Kw-h
- b.- Para una S de 155 a 1,550 m²: Energía = 3,241 * área^{0.1663}
- c.- Para una S mayor de 1,550 m² : Energía = 152.9 * área^{0.5818}

Algunos resultados de la aplicación de estas ecuaciones se muestran a continuación:

Area Total Sedimentadores m ²	Consumo de Energía Kw- h
100	7,500
200	7,822
500	9,109
1,000	10,222
1,500	10,935
2,000	12,733
2,500	14,498
3,500	17,634

SEDIMENTACION PRIMARIA TANQUES RECTANGULARES

Los principios generales del proceso de sedimentación son iguales a los de los tanques circulares. En los tanques rectangulares el influente es distribuido a la entrada de la unidad por medio de baffles verticales o vertedores sumergidos; el objetivo de estas estructuras es lograr una mejor distribución del influente a lo ancho de la unidad. El efluente se recolecta por medio de vertedores triangulares colocados en canaletas, frecuentemente en forma de peine o de dedos que se extiende de la pared final del tanque hasta un 20% de la longitud del mismo. En algunos casos se emplean baffles verticales antes de las canaletas recolectoras para evitar contracorrientes superficiales. Una ventaja de estos tanques es que su geometría permite un mejor aprovechamiento del terreno y una limitante es que las rastras de tracción transversal, empleadas en los tanques rectangulares, son más proclives a fallas mecánicas y estructurales que las rastras de los tanques circulares. En algunas ocasiones se han empleado tanques cuadrados con alimentación central, similares hidráulicamente en su funcionamiento a los tanques circulares, sin embargo, su práctica no se ha extendido entre otras razones por que su sistema de rastras tiende a tener más problemas que los de los tanques circulares o rectangulares y, dado que la longitud de canaletas perimetrales recolectoras por unidad de arco radial es mayor en las esquinas que en las partes centrales de los muros rectos, los lodos tienden a acumularse en las esquinas del fondo del tanque.

Criterios de diseño

Los sedimentadores rectangulares primarios se diseñan con una profundidad de 2 a 3.5 m. La relación largo-ancho es de 1.5 : 1 a 15 :1. El largo mínimo recomendado es de 3 m. La velocidad mínima del agua en los canales de alimentación al sedimentador se recomienda de 30 cm/seg. Para lograr una mejor distribución del agua en la entrada al sedimentador se recomienda que la pérdida de energía del agua a su paso por los

orificios de entrada sea al menos 4 veces mayor que la energía cinética⁽¹⁾ del agua en el canal de alimentación. En sedimentadores rectangulares, con relaciones largo:ancho y longitudes acordes con las normas antes mencionadas, la carga hidráulica sobre los vertedores de recolección del efluente no afecta la eficiencia del proceso; cuando, esta carga es del orden de 85 a 520 m³/día-m.

El piso del sedimentador debe tener una pendiente de 1 % hacia las tolvas de recolección de lodos.

(1) Energía Cinética = $w \cdot (u^2/2g)$

w = Peso del fluido

u = Velocidad media del fluido

g = Constante gravitacional

4.3) Tipos III y IV

La sedimentación tipo III o con interferencia comprende las partículas de concentración intermedia que se encuentran muy cercanas unas de otras lo que provoca que las fuerzas interpartículas interfieren la sedimentación de partículas vecinas. Las partículas permanece en una posición fija relativa una a otra y todas sedimentan con una velocidad constante. Como resultado, la masa de partículas sedimenta como una zona. En la parte superior de la masa que se asienta, se tiene una interfaz sólido-líquido entre las partículas y la zona clarificada (Ejemplo: clarificador final del proceso biológico de lodos activados).

La sedimentación tipo IV, o de compresión, corresponde a partículas que están a tan alta concentración que se tocan unas a otras y la sedimentación puede ocurrir solo por compresión de la masa (ejemplo: profundidades más bajas de un clarificador final del proceso biológico de lodos activados). Cuanto mayor sea la compresión, menor será el volumen de lodos que se obtenga.

La evaluación de la sedimentación de una suspensión de partículas floculentas que sigan un comportamiento tipo III o IV se hace mediante un cilindro graduado como se muestra en la figura 8.13 (a) y (b) (sistema cerrado).

La figura 8.14 (a) muestra una sección transversal de un clarificador circular final del proceso de lodos activados, donde se definen las clases de sedimentación que pueden ocurrir. La zona de agua clarificada usualmente es de 1.5 a 1.8 m de profundidad, y la profundidad total para la zona con interferencia, de transición, y de compresión, usualmente es de 1.5 a 2.1 m.

Las pruebas permiten obtener los parámetros básicos de diseño de sedimentadores. Para el caso de clarificadores finales se obtienen datos tanto de la clarificación del líquido como del espesamiento de lodos.

Los cilindros de prueba se equipan con un dispositivo de agitación lenta para simular la acción de arrastre de los limpiadores mecánicos de lodos. El equipo debe girar de 4 a 6 revoluciones por hora.

Considerando que con los resultados de una prueba se obtiene la curva de sedimentación de la figura 8.15, el área de un clarificador final se determina con el siguiente procedimiento:

- a) Se calcula la pendiente de la región de sedimentación con interferencia, V_o . Ésta es la velocidad de sedimentación requerida para clarificación.
- b) Se prolongan las tangentes desde la región de sedimentación con interferencia y desde la de compresión.
- Bisectar el ángulo formado y localizar el punto 1.
- c) Se traza una tangente a la curva en el punto 1.
- d) Conociendo la concentración inicial de los lodos, C_o y la altura inicial de los lodos, H_o , se selecciona una concentración del bajo flujo para diseño, C_u , y se determina la altura de la interfaz, H_u .

Como $C_u H_u = C_o H_o$, entonces

$$H_u = \frac{C_o H_o}{C_u}$$

(19)

- e) Se traza una línea

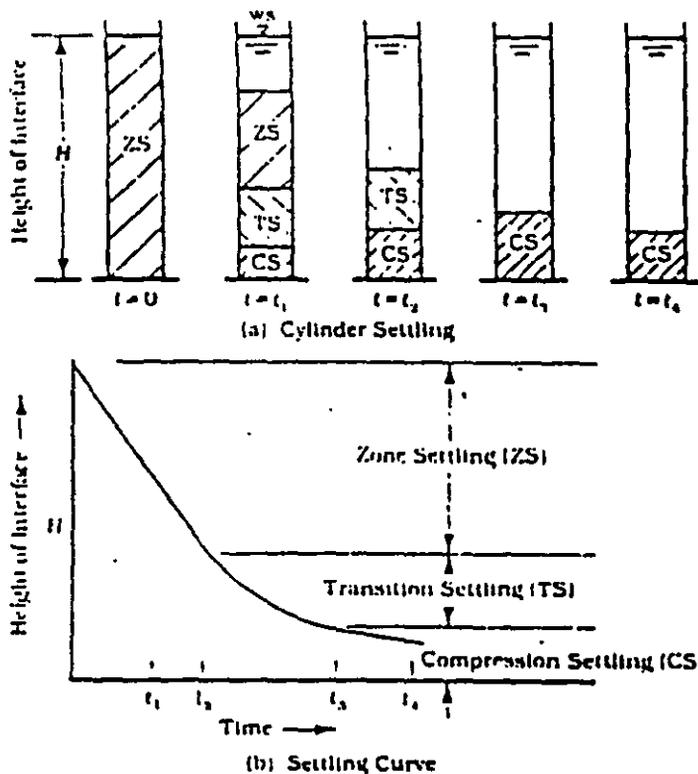


FIG. 8.13 Sedimentación de una suspensión concentrada

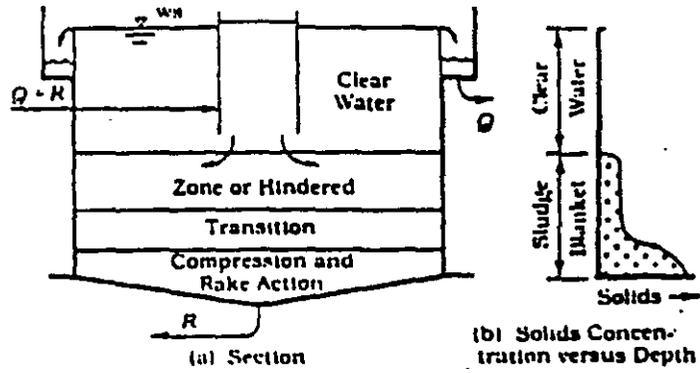


FIG. 8.14 Sedimentación secundaria para el proceso de lodos activados

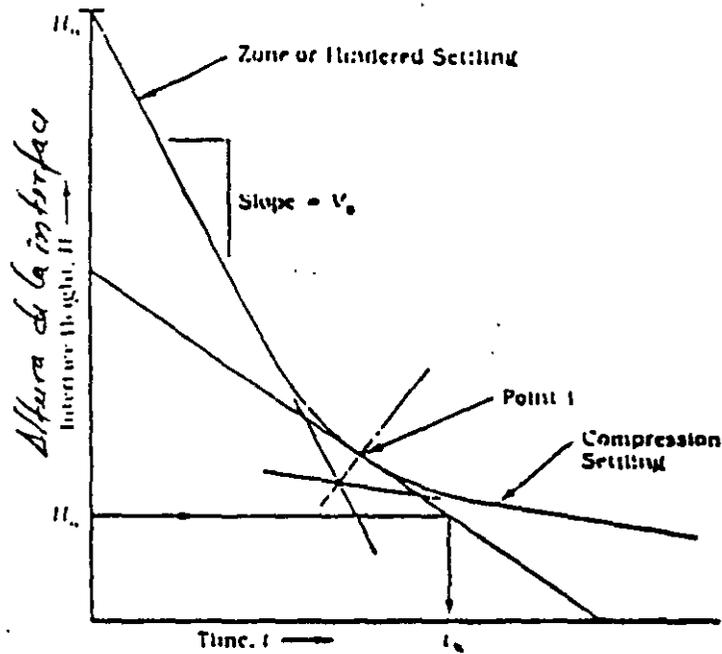


FIG. 8.15 Análisis de la curva de sedimentación en una suspensión concentrada, proceso batch.

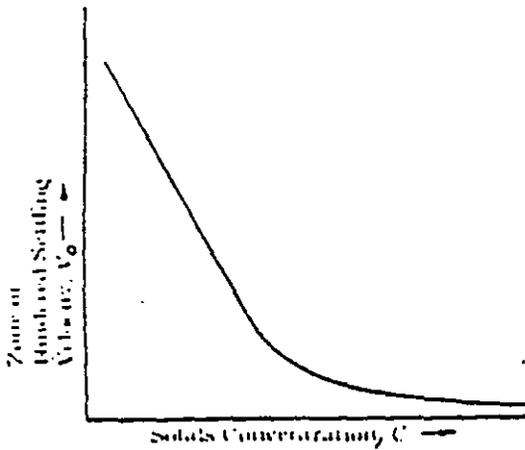


FIG. 8.16

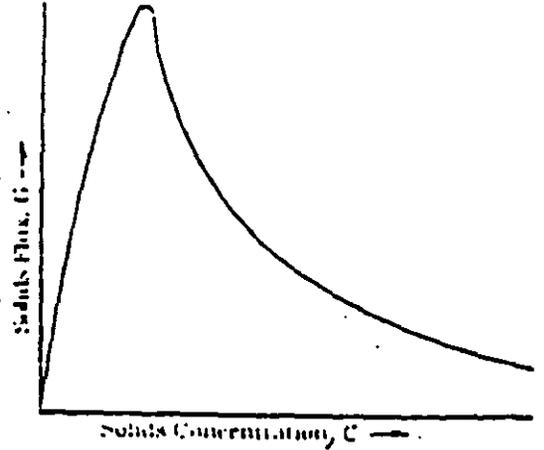


FIG. 8.17

horizontal a partir de H_u hasta intersectar la tangente y se determina el tiempo, T_u , que es el requerido para alcanzar la concentración deseada, C_u .

f) Determinar el área requerida para espesamiento, A_t .

$$A_t = 1.5 (Q + R) (1/b / H_0) \tag{20}$$

donde

- Q gasto influente al aerador
- R gasto de lodo recirculado
- (Q + R) gasto total influente al clarificador
- 1.5 factor de escalamiento

g) Determinar el área requerida para clarificación, A_c .

$$A_c = 2.0 (q / V_0) \tag{21}$$

donde

Q gasto efluente del clarificador final

2.0 factor de escalamiento

El área de control para el diseño del clarificador será la mayor de las dos áreas calculadas.

El diseño se hace con el gasto promedio diario, aunque se debe revisar el comportamiento del sedimentador para el gasto pico horario. De ser el caso, el área se debe calcular con este gasto.

SEDIMENTACION SECUNDARIA TANQUES CIRCULARES

Existen dos tipos de tanques circulares en la sedimentación secundaria: el alimentado por el centro y el alimentado por la periferia. Ambos utilizan un mecanismo para transportar y remover del tanque los lodos sedimentados. Los lodos últimos son acumulados por el mecanismo en una tolva, al centro del tanque, para ser finalmente removidos del mismo. El efluente se extrae a través de vertedores triangulares, localizados cerca del centro o del perímetro del tanque, según el tipo de sedimentador. El mecanismo de remoción del sobrenadante (desnatador) se localiza en la superficie del tanque. El uso más común de la sedimentación secundaria es para separar los sólidos de lodos activados que se encuentran en la mezcla, para producir sólidos concentrados como flujo de retorno requerido para mantener el tratamiento biológico y para permitir la sedimentación de sólidos producidos en el sistema de filtros percoladores de baja tasa.

Criterios de diseño

Aunque el diseño de los tanques de sedimentación secundaria es similar al de sedimentación primaria, los factores que se deben considerar en el diseño de estos tanques incluyen: tipo de tanque deseado, carga hidráulica superficial, carga de lodos, velocidad de flujo, localización de los vertedores, carga hidráulica sobre vertedores y recolección de material flotante. Los criterios de diseño recomendables se resumen en el siguiente cuadro:

* Las cargas de sólidos permisibles son generalmente gobernadas por las características del espesador de lodos, asociadas con la operación en climas fríos.

La tasa de recirculación de lodos en un proceso de lodos activados varía del 15 al 200 por ciento del flujo de agua a la planta, dependiendo de las modificaciones empleadas.

La longitud de los baffles no debe exceder de 3 pies (91 cm) por debajo de la superficie del agua. Otros parámetros tipos de diseño son los siguientes:

Tipo de Tratamiento Previo	Carga Hidráulica [gpd/pie ²] [l/seg-m ²]		Profundidad [pies] [m]
	Media	Pico	
De filtros percoladores	400 a 600 .19 a .28	1000 a 1200 .47 a .57	10 a 12 3.0 a 3.7
De lodos activados (aire) (excepto aereación ext.)	400 a 800 .19 a .38	1000 a 1200 .47 a .57	12 a 15 3.7 a 4.6
De aereación extendida	200 a 400 .09 a .19	800 .38 a 50	12 a 15 3.7 a 4.6
De lodos activados (Oxígeno) con sed. primaria	400 a 800 .19 a .38	1000 a 1200 .47 a .57	12 a 15 3.7 a 4.6

Carga hidráulica sobre vertedores [gpd/pie] [l/seg-m]	10,000 a 30,000 1.44 a 4.31
Velocidad de flujo máxima en la vecindad de los vertedores [pies/hr] [cm/seg]	12 a 24 .10 a 0.20
Diámetro de los baffles en la entrada [porcentaje del diámetro del tanque]	15 a 20

Eficiencias del Proceso

La concentración de lodos en el sedimentador de un sistema de lodos activados varía de 0.5 a 2.0 por ciento, dependiendo de las características de concentración y sedimentación de los lodos. Los sólidos suspendidos en el efluente del sistema varían comúnmente de 20 a 30 mg/l, aunque se ha reportado concentraciones de 11 a 14 mg/l.

Consumo de energía

El consumo de energía en el proceso de sedimentación secundaria se tiene en la operación de las bombas de lodos, las rastras de lodos y el mecanismo de remoción de material flotante. En el caso de lodos activados, se incluye el consumo de energía por la bomba de retorno de lodos. La energía requerida para vencer una pérdida de carga de 2 a 3 pies (60 a 90 cm) se puede estimar por la siguiente ecuación kWh/año = 1625 (mgal/d

de fujo de agua + Mgal/d de retiro de lodos) CDT a una eficiencia de 70 porciento. (CDT = Carga Dinámica Total).

SEDIMENTACION SECUNDARIA TANQUES RECTANGULARES

El diseño de sedimentadores secundarios es similar al de sedimentadores primarios, con la excepción de que en el diseño de sedimentadores para lodos activados se deben de considerar grandes volúmenes de sólidos en el licor mezclado. Aún más, el licor mezclado, tiene la tendencia de fluir a la entrada del tanque como una corriente densa e interferir la separación de sólidos y el espesamiento de los lodos. Para manejar exitosamente estas características se deben de considerar los siguientes factores: (1) tipo de tanque deseado, (2) carga hidráulica superficial, (3) carga de sólidos, (4) velocidades del flujo, (5) localización de vertedores y cargas sobre vertedores, y (6) recolección de material flotante.

El influente del tanque es distribuido al influente de la unidad por medio de baffles y fluye a lo largo del tanque para salir sobre unos vertedores. La longitud máxima es de aproximadamente 300 pies y con profundidades de 12 a 15 pies (3.7 a 4.6). El equipo de remoción de sólidos consiste de un par de cadenas sin fin, con piezas de madera de 2 pulgadas (5 cm) de espesor y de 6 a 8 pulgadas (15 a 20 cm) de profundidad, localizadas a cada 10 pies (2 m). La velocidad lineal de las cadenas es de 2 a 4 pies/min (0.6 a 1.2 m/min). También, se utilizan rastras para la limpieza de los tanques fijadas a un puente móvil que viaja a lo-largo de la unidad. La colección del material flotante se realiza al final del tanque en el efluente y su remoción puede ser manual, hidráulica o mecánica.

Criterios de Diseño

En sistemas de lodos activados los criterios de diseño recomendados son:

Carga hidráulica:		
media	[gpd/pie ²]	400 a 800
	[l/seg-m ²]	0.19 a 0.38
pico	[gpd/pie ²]	700 a 1,200
	[l/seg-m ²]	0.33 a 0.57
Carga de sólidos:		
media	[1b/h-pie ²]	0.6 a 1.2
	[K/dia-m ²]	70 a 140
pico	[1b/h-pie ²]	1.25 a 2.0
	[K/dia-m ²]	146 a 293
Velocidad de flujo max. en el inf. de los vertedores:		
	[pies/h]	12 a 24
	[m/h]	3.66 a 7.32
Profundidad		
	[pies]	12 a 15
	[m]	3.7 a 4.6

Eficiencias del proceso

Las concentraciones máximas de sólidos de lodos secundarios en sistemas de lodos activados de 0.5 a 2.0 por ciento, dependiendo de las características de sedimentación y compactación de los lodos. Los sólidos suspendidos totales (SST) en el efluente varía de 20 a 30 mg/l.

Consumo de energía

La energía requerida para vencer una pérdida de carga de 2 a 3 pies (60 a 90 cm) se puede estimar por la siguiente ecuación:

$$\text{kWh/año} = 1625 (\text{Mgal/d de flujo de agua} + \text{Mgal/d de retorno de lodos})$$

Carga Dinámica Total a una eficiencia de 70 por ciento.

8.5 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SEDIMENTADORES

Geometría

- Rectangulares
- Cuadrados
- Circulares

Entrada, salida y deflectores

Entrada del afluente: Deben proyectarse en forma tal que la corriente de alimentación se difunda homogéneamente por todo el tanque desde el primer momento.

Deflectores: Suelen colocarse a la entrada y salida del tanque sirviendo, el primero, para conseguir una buena repartición del caudal afluente, y el segundo para retención de las sustancias flotantes, grasas y espumas.

Vertedero de salida: Su nivelación es muy importante para el funcionamiento correcto de la clarificación. Por otro lado, para no provocar levantamiento de los lodos sedimentados, la relación del caudal afluente a la longitud total de vertido debe ser menor de 10-12 $m^3/h/m$.

Zona de sedimentación

Factores que afectan las condiciones de "tanque ideal"
Clasificación de sedimentadores

8.6 FACTORES BASICOS DE DISEÑO

a) Carga superficial (m^3/m^2-d)	(Valores medios)
- Remoción de arenas	600-1200
- Sedimentación simple (agua suministro)	5-20
- Sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario	32-48
con purga de lodo activado	24-32
- Sedimentación secundaria	
De lodo activado convencional	16-32
De aeración extendida	8 -16
De filtros percoladores	16-24
- Clarificación	
Aguas turbias	30-60
Aguas con color	15-45
Aguas con tratamiento biológico	
Coaguladas con sulfato de aluminio	20-24
Coaguladas con sales de hierro	28-32
Coaguladas con cal	56-64
- Ablandamiento químico	30-80
- Contacto de sólidos	
Aguas turbias	70-120
Aguas con color	60-100
Ablandamiento	80-160
- Sedimentación alta tasa (flujo laminar)	60-250
b) Tiempo de retención medio (horas)	
- Desarenación	menor de 0.25
- Sedimentación simple	1-4
- Sedimentación primaria	0.75-2
- Sedimentación secundaria	1.0-2.5
- Sedimentación de aguas tratadas con coagulantes provenientes de un proceso biológico	2.0-2.5
- Sedimentación de partículas coaguladas o precipitados (aguas de primer uso):	
Diseño convencional	1.5-3.0
Contacto de sólidos	0.75-1.5
Flujo laminar	menor de 0.25

Teóricamente, el tiempo de retención hidráulica se calcula con:

$$t / R = V / Q$$

donde:

V volumen útil del tanque (m^3)

Q caudal de agua (m^3/d)

La figura 8.21 muestra el porcentaje de eliminación de partículas sedimentables en función del tiempo de sedimentación. Se puede observar que las partículas sedimentables contenidas en aguas residuales municipales sedimentan completamente en 2 horas y que el total del material suspendido sedimenta en un 80% en 5 horas sin alcanzar una mayor eficiencia. Esto se debe a que no todas las partículas contenidas en los sólidos suspendidos son sedimentables. La DBO se reduce en aproximadamente 35 por ciento después de 5 horas y la DQO (como $KMnO$) alcanza un máximo después de 6 horas.

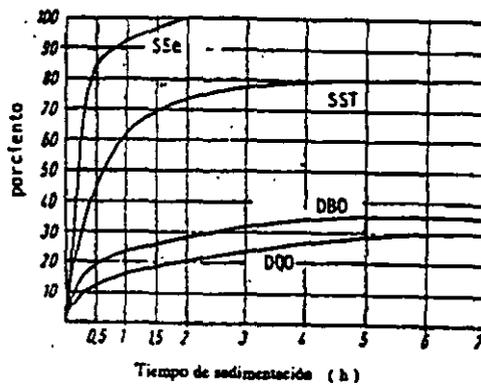


Figura 8.21 Influencia del tiempo de sedimentación sobre partículas contenidas en aguas residuales según Sierp (Imhoff, 1979)

- Relación entre tiempo de retención, profundidad y carga superficial.

$$C_s = \bar{Q} / A_s = V / tr.L.W = L.W.H / L.W.tr \quad (22)$$

- c) La velocidad de escurrimiento en la zona de sedimentación ayuda a la floculación de las partículas provocando choques entre ellas y por ende mejora la sedimentación, pero por otra parte, puede provocar arrastre y resuspensión de las partículas sedimentadas. Se debe lograr la primera acción y evitar la segunda.

En general:

$$V_h: 30 \text{ a } 90 \text{ cm/min}$$

- d) Relación entre la velocidad de escurrimiento, la velocidad crítica de sedimentación, la longitud del tanque y el tirante de agua

$$Q = V_{sc}A_s, A = V_hA_t \quad (23)$$

$$A_s = aL, A_t = aH$$

$$V_h / V_{sc} = A_s / A_t = aL / aH = L / H$$

A igualdad de carga superficial (velocidad crítica), la relación L/H determinar la velocidad horizontal.

- e) El número de unidades se determina por el gasto de diseño, el grado de flexibilidad deseado en la operación y la economía del proyecto. En plantas grandes el número de unidades lo determina el tamaño máximo práctico de los tanques. El número mínimo recomendable para plantas pequeñas es dos.

Zona de lodos

- Función
- Producción de lodos
- Mecanismos de arrastre y concentración (ver figuras)
- Pendientes del fondo de tanques
- Velocidad crítica de arrastre de lodo

ESTUDIOS CON TRAZADORES

Los tanques de sedimentación los afectan los espacios muertos y las corrientes turbulentas, por viento y térmicas. En el tanque ideal todos los elementos del fluido pasan a través del tanque en un tiempo igual al tiempo de retención teórico, t , que es igual a V/Q . En los tanques reales una parte de los elementos del fluido pasan en un tiempo mas corto que el teórico, y otra en un tiempo mayor. Los espacios muertos y las corrientes turbulentas tienen flujo rotacional presentándose muy poca sedimentación, ya que la entrada y salida del flujo de estos espacios es muy pequeña. Como resultado, el volumen neto disponible para sedimentación se reduce y por tanto el tiempo medio para el paso de los elementos del fluido decrece. También las corrientes de viento y térmica crean flujos que pasan directamente desde la entrada a la salida del tanque, lo que decrece el tiempo medio de residencia.

La magnitud de los efectos por espacios muertos, corrientes térmicas y de viento, y las características de los tanques de sedimentación, se pueden medir mediante estudios con trazadores.

Se adiciona una carga de trazador (sal, rodamina B, tritio) en el influente y se determina su concentración en el efluente, como se muestra en la Fig. 8.18. Si hay espacios muertos, se presenta lo siguiente:

$$\text{Tiempo de retención medio} / \text{Tiempo de retención teórico} < 1 \quad (25)$$

Si no hay espacios muertos, la relación es:

$$\text{Tiempo de retención medio} / \text{Tiempo de retención teórico} = 1 \quad (26)$$

Si se presentan cortos circuitos, la relación es:

$$\text{Tiempo de retención (valor de la mediana)} / \text{Tiempo de retención medio} < 1 \quad (27)$$

Si no hay cortos circuitos:

$$\text{Tiempo de retención medio} = \text{Tiempo de retención (Valor de la mediana)} \quad (28)$$

Si el tanque es inestable, la gráfica tiempo concentración no se puede reproducir en una serie de pruebas con trazadores. Por lo tanto, es de esperarse que el comportamiento del tanque sea errático.

La figura 8.19 muestra los resultados de estudios con trazadores en tres tipos de tanques de sedimentación. Se puede observar que el tanque rectangular se aproxima al ideal más que el de sección circular. De los tanques circulares, el de alimentación periférica tiene un mejor funcionamiento que el alimentado por el centro.

En la ingeniería del agua y las aguas residuales la mayoría de las suspensiones son floculentas hasta cierto grado. Estas partículas del mismo tamaño inicial y densidad que las discretas interceptarán la zona de lodos en un tiempo más corto debido a la aglomeración que sufren y a la sedimentación más rápida. Por lo tanto, si se aplica la teoría del tanque ideal a las partículas ligeramente floculentas, el diseño será conservador. Aunque hay diferencias entre el tanque ideal y los reales, la teoría planteada proporciona el enfoque más racional para el diseño y resalta que los parámetros más importantes son: la tasa de derrame, carga superficial o velocidad de sedimentación, el tiempo de retención y la profundidad.

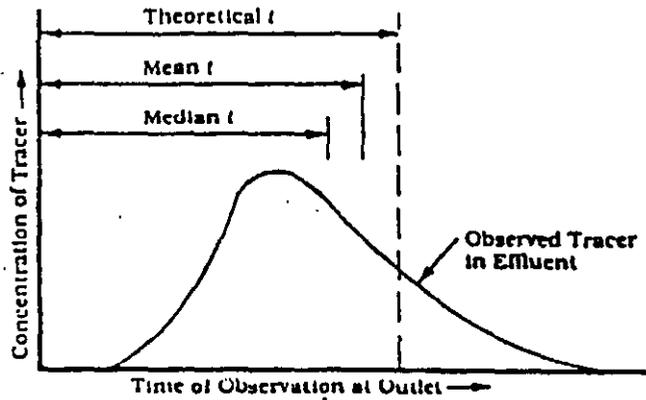


FIG. 8.22 Características de tanques sedimentadores como se encuentra en un estudio con trazadores

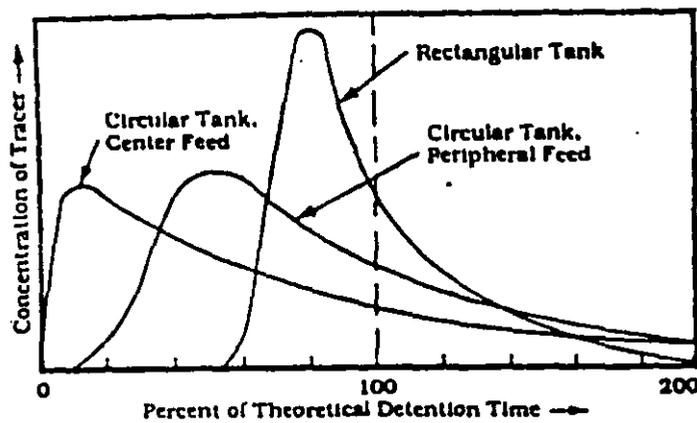


FIG. 8.23 Estudios con trazadores en tanques sedimentadores circulares y rectangulares



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
TRATAMIENTO SECUNDARIO

**EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003**

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**9 TRATAMIENTO SECUNDARIO**

- 9.1 GENERALIDADES
- 9.2 TRATAMIENTOS FISICOS Y QUIMICOS
- 9.3 TRATAMIENTOS BIOLÓGICOS
- 9.4 MICROORGANISMOS EN SUSPENSION
 - 9.4.1 LODOS ACTIVADOS
 - 9.4.2 ZANJAS DE OXIDACION
 - 9.4.3 LAGUNAS AEREADAS
- 9.5 MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO
 - 9.5.1 FILTROS BIOLÓGICOS
 - 9.5.2 BIODISCOS
- 9.6 LAGUNAS DE ESTABILIZACION
 - 9.6.1 ANAEROBIAS
 - 9.6.2 FACULTATIVAS
 - 9.6.3 AEROBIOS
- 9.7 TRATAMIENTO ANAEROBIO
 - 9.7.1 REACTORES DE 1ª GENERACION
 - 9.7.2 REACTORES DE 2ª GENERACION
 - 9.7.3 REACTORES DE 3ª GENERACION

9.1 GENERALIDADES

El tratamiento secundario es el proceso complementario de la depuración de las aguas residuales, consistente en una serie de operaciones y procesos químicos o biológicos al que son sometidos los efluentes del tratamiento primario, ya que los efluentes de tal tratamiento, contienen aun sólidos suspendidos finos, sedimentables, coloides y solubles, los cuales deben ser separados para obtener un agua apropiada para otro uso o para su disposición final en cuerpos receptores.

El tratamiento secundario agrupa los procesos y operaciones unitarias, capaces de eliminar los sólidos que aún contienen los efluentes primarios, los procesos utilizados en el tratamiento secundario se clasifican en fisicoquímicos y biológicos.

TABLA 9.1 PROCESOS Y SISTEMAS PARA EL TRATAMIENTO SECUNDARIO

TRATAMIENTO FISICOQUIMICO	<ul style="list-style-type: none"> • PRECIPITACION QUIMICA • COAGULACION QUIMICA • FLOCULACION
TRATAMIENTO BIOLÓGICO	<ul style="list-style-type: none"> • SISTEMAS AEROBIOS <ul style="list-style-type: none"> ☐ MICROORGANISMOS EN SUSPENSION <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Lodos activados ❖ . Lagunas aereadas ❖ . Zanjas de oxidación ☐ MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Filtros rociadores ❖ . Biodiscos ☐ COMBINACION <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Medio granular fluidizado ❖ . Torres de madera resistente ❖ . Lodos activados con medio fijo • SISTEMAS ANAEROBIOS <ul style="list-style-type: none"> ☐ MICROORGANISMOS EN SUSPENSION <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Tratamiento con contacto anaerobio ❖ . Lecho fluidizado ☐ MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Filtro anaerobio ☐ COMBINACION <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Medio granular fluidizado
LAGUNAS DE ESTABILIZACION	

TABLA 9.2 OPERACIONES, PROCESOS Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO USADOS PARA REMOVER LOS PRINCIPALES CONTAMINANTES PRESENTES EN UN AGUA RESIDUAL MUNICIPAL

CONTAMINANTES	UNIDAD, PROCESO O SISTEMA DE TRATAMIENTO	CLASIFICACION
• Sólidos suspendidos	<input type="checkbox"/> Cribado y desmenuzado <input type="checkbox"/> Sedimentación <input type="checkbox"/> Flotación <input type="checkbox"/> Filtración <input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación	F F F F Q/F
• Orgánicos biodegradables	<input type="checkbox"/> Lodos activados <input type="checkbox"/> Filtro percolador <input type="checkbox"/> Discos biológicos <input type="checkbox"/> Lagunas aireadas <input type="checkbox"/> Lagunas de oxidación <input type="checkbox"/> Filtración en arena <input type="checkbox"/> Físico/químico	B B B B F/B B/Q/F F/Q
• Patógenos	<input type="checkbox"/> Cloración <input type="checkbox"/> Ozonación <input type="checkbox"/> Radiación ultravioleta	Q Q F
• NUTRIENTES:		
• Nitrógeno	<input type="checkbox"/> Nitrificación y desnitrificación con biomasa suspendida <input type="checkbox"/> Nitrificación y desnitrificación con biomasa fija <input type="checkbox"/> Arrastre con amoníaco <input type="checkbox"/> Intercambio iónico <input type="checkbox"/> Cloración en el punto de quiebre	B B Q/F Q Q
• Fósforo	<input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación con sales metálicas <input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación con cal <input type="checkbox"/> Remoción bioquímica	Q/F Q/F B/Q
• Orgánicos refractarios	<input type="checkbox"/> Adsorción con carbón activado <input type="checkbox"/> Ozonación	F Q
• Metales pesados	<input type="checkbox"/> Precipitación química <input type="checkbox"/> Intercambio iónico	Q Q
• Sólidos inorgánicos disueltos	<input type="checkbox"/> Intercambio iónico <input type="checkbox"/> Osmosis inversa <input type="checkbox"/> Electro diálisis	Q F Q

Q = químicos, F = físicos y B = biológicos

9.2 TRATAMIENTOS FÍSICOS, QUÍMICOS

El desarrollo industrial ha generado una diversidad de residuos industriales que es necesario tratar para recuperar subproductos, disminuir la contaminación de las aguas y del suelo, esto propició el desarrollo de los procesos fisicoquímicos para el tratamiento de las aguas residuales, muchos de ellos enfocados al tratamiento de sustancias contaminantes específicas, como son los metales, fosfatos, nitrógeno y productos orgánicos sintéticos.

Los procesos fisicoquímicos pueden servir para favorecer la sedimentación de la materia en suspensión, pero son especialmente útiles para eliminar la materia coloidal y los sólidos orgánicos disueltos; los cuales sin reactivos químicos jamás sedimentarían; estas sustancias son muchas veces responsables de la turbidez, color y DBO de las aguas residuales.

Los procesos físico químicos son en general más costosos que los procesos biológicos, sin embargo las limitaciones de los biológicos para tratar residuos tóxicos como metales y sustancias orgánicas sintéticas ha hecho que los procesos fisicoquímicos sean adaptados para cargas industriales de características agresivas a los procesos biológicos, a veces como un tratamiento previo al biológico y otras como un tratamiento único.

9.3 TRATAMIENTO BIOLÓGICO

El tratamiento biológico de las aguas residuales, tiene como finalidad remover mediante la coagulación la materia orgánica en estado coloidal y disuelta, la cual no fue removida con el tratamiento primario y además estabilizar la materia orgánica.

En forma general, el tratamiento biológico se lleva a cabo por la transferencia de la materia orgánica hacia la película o flóculo también llamado "FLOC" (biomasa), por contacto interfacial, adsorción y absorciones asociadas. La materia orgánica es utilizada por los microorganismos para su metabolismo y generación de células nuevas, las células viejas mueren, deslavándose y precipitándose al fondo (Fig. 9.1)

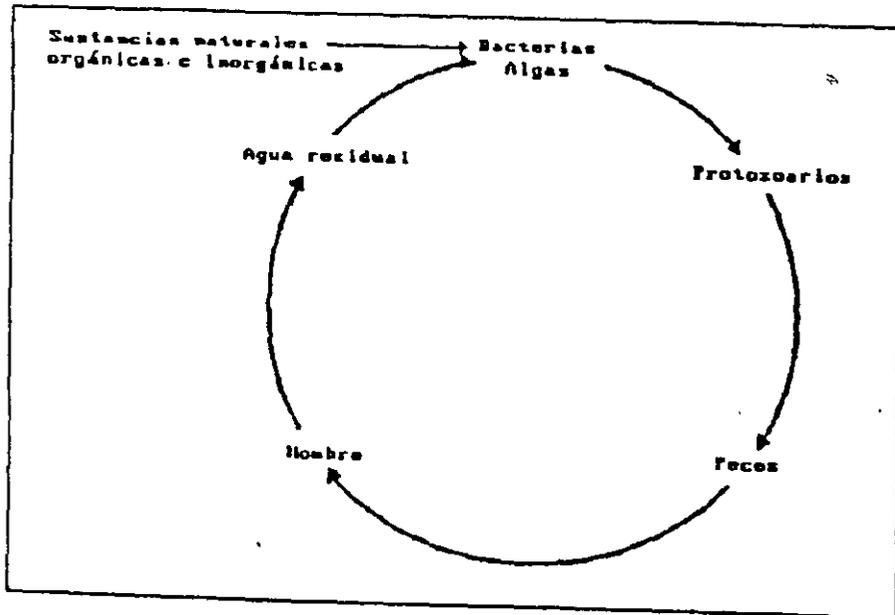


Fig. 9.1 Ciclo de autopurificación

En los sistemas biológicos, se tienen complejas poblaciones de microorganismos mezclados e interrelacionados, en los que cada uno de ellos tiene su propia curva de crecimiento, la cual depende de las condiciones del sistema, pH, temperatura, aereación o anaerobiasis y disposición de nutrientes. En la figura 9.2 se ilustra la variación con respecto al tiempo de algunos microorganismos predominantes en un agua residual en un sistema de tratamiento biológico.

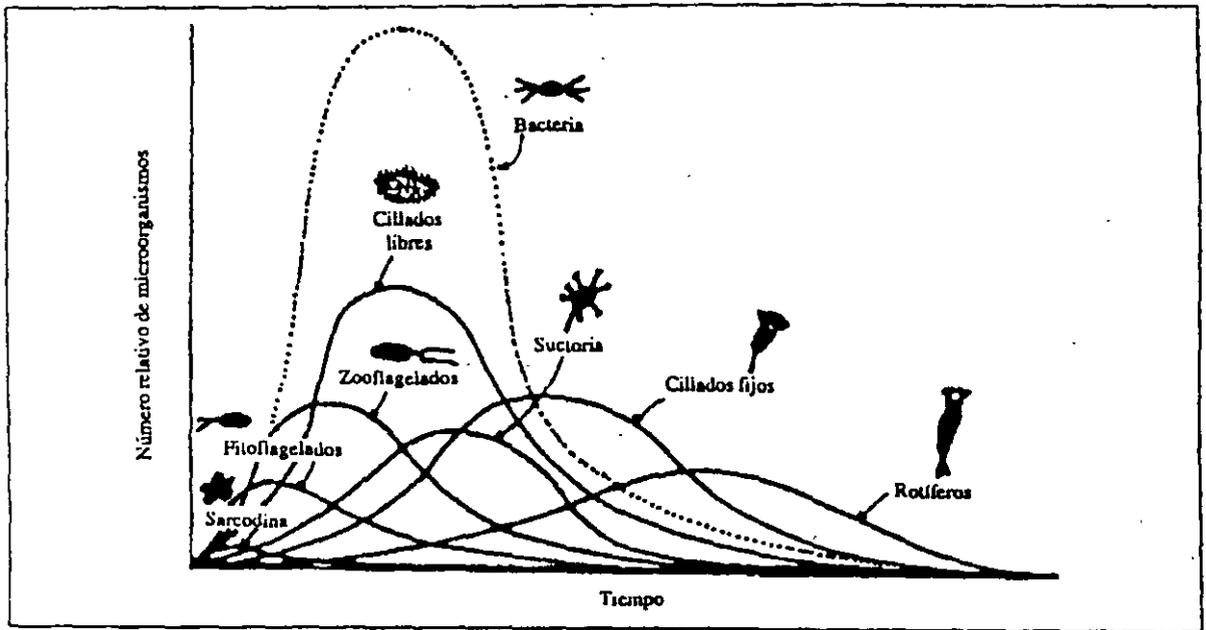


Figura 9.2 Curvas de crecimiento de microorganismos en un agua residual con tratamiento biológico

La eficiencia de los procesos biológicos depende de las características de las aguas residuales, condiciones ambientales del sistema y tipo de microorganismos.

Es importante conocer si el agua residual a tratar por medios biológicos contiene compuestos químicos tóxicos que puedan ser inhibitorios para el crecimiento de los microorganismos, en tal caso se podría hacer un pretratamiento para su eliminación o mejor cambiar a un tratamiento fisicoquímico.

En condiciones aerobias, los microorganismos utilizan el oxígeno en sus procesos vitales (metabolismo y reproducción), en cambio en ausencia de oxígeno (anaerobiasis) se usan otros compuestos químicos en sustitución del oxígeno como aceptores de electrones.

TABLA 9.3 Eficiencias de remoción de contaminantes de varios sistemas de tratamiento biológicos en condiciones ideales de operación

PARAMETRO	INFLUENTE	EFLUENTE						
		Lodos activados C.M.	Aireación extendida	Lag aereadas c/sed. sec.	Zanjas de oxidación c.sed. sec.	Lag. Fac sin aireación	Lag Fac con aireación	Lag anaerobias
SST	225	20	20	20	20	120	90	100
DBO5	220	15	15	15	15	40	25	40
DQO	450	90	90	90	90	160	140	140
N-NH3	25	20	2	2	2	1	1	1
P = To+	10	7	7	7	7	4	4	4

TABLA 9.4 Clasificación general de los microorganismos con base en sus fuentes de carbón y energía

CLASIFICACION	FUENTE DE ENERGIA	FUENTE DE CARBON	ORGANISMOS REPRESENTATIVOS
FOTOAUTOTROFOS	LUZ	CO ₂	Algas, bacterias, fotosintéticas, plantas superiores
FOTOHETEROTROFOS	LUZ	Materia orgánica	Bacterias fotosintéticas
QUIMIOAUTOTROFOS	Materia inorgánica (oxidación-reducción)	CO ₂	Bacterias
QUIMIOHETEROTROFOS	Materia orgánica (oxidación-reducción)	Materia orgánica	Bacterias, hongos, protozoarios, animales

Los procesos biológicos para el tratamiento de las aguas residuales, constan de equipo que pone en contacto la materia orgánica con los microorganismos adecuados, durante el tiempo suficiente para llevar a cabo su oxidación, bajo condiciones aerobias o anaerobias.

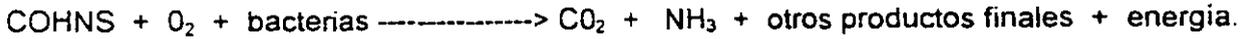
Los principales microorganismos responsables de remover grandes cantidades de materia orgánica en los procesos biológicos aerobios, son las bacterias, en su mayoría aerobias y facultativas heterótrofas. Pruebas realizadas sobre un número diferente de bacterias indican que están constituidas por aproximadamente 80 por ciento de agua y 20% de material seco, del cual 90 por ciento es orgánico y 10 por ciento inorgánico, una fórmula aceptada para la materia orgánica es C₅H₇O₂N, del cual 53 por ciento de peso seco es carbono.

Además de la fuente de carbono orgánico y la presencia de oxígeno, principales abastecedores de carbono y energía para la síntesis y mantenimiento de funciones, debe haber elementos inorgánicos como nitrógeno y fósforo, y trazas de elementos como azufre, potasio, calcio, y magnesio, que son vitales para la síntesis celular.

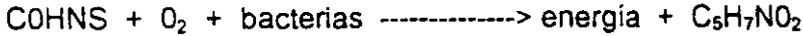
En presencia de oxígeno, la oxidación aeróbica toma lugar; parte de la materia orgánica es sintetizada a nuevos microorganismos, otra parte es oxidada a productos finales relativamente estables como CO₂, H₂O y NH₃, y en ausencia de materia orgánica las mismas células o microorganismos entran en una etapa endógena para obtener la energía necesaria para el mantenimiento de sus funciones. En la mayoría de los tratamientos biológicos estos tres procesos ocurren simultáneamente.

Para un proceso aerobio y considerando a las bacterias como la población dominante, los tres procesos anteriores pueden representarse de la siguiente manera:

Oxidación:



Síntesis:



Respiración endógena:



9.4 MICROORGANISMOS EN SUSPENSIÓN EN SISTEMAS AEROBIOS

En los procesos de tratamiento con microorganismos en suspensión, la agitación permite un mejor y más continuo contacto entre los organismos encargados de la estabilización y la materia por estabilizar, permitiendo un proceso más rápido y más eficiente. Si para incrementar la eficiencia, y para ayudar a la hidrólisis de compuestos complejos el sistema se trata de mantener bajo condiciones aerobias, la agitación, aparte de promover el contacto comida-microorganismo, permite la transferencia de oxígeno para ser utilizado en el proceso metabólico. En caso contrario, la agitación solo promueve la oportunidad de contacto entre microorganismos y comida, y se ha observado que ayuda a los procesos de hidrólisis.

El proceso de microorganismos en suspensión, tiene muchas variantes: 1.- Proceso convencional, 2.- Completamente mezclado, 3.- Aereación por etapas, 4.- Estabilización por contacto, 5.- Aereación extendida, 6.- Zanjias de oxidación, 7.- Aereación de acuerdo con demanda, 8.- Oxígeno puro, 9.- Carrousel, 10.- Kraus.

9.4.1.1 LODOS ACTIVADOS

Proceso convencional

Los procesos de lodos activados se utilizan tanto para tratamiento secundario como tratamiento completo de las aguas residuales sin sedimentación primaria. En estos procesos los desechos líquidos son alimentados continuamente a un tanque aereador (reactor) en el que se encuentra el cultivo de los microorganismos (lodos activados), en su mayoría bacterias en suspensión, las cuales en su conjunto se les conoce como "licor mezclado" los que metabolizan y flocculan biológicamente los compuestos orgánicos. El medio ambiente aerobio, así como la mezcla del sustrato (agua residual influente) y microorganismos (sólidos suspendidos volátiles SSV) se mantiene mediante el uso de aereación mecánica o inyección de aire mediante sopladores. Después de un determinado tiempo de retención el "licor mezclado" pasa a un tanque de sedimentación, donde se lleva a cabo la separación de microorganismos en forma de flóculos (flocs) del agua, la cual sale por la parte superior del tanque, terminando aquí el proceso de tratamiento del "tren de agua". Una parte de la biomasa sedimentada es retomada al tanque de aereación para mantener una concentración deseada de sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado (SSVLM) y la otra es retirada del sistema como lodo de desecho (Fig. 9.3)

En el proceso de lodos activados, la bacteria es el microorganismo de mayor importancia, ya que esta es responsable de la descomposición de la materia orgánica en el influente. En general las bacterias en el proceso son gram-negativo e incluyen miembros de los géneros *Pseudomonas*, *Zooglea*, *Achromobacter*, *Flavobacrium*, *Nocardia*, *Bdellovibrio*, *Mycobacterium* y las bacterias nitrificantes *Nitrosomas* y *Nitrobacter*. Adicionalmente, varias formas filamentosas tales como *Sphaerotilus*, *Beggiatoa*, *Thiothrix*, *Lecicothriz* y *Geotrichum* pueden también estar presentes. Mientras que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan la materia orgánica, las actividades metabólicas de otros organismos son también importantes en el proceso de tratamiento. Por ejemplo, los protozoarios y los rotíferos consumen las partículas orgánicas pequeñas que no se han sedimentado.

Cabe destacar que los modelos matemáticos desarrollados para evaluar la tratabilidad de la materia orgánica contenida en las aguas residuales están basados en el comportamiento de reactores completamente mezclados, lo que implica que aplicar resultados al diseño de tanques en flujo pistón generará en general mejores respuestas.

Lo importante dentro del proceso es que las bacterias consuman la materia orgánica tan rápido como sea posible, es así mismo importante que ellas se agrupen en un flóculo adecuado que pueda sedimentarse fácilmente. Se ha observado que a medida que el tiempo de residencia celular (t_s) se incrementa, la carga superficial de los microorganismos se reduce, y estos comienzan a producir la cápsula que provoca su agrupamiento incrementado su sedimentabilidad. La presencia de los polímeros que forman la cápsula, promueve la formación de flóculos y se ha encontrado que para aguas residuales domésticas, tiempos de residencia celular del orden 3 o 4 días son adecuados.

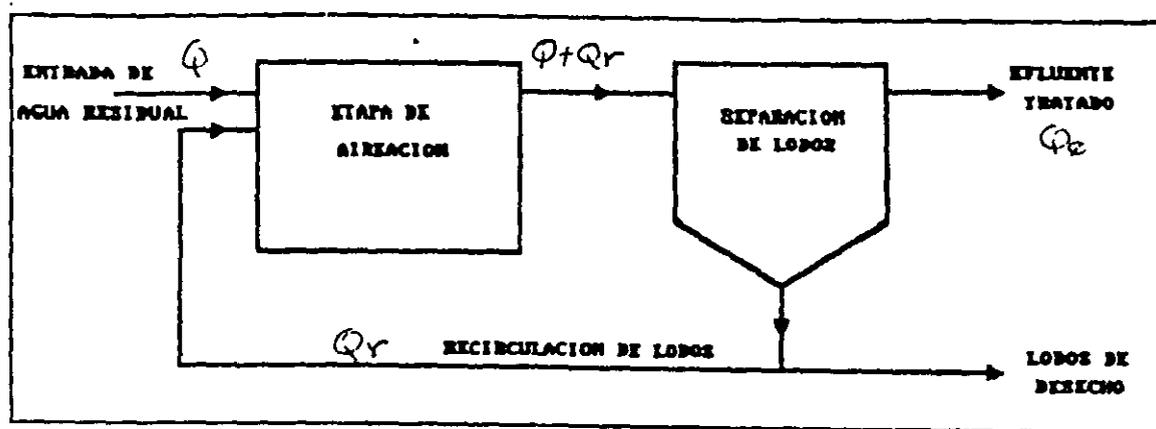


Figura 9.3 Características esenciales de los procesos de lodos activados

Aunque muy eficiente, al sistema convencional se le identifican dos problemas fundamentales el primero relacionado con la demanda de oxígeno a lo largo del tanque como se muestra en la fig. 9.4 donde se observa que las mayores demandas se presentan al inicio del tanque de aireación disminuyendo sensiblemente hacia el final cuanto se alcanzan la mínimas concentraciones de comida remanente. Esto ocasiona en algunos casos el agotamiento del oxígeno disuelto en parte de los tanques y un desperdicio de energía al final de los mismos. Esta situación da origen al sistema denominado aireación por etapas.

El segundo problema que se identifica en sistemas de tratamiento para el manejo de aguas residuales es en comunidades con influencia industrial; ya que concentraciones de elementos tóxicos entran en contacto con un pequeño volumen de licor mezclado resultando en muchas ocasiones niveles suficientemente altos para provocar la muerte de los microorganismos. En respuesta a esta situación se desarrolló el proceso completamente mezclado.

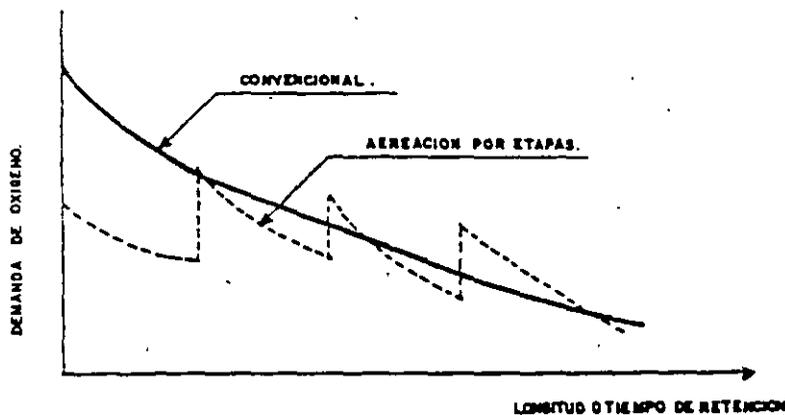


Fig. 9.4 Demanda de oxígeno en el proceso de lodos

Los criterios de diseño para el sistema convencional pueden quedar resumidos como sigue:

- Sedimentador primario con un tiempo de retención entre 2.5 y 3 horas y carga hidráulica alta entre 32 y 48 $m^2/m^3/día$. En algunos casos con aguas residuales de origen doméstico o aguas industriales con bajos contenidos de sólidos suspendidos es posible eliminar la sedimentación primaria.
- El tanque de aeración se diseña normalmente con tiempos de retención de 4 a 8 horas dependiendo de la concentración inicial de la materia orgánica y de la eficiencia deseada, aunque se puede tener mayores tiempos de aeración.
- Los sistemas de aeración generalmente son mediante difusores, (fig. 9.5), Aereador de turbina sumergido y aereador mecánico de superficie (fig. 9.6)
- Las dimensiones del tanque dependen primordialmente de las características del sistema de aeración.
- Requerimientos de aire en m^3/Akg de DBO removida de 54 a 102.
- El tiempo de retención celular o edad de lodos se establece entre 5 a 10 días por lo que es necesario una estabilización posterior de los lodos de desecho.
- Carga orgánica volumétrica en $kgDBO/día-m^3$ de 0.4 a 0.8.

- Relación F/M en kgDBO/kg SSV-día de 0.25 a 0.50.
- El sedimentador secundario se diseña con una taza máxima de 30 a 35 m³/m²/día. Las características de los lodos secundarios normalmente no permiten concentraciones en la recirculación superiores a los 15,000mg/lt, por lo que es muy poco frecuente operar reactores con una concentración de sólidos suspendidos de licor mezclado superior a los 8,000 a 9,000 mg/lt.
- La eficiencia de la planta normalmente esta asociada a las condiciones de operación las cuales sólo pueden controlarse a nivel de la recirculación por lo que es conveniente establecer un sistema que permita la variación del flujo entre .5 y 1.5 veces el gasto de entrada.

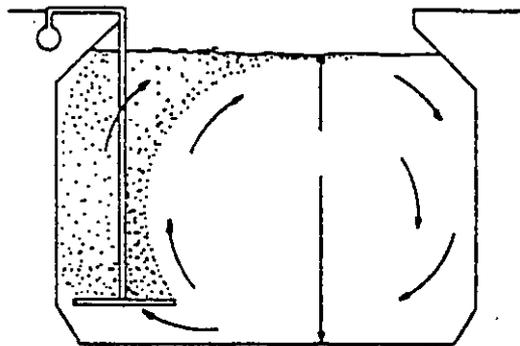


Fig. 9.5 Difusores en un reactor biológico

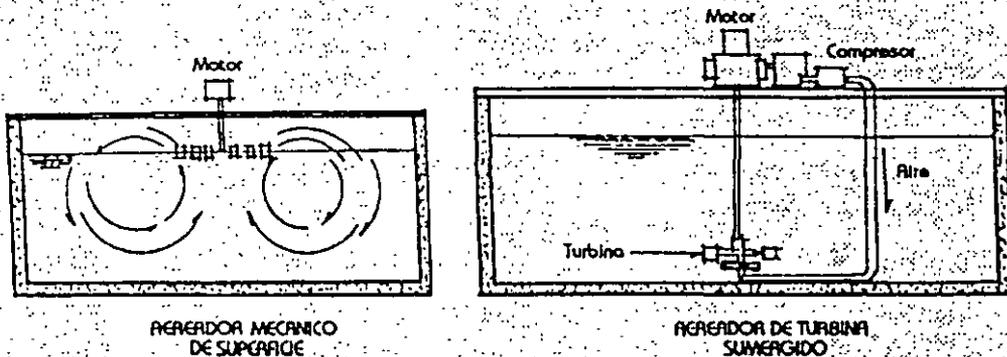


Fig. 9.6 Aireadores mecánicos

Dos parámetros de utilidad en el control del proceso son la edad de lodos (EL) y la relación alimento/biomasa (F/M), definidos por las siguientes ecuaciones:

$$\text{Edad de lodos} = \frac{\text{Masa de lodos en el reactor [kg]}}{\text{Purga de lodos biológicos [kg / día]}}$$

$$\text{(Alimento / Biomasa)} = \frac{\text{Masa de DBO en el influente [kg / día]} = F}{\text{Masa de lodos en el reactor [kg]} = M}$$

Estos dos parámetros se relacionan, a su vez, con la siguiente expresión:

$$(1 / EL) = a * (F / M) - b$$

"a" de 0.6 a 0.8 mg de lodos por mg. de DBO removida

"b" de 0.06 a 0.20.mg de lodos destruidos por mg de lodos en el reactor por día

Siendo (F/M), la relación (F/M) multiplicada por la eficiencia del proceso o, expresado de otra manera, la relación entre la DBO removida [Kg/día] y la masa de lodos en el reactor [Kg]. Las demás variables ya fueron definidas.

Eficiencia del proceso

Remoción de DBO:	85 a 95%
Remoción de N-NH ₃ :	10 a 20%

Generación de lodos

La generación de lodos biológicos es función de las características del substrato, la relación (F/M) y la edad de lodos. Para las condiciones típicas de una planta convencional de aguas residuales municipales la generación media de lodos es la siguiente:

F/M [Kg DBO/Kg SSV-día]	Generación de lodos [Kg de lodos/Kg DBO removida]
0.3	0.5
0.5	0.7

Consumo de energía.

Consumo de energía del proceso es función de la eficiencia del equipo de suministro de oxígeno, de las características del agua y de la eficiencia del proceso; en la siguiente tabla se presentan datos típicos para aguas municipales:

Oxígeno demandado en condiciones reales [mg/l]	150
Relación No / Nr (10EC)	2.0
Oxígeno suministrado, condiciones estándar [mg/l]	255

No= Demanda de oxígeno en condiciones estándar (760 mmHg y 20EC)

Nr= Demanda de oxígeno en condiciones reales.

Flujo en los aeradores

Flujo Pistón

El flujo pistón es aquél en el cual todo elemento de flujo deja el reactor en el mismo orden en que entró, no existe dispersión o mezcla. Todo elemento de flujo es expuesto al tratamiento en el mismo periodo de tiempo, llamado tiempo teórico de retención.

Eficiencia del Aereador		Energía Requenda Kw-h/m ³
lb/HP-h	Kg/Kw-h	
1.50	0.93	0.32
2	1.23	0.24
2.50	1.54	0.19
3	1.85	0.16

Mezcla Completa

La mezcla completa es aquella en la cual todos los elementos de flujo son instantáneamente mezclados de modo que su contenido sea perfectamente homogéneo en todos los puntos de ese sistema. En consecuencia, la concentración del efluente es igual a la concentración de la unidad de tratamiento.

Flujo Disperso

El flujo disperso se define como aquel en que cada elemento de flujo tiene un tiempo de retención diferente en cada periodo de tiempo. Es llamado también flujo arbitrario y está comprendido entre dos límites, el flujo pistón ideal y la mezcla completa.

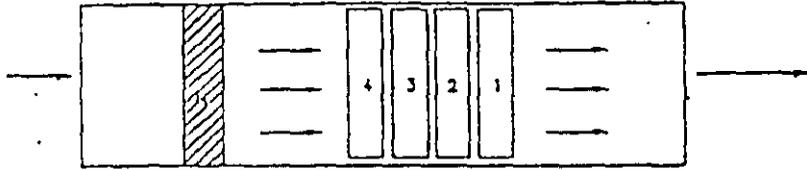
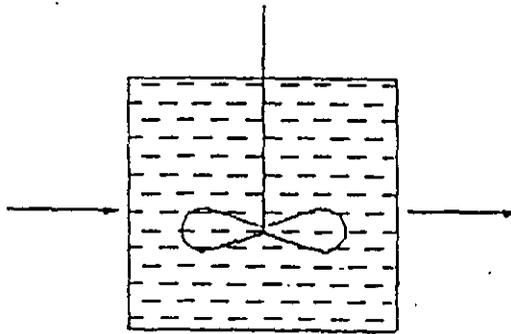


Fig. 9.7 Representación Esquemática del Flujo Pistón.



9.8 Representación Esquemática de Mezcla Completa

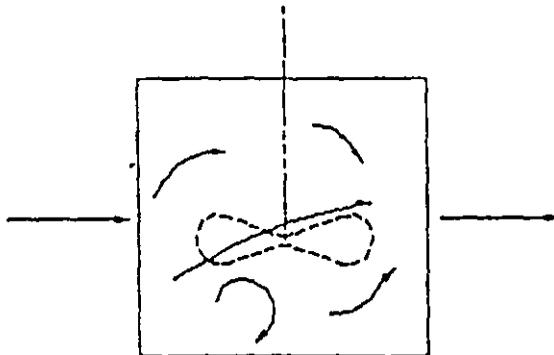


Fig. 9.9 Representación Esquemática del Flujo Disperso.

Sistemas de aireación

Los métodos disponibles para la aireación en los procesos de los lodos activados se pueden clasificar, en términos generales, como sistemas de aireación por burbujas o de "difusor", sistemas de aireación mecánica y sistemas combinados que usan tanto la aspersion por aire como la agitación mecánica.

El requisito principal que debe cumplir un sistema de aireación es que debe ser capaz de transferir oxígeno al licor mezclado a una tasa equivalente al pico de requerimiento de oxígeno, expresada como la masa de oxígeno transferida por unidad de volumen por unidad de tiempo ($\text{kgO}_2/\text{m}^3/\text{por unidad de tiempo}$). El nivel superior de la tasa de transferencia de oxígeno para los dispositivos convencionales de aireación, ha sido citado como de 60 a 70 g/m^3 por hora, a pesar de que los sistemas pueden proporcionar valores más altos a riesgo de producir un exceso de pulverización del líquido, y de 100 $\text{g/m}^3\text{-h}$ para aereadores convencionales en gran escala, lo que puede limitar la máxima tasa del tratamiento.

Usualmente, la medida de la eficiencia del sistema de aireación se expresa como la masa de oxígeno transferida por unidad de energía consumida (kgO_2/kWh o kJ). Este parámetro se conoce como "eficiencia de oxigenación" a pesar de que no carece de dimensiones. En algunos sistemas de aireación, sólo una parte del oxígeno transmitido se disuelve realmente, este efecto está indicado por la "eficiencia de utilización del oxígeno". La disolución del oxígeno no es la sola función del sistema de aireación, ya que también suministra la agitación necesaria para mantener en suspensión los flóculos de lodo y mantener homogéneo el licor mezclado. Si la agitación es insuficiente para mantener en suspensión a los flóculos de lodos en todo el líquido, el contacto reducido entre microorganismos y nutrientes retardará la tasa de remoción de estos últimos, algunos organismos pueden estar privados de nutrientes y, en el peor de los casos, los lodos podrán asentarse en el fondo del tanque de aireación y formar una capa anaeróbica putrefacta de limo. De manera similar, se requiere un mezclado adecuado para asegurarse de que algunas regiones del tanque no se vean privadas de oxígeno disuelto y se vuelvan anóxicas, a menos que se establezca previamente esta condición.

Sistemas de aireación por burbujas.

En los sistemas de aireación por burbujas, la transferencia de oxígeno se efectúa de tres maneras por la acción de burbujas que se forman dentro de la mezcla de licor: aire comprimido inyectado a través de toberas o perforaciones llamadas "aspersores" o a través de medios porosos llamados "difusores", o por disolución de aire a presión en una parte del líquido, el que luego se libera dentro del cuerpo principal del licor mezclado para que haga efervescencia. Esta última se conoce como la técnica del "aire disuelto" y se usa con mayor frecuencia para producir espuma y separar sólidos por flotación, que para la transferencia de masa. La aspersion produce las burbujas más gruesas, y el aire disuelto las más finas, pero la terminología para el tamaño de las burbujas producidas por un sistema resulta inexacta. Con términos muy apropiados se puede decir que las burbujas "finas" tienen un diámetro menor de aproximadamente 1 1/2 a 2 mm, y las burbujas "gruesas" son mayores de 3 a 5 mm. Las burbujas "medias" se encuentran entre estos dos intervalos y se usa también el término "micro", aparentemente con el mismo significado que "finas".

La eficiencia del uso de oxígeno obtenida con sistemas de aireación con burbujas es usualmente baja, aproximadamente del 1% para difusores de burbujas finas y de 5 a 6% para sistemas de burbujas gruesas, a pesar de que se informa de eficiencias tan altas como el 20%. Esto quiere decir que casi el 90% del gas que pasa por el licor contribuye muy poco a la transferencia de

oxígeno y sólo ejerce una función mezcladora. Sin embargo es preciso filtrar el gas, comprimirlo y enviarlo por tuberías a los tanques de oxigenación, con el consiguiente desperdicio de energía. La eficiencia de uso es mayor al disminuir el tamaño de las burbujas y aumentar la profundidad del líquido a través del que se elevan las burbujas; sin embargo, ambos efectos aumentan los costos de compresión. Los difusores que producen burbujas finas tienen mayor resistencia al flujo de gas que los equipos de burbujas gruesas, el uso de mayores profundidades del líquido representa un aumento de la presión hidrostática que se ha de superar utilizando presiones más altas en la descarga del soplador. Con profundidades del líquido menores de 3 m, el tiempo de residencia de las burbujas es más corto requiriendo elevar la tasa de flujo con la desventaja de producir altos costos de compresión.

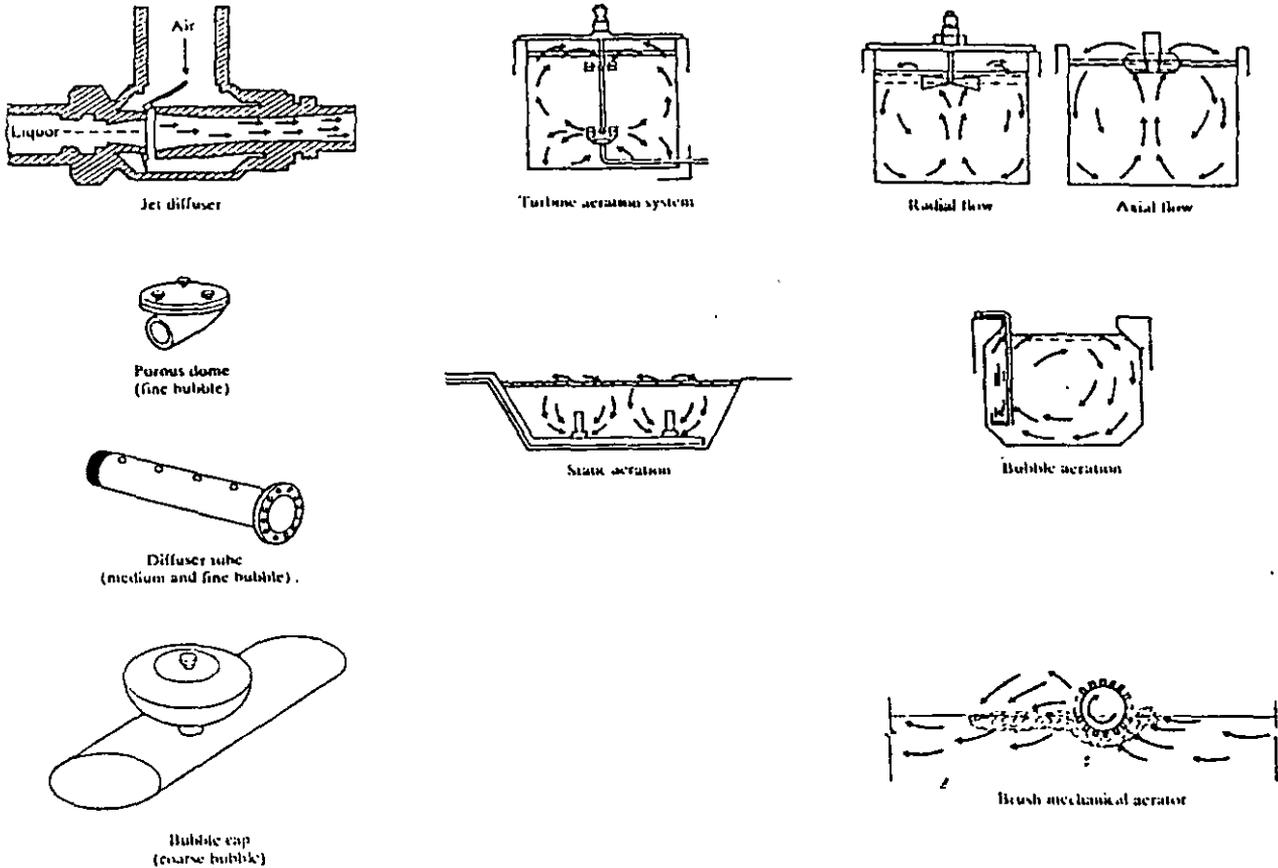


Fig. 9.10 Equipos aeradores

Para el tratamiento normal de las aguas residuales, se usan tasas de flujo de aire de 7 a 10 m³ de aire/m³ de aguas residuales, que corresponden a aproximadamente 30 a 40 m³ de aire/kg DBO. Los difusores se pueden instalar como un montaje fijo en el fondo del tanque de aireación, este es el llamado sistema de "piso plano". También se pueden montar como una serie a lo largo de un lado del tanque, con lo que se genera un patrón helicoidal de flujo al líquido dentro del tanque llamado, erróneamente, "sistema de flujo en espiral".

Las series de difusores se pueden montar sobre una junta giratoria, de manera que se puedan alzar fuera del líquido para que estén accesibles para limpieza y mantenimiento sin que haya que vaciar primero el tanque.

Sistemas de aireación mecánica

Hay tres sistemas principales de aireación mecánica, aereadores superficiales, chorros de líquido y sistemas de agitación y aspersion, o sistemas "combinados". Los aereadores superficiales son los sistemas de aireación mecánica de uso más corriente en México y otros países para el tratamiento de aguas negras, a pesar de que el sistema "combinado" se encuentra en unidades compactas para el tratamiento de desechos industriales. La profundidad que se usa para el líquido es convencionalmente de 4 m.

9.4.1.2 LODOS ACTIVADOS, ALTA TASA

El proceso de alta tasa de lodos activados es una variante del proceso convencional de lodos activados, y consiste en el empleo de (a) bajos tiempos de retención hidráulica, (b) altas concentraciones de lodos activados en el reactor, (c) bajos valores de la edad de lodos y altas relaciones F/M (alimento microorganismos). El resultado de esta variante es un proceso más económico que el proceso convencional, pero con menores eficiencias en la remoción de DBO. La variante de lodos activados con alta tasa es empleada cuando los requerimientos de calidad del efluente no son muy estrictos o bien como un pretratamiento de aguas con altas concentraciones de contaminantes, antes de algún proceso secundario convencional. Debido a sus bajos tiempos de retención hidráulica, el proceso de alta tasa es muy sensible a fluctuaciones en el caudal de aguas residuales. Otro problema frecuente en el proceso de alta tasa es una pobre sedimentabilidad de los lodos biológicos.

Eficiencia del proceso

Remoción de DBO:	50 a 70%
Remoción de N-NH ₃ :	5 a 10%

Generación de lodos

La generación de lodos biológicos es función de las características del substrato, la relación (F/M) y la edad de lodos. Para las condiciones típicas de una planta de alta tasa de aguas municipales la generación media de lodos es la siguiente:

F/M [Kg DBO/Kg SSV-día]	Generación de Lodos [Kg de lodos/Kg DBO removida]
0.4 a 0.8	0.6 a 0.8

CRITERIOS DE DISEÑO

En la tabla siguiente se comparan los criterios típicos de diseño para una planta convencional de lodos activados con una de alta tasa, para aguas residuales de origen municipal:

Parámetro	Convencional	Alta Tasa
Carga Org. volumétrica [Kg DBO/día-m ³] [lb/día-1000 pie ³]	0.40 a 0.80 25 a 50	0.8 a 2.0 50 a 125
Tiempo de aereación [horas]	4 a 8	2 a 4
SST en el reactor [mg/l]	1500 a 3000	3000 a 5000
Relación (F/M) [Kg DBO/Kg SSV-día]	0.25 a 0.50	0.4 a 0.8
Necesidad de aire [m ³ /Kg DBO removida] [pie ³ /lb DBO removida]	54 a 102 800 a 1500	54 a 81 800 a 1200
Edad de lodos [días]	5 a 10	2 a 5
Recirculación		0.25 a 0.5
Fracción volátil de los SST	0.5 a 1.5	0.7 a 0.8

Consumo de energía

La demanda de oxígeno en el proceso de alta tasa varía entre 0.9 y 1.2 Kg de O₂ por Kg de DBO removida; expresada en términos de Kwh y para una demanda de 150 mg de oxígeno por litro de agua; la demanda de energía es función de la eficiencia del equipo de aereación, como se indica en la siguiente tabla. Para una relación No/Nr de 2.0; se tiene:

Ef. del Aereador		Energía Kw-h/m ³
lb/HP-h	Kg/Kw-h	
1.5	0.93	0.29 a 0.39
2.0	1.23	0.22 a 0.29
2.5	1.54	0.18 a 0.23
3.0	1.85	0.15 a 0.19

9.4.1.3 LODOS ACTIVADOS COMPLETAMENTE MEZCLADOS

Como se mencionó anteriormente el desarrollo del sistema de lodos activados completamente mezclados obedece principalmente a disminuir las cargas puntuales tanto de materiales tóxicos como de cargas orgánicas que pudieran sobrepasar la capacidad de asimilación de un reactor en flujo pistón. El principio fundamental se basa en que toda la masa del reactor existe en todo momento la concentración de todos los materiales, involucrados, esto quiere decir que al llegar una masa de contaminantes al reactor esta se diluye instantáneamente en todo el cuerpo del reactor disminuyendo en forma drástica su concentración.

El empleo de aeradores mecánicos superficiales se adecua mas a estas condiciones de operación, aunque la aereación por difusión es también empleada tratando de provocar las condiciones mas cercanas a mezcla completa. En la fig. 9.11 se muestran en forma esquemática algunas variantes en la configuración del reactor que tratan de acercarse lo mas posible al régimen hidráulico con que se diseña.

Al sistema completamente mezclado se le ha denominado en ocasiones de alta tasa principalmente por su capacidad de manejar aguas residuales con mayores concentraciones de materia orgánica; sin embargo su comportamiento y por lo tanto sus condiciones de diseño son muy similares a las del proceso convencional.

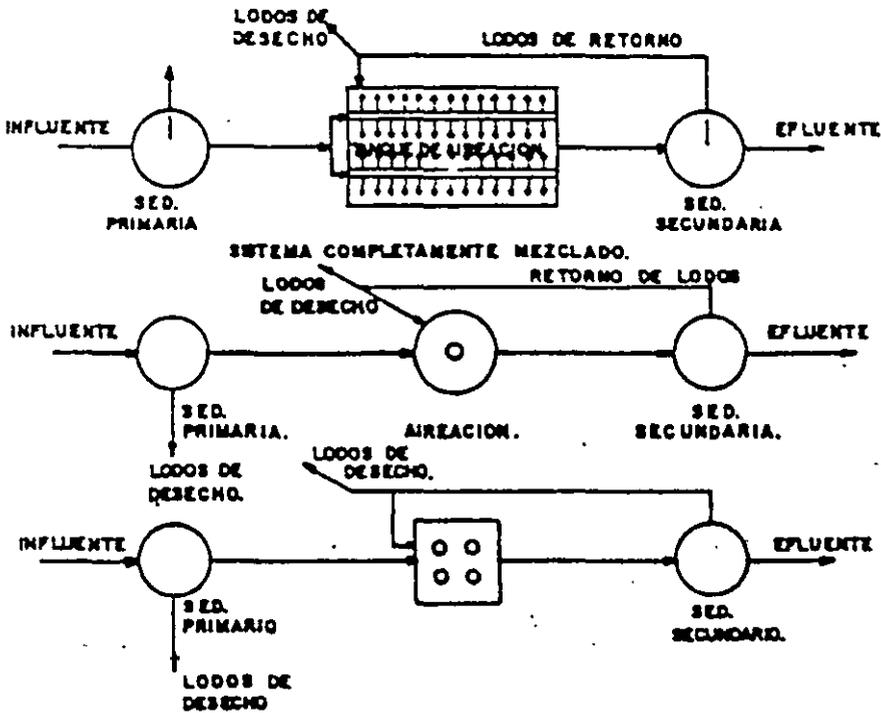


Fig. 9.11 Esquema del proceso de lodos activados completamente mezclados.

9.4.1.4 SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS CON AERACION POR ETAPAS

En esta variante de procesos de lodos activados se trata de realizar la aereación del licor mezclado de acuerdo con la demanda de oxígeno lo que motivó dos opciones diferentes, una en donde el influente al tanque de aereación es alimentado al tanque de aereación en diversos puntos como se muestra en la fig. 9.12; y la segunda establece mayor aereación al principio del tanque disminuyéndola mediante espaciamiento de los difusores o de los aereadores mecánicos al final del mismo.

En esencia esta es prácticamente la única variante con respecto al sistema convencional por lo que las condiciones de operación y de diseño son también semejantes.

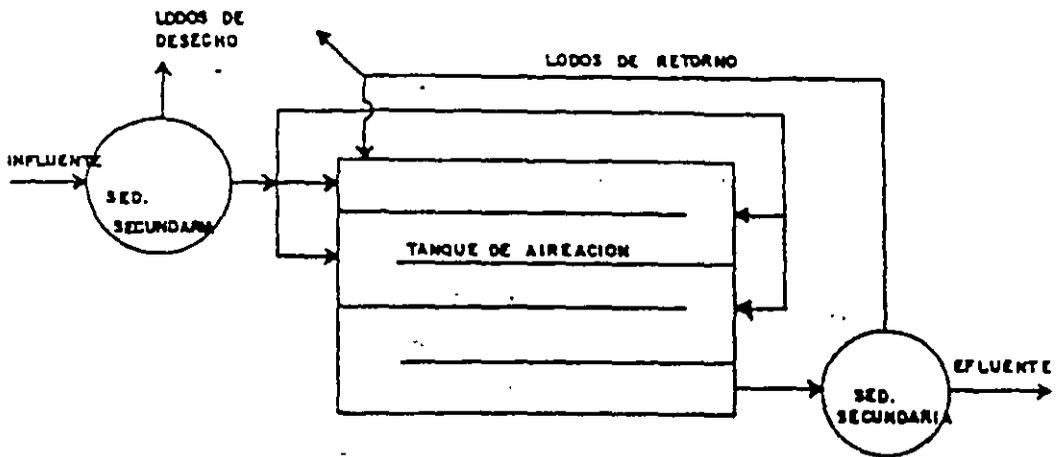


Fig. 9.12 Esquema del proceso de lodos activados con aireación por etapas.

9.4.1.5 AERACION EXTENDIDA

El proceso de lodos activados en su modalidad de aireación extendida es posiblemente uno de los sistemas más comúnmente empleados y con grandes posibilidades de utilización a futuro tanto para el tratamiento de aguas residuales municipales como de desechos líquidos provenientes de la industria. La principal característica de este sistema es que opera con tiempos de retención celular prolongados, normalmente entre 15 y 20 días lo que provoca que los lodos generados en plantas de este tipo estén prácticamente estabilizados disminuyendo los problemas de disposición final.

Los tiempos de aireación son más prolongados que los empleados en los sistemas convencional y completamente mezclados variando desde ocho horas hasta veinticuatro o más dependiendo de las características de los desechos a tratar. La principal razón para esta condición estriba en que los altos tiempos de retención celular implica que la fracción activa de los lodos biológicos en los sólidos suspendidos del licor mezclado (SSLM) sea muy reducida recurriéndose por lo tanto a mayores tiempos de oportunidad de contacto con un sustrato para alcanzar eficiencias de remoción razonables. Cuando los requerimientos de potencia por mezclado determinan el tamaño de los motores para aireación el tener mayores volúmenes por incremento de tiempos de retención hidráulico, significa mayores demandas de potencia lo que resulta en incosteabilidad de este proceso para su aplicación a gastos altos. En principio su aplicación se restringió a plantas con un máximo de 150 a 200 l/s; sin embargo recientes mejoras en los sistemas de aireación han fomentado su aplicación a gastos mayores. La planta de tratamiento más grande que se planea construir en nuestro país considera la aplicación de aireación extendida a un caudal de 5 m³/s.

Al resolverse prácticamente el problema de estabilización de los lodos secundarios se consideró la conveniencia de no generar lodos primarios que obligaran al empleo de digestores para esta corriente de desecho eliminando la sedimentación primaria y alimentando los desechos líquidos crudos al tanque de aireación. Esta condición ha resultado atractiva al reducir los costos de inversión y disminuir la problemática en el manejo de los lodos de desecho; sin embargo en

general y con procesos de aereación tradicionales se ha identificado un mayor costo de operación para la operación de los sistemas de transferencia de oxígeno.

Otro problema asociado en este caso con la edad de los lodos es la disminución en las propiedades de sedimentación de los flocos biológicos generados en el sistema al incrementarse el tiempo de retención celular se incrementa el índice volumétrico de lodos disminuyendo las concentraciones que pueden ser recirculadas al tanque de aereación y para su disposición final. Esta característica ha motivado diversas opciones para recirculación y disposición de los lodos. Es común identificar plantas de tratamiento en donde la recirculación es continua al tanque de aereación mediante el empleo de mamparas que permiten la descarga de efluente sedimentado. En estos casos se dificulta sensiblemente la obtención del lodo concentrado para su disposición final por lo que se ha optado en algunos casos a descargarlo directamente en el tanque de aereación como una fracción de su volumen. Debido al hecho de que los lodos están en un estado de estabilización pueden ser retornados al medio ambiente esparciéndolos en terrenos de cultivo sin provocar problemas ambientales.

Estas características aunados a una gran variedad de dispositivos y sistemas de disposición han creado una gran diversidad de opciones que en algunos casos han sido patentadas con títulos comerciales con el objeto de obtener regalías de su aplicación.

Generación de lodos

La generación de lodos biológicos en este proceso es una de las más bajas entre todas las variantes del proceso de lodos activados, generalmente entre 0.15 y 0.30 Kg de exceso de lodos generados por Kg de DBO removida.

Criterios de diseño.

En la tabla siguiente se comparan los criterios típicos de diseño para una planta de aereación extendida con una planta convencional de lodos activados para aguas residuales de origen predominantemente municipal:

Parámetro	Convencional	Aereación Extendida
Carga Org. volumétrica [Kg DBO/día-m ³] [lb/día-1000 pie ³]	0.40 a 0.80 25 a 50	0.8 a 0.16 5 a 10
Tiempo de aereación [horas]	4 a 8	18 a 36
SST en el reactor [mg/l]	1500 a 3000	3000 a 6000
Relación (F/M) [Kg DBO/Kg SSV-día]	0.25 a 0.50	0.05 a 0.15
Necesidad de aire [m ³ /Kg DBO removida] [pie ³ /lb DBO removida]	54 a 102 800 a 1500	204 a 272 3000 a 4000
Edad de lodos [días]	5 a 10	20 a 40
Recirculación		0.75 a 1.50
Fracción volátil de los SST		0.6 a 0.7

Consumo de energía

La demanda de oxígeno en el proceso de aereación extendida varía entre 2.0 y 2.5 Kg de O₂ por Kg de DBO removida; expresada en términos de Kwh y para una demanda de 150 mg de oxígeno por litro de agua; la demanda de energía es función de la eficiencia del equipo de aereación, como se indica en la siguiente tabla. Para una relación No/Nr de 2.0:

Ef. del Aereador		Energia Kw-h/m ³
lb/HP-h	Kg/Kw-h	
1.5	0.93	0.65 a 0.81
2.0	1.23	0.49 a 0.61
2.5	1.54	0.39 a 0.49
3.0	1.85	0.32 a 0.41

9.4.1.6 LODOS ACTIVADOS CON ESTABILIZACION POR CONTACTO

El proceso de lodos activados de estabilización por contacto aprovecha una propiedad natural de los microorganismos que consiste en que para el metabolismo del sustrato primero es absorbido al cuerpo del organismo para posteriormente mediante procesos enzimáticos transformarlo a moléculas que pueden ser transportadas a través de la pared celular para su aprovechamiento en generación de energía o en síntesis de protoplasma biológico. Esto quiere decir que una vez absorbido el sustrato a los microorganismos estos pueden ser removidos del sistema por medio de sedimentación alcanzándose una elevada eficiencia de remoción sin haberse producido estabilización de la materia orgánica una vez concentrados los microorganismos con el sustrato son transferidos a un tanque de aireación donde se promueve el metabolismo del sustrato en volúmenes menores y con costos energéticos también menores. En la fig. 9.13 se presenta en forma esquemática este tipo de tratamiento. En general esta variante implica la reducción de los volúmenes del reactor en proporción directa al incremento en concentración de los sólidos suspendidos del licor mezclado que en los sistemas de lodos activados convencionales se mantienen entre 2000 y 4000 mg/l y que en el tanque de aireación se pueden alcanzar concentraciones de hasta 8000 a 12000 mg/l. El posible mayor costo de inversión requerido por la construcción de dos tanques de aireación se compensa tanto por los menores volúmenes y por la disminución de la energía requerida para su mezclado.

Esta variante del proceso de lodos activados puede emplearse como sustitución de cualquier otra variante; sin embargo los mayores beneficios y por lo tanto las aplicaciones más comunes están en relación con la sustitución de aireación extendida implicando largos tiempos de retención celular.

En la práctica se ha encontrado que tiempos de retención para la etapa de contacto de 1 a 3 horas y de estabilización de 3 a 6 horas alcanzando eficiencias de remoción de más del 90%. Un tanque de contacto de 3 horas de tiempo de retención con un tanque de estabilización de 6 horas operando a 3000 y 8000 mg/l de sólidos suspendidos del licor mezclado respectivamente generarán resultados equivalentes a una aireación convencional de 19 horas de tiempo de retención en un volumen equivalente a 9 horas.

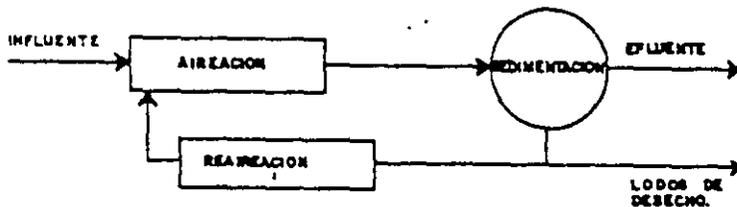


Fig. 9.13 Esquema del proceso de lodos activados con estabilización por contacto.

9.4.1.7 LODOS ACTIVADOS CON UTILIZACION DE OXIGENO PURO

Las aguas residuales concentradas especialmente las generadas en procesos industriales con altas demandas de oxígeno para su procesamiento requieren de potencias de aereación elevadas que compiten económicamente con la generación de oxígeno que empleado en lugar de aire normal, incrementa la transferencia de este elemento para el metabolismo biológico.

La necesidad de recircular el oxígeno no aprovechado por los microorganismos obliga al empleo de tanques cerrados con mínima posibilidad de interconexión con el aire ambiente lo que encarece las inversiones y hace más compleja la operación. Es sin embargo un proceso promovido por los fabricantes de generadores de oxígeno y se ha utilizado en forma comercial principalmente en Estados Unidos y en algunos países Europeos.

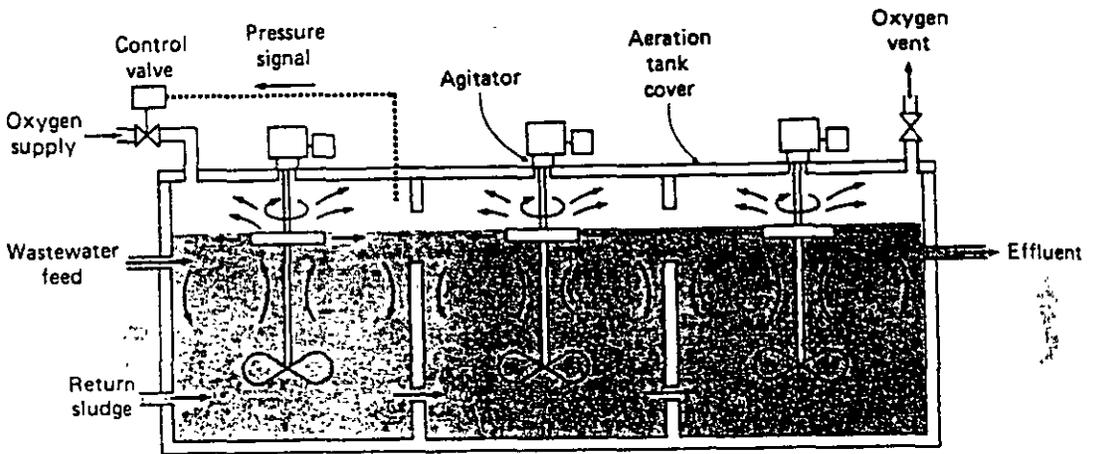


Fig. 9.14 Sistema de multietapas con oxígeno puro

9.4.2 ZANJAS DE OXIDACION

Una zanja de oxidación es un proceso de tratamiento biológico de lodos activados, comúnmente operado como un proceso de aereación extendida. La unidad consiste de un canal en forma de circuito cerrado, de 3 a 6 pies (0.9 a 1.8m) de profundidad, con paredes de 45° de pendiente y aereadores mecánicos, localizados en uno o varios puntos a lo ancho de la zanja. El efluente de un pretratamiento, comúnmente cribado, trituración o desarenación, entra a la zanja, es aereado por cepillos horizontales, o aereadores tipo disco diseñados especialmente para zanjas de oxidación y circula a lo largo del canal a una velocidad de aproximadamente 1 a 2 pies/seg (0.3 a 0.6 m/seg). Los aereadores crean una mezcla y provocan la circulación del agua en la zanja, así como una transferencia de oxígeno suficiente. La mezcla en el canal es uniforme, pero pueden existir zonas de baja concentración de oxígeno disuelto. Los aereadores operan en un ámbito de 60 a 110 RPM y proporcionan velocidad suficiente para mantener los sólidos en suspensión. En este proceso puede ocurrir un alto grado de nitrificación, sin ninguna modificación del sistema en especial. La razón de lo anterior se debe a los largos tiempos de retención de los sólidos utilizados (10 a 50 días). El efluente de las zanjas de oxidación se alimenta a los sedimentadores secundarios. El proceso de zanjas de oxidación se aplica a cualquier situación donde sea apropiado un tratamiento de lodos activados (convencional o aereación extendida). El costo del proceso de tratamiento es generalmente menor a otros procesos biológicos para un ámbito de flujos entre 0.38 a 38 Ml/día (0.1 a 10 Mgal/día).

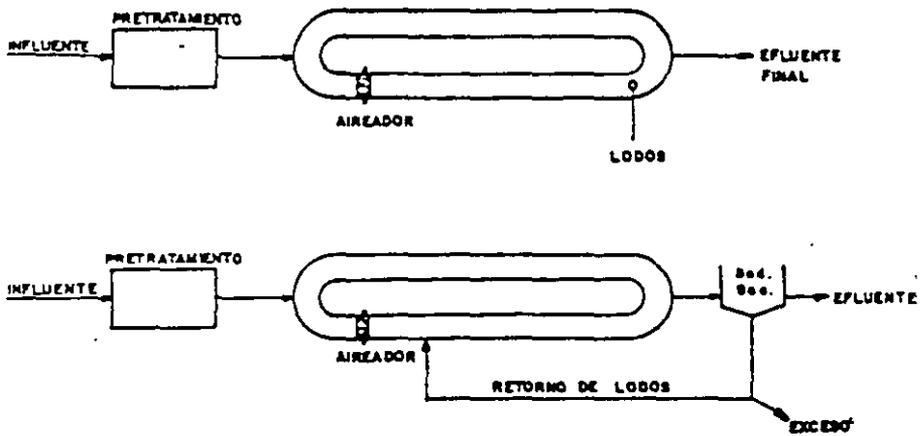


Fig. 9.15 Diagrama esquemático del proceso de zanjas de oxidación

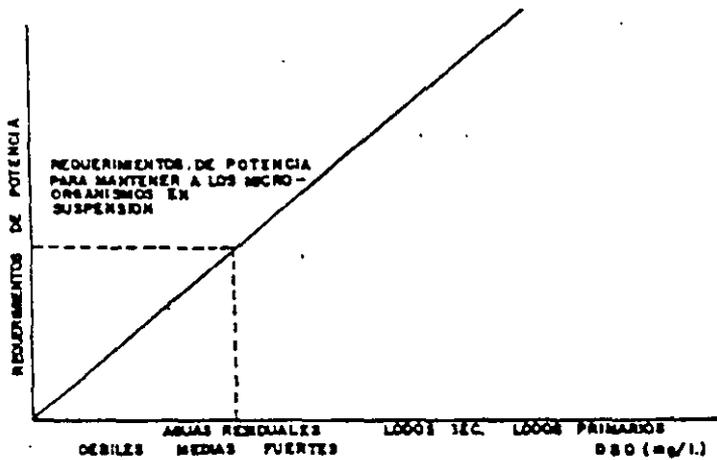


Fig. 9.16 Relación entre potencia requerida y concentración de materia orgánica degradable en el desecho.

El proceso biológico en sí, es una variante del denominado aereación extendida por lo tanto comparte las principales características de éste como son la de no requerir, en general, sedimentación primaria y la de permitir mediante largos tiempos de retención celular, la estabilización de los lodos los cuales no requieren de procesos de digestión previos a su disposición final.

A parte de estas dos ventajas mencionadas, el sistema de zanjas de oxidación ha presentado otras de gran importancia como son:

- a) Utilización de sistemas de aereación con bajos requerimientos de energía. Aunque, el rotor de paletas comúnmente empleado en las zanjas de oxidación no es mucho más eficiente que otros sistemas en cuanto a transferencia de oxígeno se refiere, este mecanismo ha permitido el desarrollo de otros sistemas que poseen algunas ventajas especiales.
- b) Remoción eficiente de nitrógeno. En un análisis comparativo de varios sistemas de tratamiento biológico para un mismo influente y bajo condiciones ideales de operación, se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 9.3

De esta tabla se puede observar que para un mismo nivel de remoción de materia orgánica, el proceso de zanjas de oxidación es un sistema que promueve eficientemente la remoción de nitrógeno. Esto se basa principalmente en el proceso biológico de nitrificación-denitrificación, el cual puede ser parcialmente incrementado al controlar la transferencia de oxígeno en el reactor. Originalmente los sistemas se diseñaron para que operaran en condiciones aerobias con o sin recirculación de lodos como se muestra esquemáticamente en la fig. 9.15. Esta condición de aerobiosis aunada a los largos tiempos de retención celular (20 a 25 días) provoca la proliferación de organismos nitrificantes con la consecuente transformación de nitrógeno amoniacal a nitritos y nitratos. A medida que por razones de crecimiento natural de las poblaciones servidas las cargas orgánicas se incrementa, las condiciones aerobias no se conservan en todo el reactor provocando problemas de septicidad que se considera negativos. La respuesta a esta situación es la de incrementar la potencia de los aereadores.

Sin embargo, en algunos casos se observa que la parcial anaerobiosis en el reactor provoca el proceso de denitrificación con el consecuente desprendimiento del gas nitrógeno a la atmósfera. De esta forma el sistema tuvo aceptación como un proceso que estimula la remoción de nitrógeno.

- c) Adecuada utilización de la capacidad de agitación y transferencia de oxígeno de los aereadores mecánicos. Los requerimientos de potencia en un reactor biológico para suministrar oxígeno y para mantener a los microorganismos en suspensión se puede representar esquemáticamente como se muestra en la fig. 9.16

De acuerdo con la figura, la potencia requerida para tratamiento de aguas residuales medias o débiles ($DBO_5 < 250 \text{ mg/l}$) está regido por el mezclado, obteniéndose una transferencia de oxígeno superior a la necesaria. Sin embargo, en sistemas en que se promueve la oxidación completa del material orgánico como es el caso de las zanjas de oxidación, los requerimientos de oxígeno se incrementan hasta que en algunos casos llegan a exceder la transferencia, provocando condiciones anaerobias como las que se analizan en el inciso anterior.

CRITERIOS DE DISEÑO

A continuación se presenta un resumen de los criterios de diseño de zanjas de oxidación.

Carga de DBO_5 ($\text{kg}/1000\text{m}^3$, vol. aereación/día) 8.6 a 15

t - Tiempo de retención hidráulica - 12 a 96 hrs.

Oc - Tiempo de retención celular - 10 a 33 días

Profundidad del canal (m) - 0.9 a 1.8

SSVLM - Sólidos suspendidos volátiles del licor mezclado - 3000 a 5000 mg/l

HP - Potencia de aereadores - 4.7 a 23 HP/1000 m³

SSLM - Sólidos suspendidos del licor mezclado - 3000 a 8000 mg/l

F/M - Relación comida-microorganismos - 0.03 - 0.10

Geometría del canal - paredes verticales ó de 45E

R=Qw/Q - Tasa de recirculación de lodos - 0.25 a 0.75

Co - Carga orgánica - 0.16 a 0.32 Kg DBO5/m³-día

Consumo de Energía: el consumo de energía en zanjas de oxidación se puede estimar en base al flujo de agua, requerimiento de oxígeno por DBO removida y eficiencia de transferencia de oxígeno. Para fines de estimación se puede suponer una eficiencia de transferencia de oxígeno de 1.8 lb O₂/HP-h y un requerimiento de oxígeno de 1.5 lb O₂/lb DBO removida.

9.4.3 LAGUNAS AEREADAS

El proceso de lagunas aereadas es una variante del proceso de lodos activados, con la diferencia significativa de que normalmente no se emplea recirculación de lodos. Esta diferencia trae las siguientes consecuencias:

- Una baja concentración de biomasa en el reactor (SSVLM de 150 a 350 mg/l),
- Altos tiempos de retención necesarios para obtener eficiencias comparables a las del proceso de lodos activados convencional (tiempos de retención de 2 a 7 días),
- Grandes volúmenes de los reactores por lo que resulta mas económico construirlos en forma de lagunas con bordos de tierra.

Físicamente las lagunas aereadas son similares a las lagunas de estabilización, con una importante diferencia, que el oxígeno necesario para conservar el proceso de bio-oxidación es suministrado mecánicamente en el caso de las lagunas aereadas.

Características del Proceso

Las ecuaciones para el cálculo de necesidades de oxígeno, de generación de lodos y de cinética de remoción de DBO son similares, en principio, a las ecuaciones de proceso convencional de lodos activados, pero con algunas diferencias prácticas, como a continuación se explica.

Requerimientos de Oxígeno

Las lagunas aereadas pueden ser diseñadas totalmente mezcladas y totalmente aeróbicas o parcialmente mezcladas y facultativas (una parte del volumen se encuentra en condiciones aeróbicas y el resto en condiciones anaeróbicas). En ambos casos, para conservar los sólidos volátiles en suspensión es necesario inyectar al sistema una cierta cantidad de energía en forma de mezclado. Generalmente, la cantidad de energía requerida por mezclado es mayor que la cantidad de energía requerida por suministro de oxígeno, razón por la cual los requerimientos de mezclado gobiernan generalmente la selección del tamaño de los equipos de aereación.

Valores típicos de requerimientos de energía por unidad de volumen en lagunas aeradas se indican a continuación:

Tipo de Laguna	Requerimientos de Energía	
	HP/10 ⁶ gal	watts/m ³
Para suministro de Oxígeno	6 a 10	1.2 a 2.0
Para Mezclado:		
Facultativa, Parcialmente Mezclada	30 a 40	5.9 a 7.9
Aeróbica, Completamente Mezclada	60 a 100	11.8 a 19.7

Generación de Lodos

En las lagunas completamente mezcladas, para aprovechar mejor la energía suministrada al sistema, es común emplear una unidad de sedimentación del efluente para concentrar y recircular la totalidad de lodos sedimentados al sistema de lagunas, incrementando así la concentración de SSVLM hasta 800 mg/l. En el caso de lagunas facultativas, y dependiendo de las normas de SS en el efluente, se pueden emplear lagunas facultativas o de maduración, no aeradas, para eliminar los sólidos suspendidos y mejorar la calidad del efluente.

Otras características

Como todo proceso biológico, la eficiencia del proceso se mejora cuando las unidades de tratamiento se operan en serie. Por esta razón se recomienda un mínimo de dos lagunas en serie.

Una ventaja de las lagunas aeradas es que, debido a sus altos tiempos de retención, resiste favorablemente sobre-cargas orgánicas y/o hidráulicas.

Debido a los incrementos en los costos de energía eléctrica registrados en los últimos años, la aplicación del proceso de lagunas aeradas se ha visto limitada al tratamiento de desechos industriales con altas concentraciones de contaminantes y cuando la disponibilidad de terrenos es alta y a bajo costo. Para el tratamiento de aguas residuales municipales el proceso de lagunas aeradas ofrece pocas ventajas que compensen sus altos consumos de energía.

EFICIENCIAS DEL PROCESO

Remoción de DBO	60 a 90%
Remoción de DQO	70 a 90%
Remoción de SS	70 a 90%

CRITERIOS DE DISEÑO

Operación: Lagunas aeradas en serie, seguidas de lagunas para la separación de sólidos suspendidos.

Tiempo de retención: 2 a 8 días,

Profundidad: 1.8 a 3.6

Requerimientos de oxígeno 0.7 a 1.4 veces la DBO removida

CONSUMO DE ENERGIA

Los consumos típicos de energía del proceso de lagunas aeradas se muestran en la siguiente tabla:

Tipo de Laguna	Consumo de Energía [Kw-h/m ³]		
	Tiempo de Retención [días]		
	2	4	6
Por Aereación	0.06 a 0.09	0.11 a 0.19	0.17 a 0.28
Para Mezclado			
Parcialmente Mezc.	0.28 a 0.38	0.57 a 0.76	0.85 a 1.14
Completamente Mezc.	0.57 a 0.95	1.14 a 1.89	1.70 a 2.84

9.5. MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO

9.5.1 FILTROS BIOLÓGICOS

También se les conoce como filtros percoladores, filtros rociadores o biofiltros.

Hace años se observó que el crecimiento de organismos productores de limo ocurría con la autopurificación del agua en las corrientes. El filtro biológico es uno de los varios procesos de tratamiento que se han desarrollado con la intención de encontrar un método económico y eficiente para desarrollar los medios naturales de purificación. En forma simple, se trata de proveer una superficie en la cual el estado microbiológico pueda crecer al exponer esta superficie en forma continua a las aguas residuales y al aire para la adscripción y asimilación de materia orgánica con aereación. Así el método consiste en dejar escurrir el agua residual en un filtro empacado con piedra o con algún medio sintético; en la superficie del medio se desarrollan crecimientos biológicos que bioxidan la materia orgánica presente en el agua y el efluente es recolectado en el fondo del filtro.

Una vez que el filtro se encuentra operando, la superficie del medio comienza a cubrirse con una sustancia viscosa y gelatinosa conteniendo bacterias y otro tipo de microorganismos. El efluente de la sedimentación primaria es distribuido uniformemente en el medio de soporte del filtro a través de un sistema distribuidor de flujo. El oxígeno para que se lleve a cabo el metabolismo

biológico aerobio es suministrado por la circulación del aire a través de los intersticios entre el medio filtrante y, parcialmente, por el oxígeno disuelto presente en el agua residual. Al cabo de un tiempo, comienza el crecimiento microbiano en la interfase anaerobia del medio filtrante, generando el crecimiento de organismos anaerobios y facultativos que junto con los organismos aerobios forman el mecanismo básico para la remoción de la materia orgánica. En algunos casos cuando las torres de los filtros son muy altas, y/o la concentración de DBO en el influente muy grande puede ser necesario la inducción de flujo de aire por medio de ventiladores o sopladores instalados en ventilas que se dejan en la parte inferior de estos filtros.

La cantidad de biomasa producida es controlada por la disponibilidad de alimento. El crecimiento puede incrementarse proporcionalmente con el aumento de la carga orgánica hasta lograr un espesor máximo deseado. Este crecimiento máximo es controlado por factores de tipo físico que incluyen rapidez de dosificación, tipo de medio, tipo de materia orgánica, cantidad de nutrientes esenciales presentes y temperatura. Durante la operación de los filtros la biomasa se desprende en forma periódica o continua.

El efluente del filtro biológico deberá pasar a través de un clarificador secundario para colectar la biomasa desprendida. La sedimentación primaria es necesaria antes de los filtros con medio de roca para minimizar los problemas de obstrucción. Por otro lado, si los sólidos presentes en el agua residual han sido tratados con desmenuzadores o trituradores no se requiere la sedimentación primaria y el medio de soporte deberá ser preferentemente de plástico corrugado o material con un gran número de espacios vacíos que es directamente proporcional al área superficial.

La recirculación del efluente del filtro percolador se ha utilizado para mejorar la eficiencia del filtro. Incrementando la velocidad de distribución del flujo se reduce la probabilidad de tener una superficie seca cuando el gasto disminuye, de tal modo que se mantenga la capacidad de diseño. Esto es, flujos altos mantienen la fuerza cortante para desprender la biomasa en exceso.

La Fig. 9.17 muestra el corte de un filtro percolador en el que se destacan sus principales componentes.

Clasificación de los filtros

Los filtros biológicos se clasifican en función de las cargas hidráulicas y orgánicas aplicadas como de baja, media y alta tasa. La carga hidráulica es el volumen total de líquido, incluyendo la recirculación, por unidad de tiempo y área del filtro ($\text{m}^3/\text{ha}/\text{d}$). La carga orgánica se expresa como los kilogramos de DBO por día por unidad de volumen del medio filtrante (kg/m^3).

Los filtros de baja tasa se diseñan para cargas hidráulicas de 19 000 a 37 000 $\text{m}^3/\text{ha}/\text{d}$, mientras que para los filtros de alta tasa de 94 000 $\text{m}^3/\text{ha}/\text{d}$ o más de manera que se eliminen los sólidos orgánicos en exceso y prevenir obstrucciones. Sin embargo, se ha encontrado que para cargas hidráulicas de 39 000 a 94 000 no se generan obstrucciones, llamando a éstos filtros de media tasa o tasa estándar.

El proceso de filtros biológicos puede ser clasificado en las siguientes categorías:

- Filtros Empacados con Roca : Baja, Media y Alta Tasa
- Filtros Empacados con Medio-Sintético : Alta, Muy Alta y Desbaste

El proceso de filtración biológica va precedido, generalmente, de una sedimentación primaria para remover los sólidos en suspensión que puedan obturar el filtro. Ya que la biomasa responsable del proceso de bio-oxidación está adherida al medio de empaque, y no en suspensión como en el caso del proceso de lodos activados, la biomasa no es arrastrada en el efluente y por lo tanto no es necesaria la recirculación de lodos biológicos. Sin embargo, el exceso de lodos sí es arrastrado en el efluente, razón por la cual es común la instalación de sedimentadores secundarios para la colección del exceso de lodo. La cantidad de lodos generados en exceso es función de la DBO removida y de la densidad de carga orgánica sobre el filtro (a menor densidad de carga, menor generación de exceso de lodos). El arrastre del exceso de lodos puede ser intermitente, en forma de purgas periódicas, o en forma continua a una tasa constante, dependiendo, principalmente, de las condiciones de carga hidráulica y características físicas del medio de empaque.

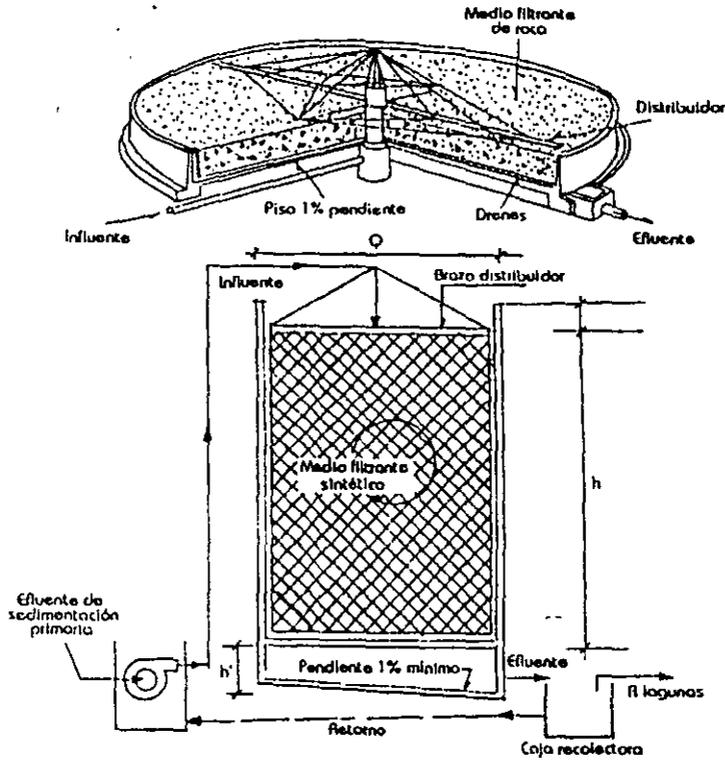


Fig. 9.17 Esquemas de filtros biológicos horizontal con piedra y vertical con medio sintéticos

La profundidad de los filtros biológicos varía en un ámbito muy grande, dependiendo principalmente del tipo de medio de empaque empleado. Para filtros empacados con piedra, las profundidades normales son de 1.5 a 3 metros. Para filtros empacados con medios sintéticos las profundidades pueden variar de 1.5 a 10 metros. En términos generales, la eficiencia de un filtro aumenta en forma proporcional (no lineal) con su profundidad, pero los

costos de bombeo aumentan también al incrementarse la altura del filtro. El ingeniero proyectista debe sopesar ambos factores en la selección de la dimensiones de un filtro biológico. La mayoría de los filtros de baja tasa son diseñados con profundidades de 1.5 a 2.1 m, mientras que los de alta tasa son diseñados con profundidades de 0.9 a 1.8 m. Relativamente, la profundidad de los filtros de baja tasa mejora la nitrificación potencial y en algunas ocasiones es usado como la segunda etapa de un sistema biológico de tratamiento secundario cuando se desea un efluente nitrificado.

La eficiencia del tratamiento de un filtro biológico con medio sintético, no se afecta por la profundidad a diferencia de un filtro con medio de piedra, probablemente por los efectos combinados de las cargas hidráulicas altas y el incremento de los espacios vacíos del medio.

Las profundidades mínimas de los medios plásticos son aproximadamente 3 m mientras que las máximas están limitadas a 12 m por consideraciones prácticas, en particular por los costos de bombeo.

En los circulares el agua es alimentada en la parte superior del filtro por medio de brazos giratorios. Los brazos distribuidores son alimentados por el centro, haciendo girar la misma fuerza del agua estos brazos. Los brazos están provistos de orificios y difusores para la distribución uniforme del agua en el medio. Los distribuidores rotatorios se fabrican para tanques con diámetros de 6 a 60 m.

Teoría básica de la operación

El nombre de FILTRO puede resultar confuso dado que el principal proceso de remoción de la materia orgánica no es la filtración física a través de la porosidad del medio, sino por la difusión y asimilación de la misma materia orgánica por los microorganismos. El agua residual percola en forma descendente a través del medio elegido y el efluente se recoge en el fondo. Se forma una capa o película de limo o biomasa adherida al material filtrante. La capa tiene un espesor comprendido entre 0.1 y 2 mm, y está formada por dos capas: una anaerobia y otra aerobia.

El espesor de la subcapa aerobia es función del caudal de agua residual y de la DBO_5 . Cuanto mayor sea el valor de la DBO_5 , menor será el espesor de la capa aerobia. Generalmente se asume que el flujo de las aguas residuales es laminar para las cargas hidráulicas que normalmente se presentan durante la operación de la planta.

El sustrato se oxida parcialmente para proporcionar la energía necesaria al proceso biológico. Otra parte se utiliza para sintetizar nuevo material microorgánico que va a formar parte de la capa biológica. La materia orgánica y coloidal se separa mediante la oxidación aerobia, biosorción, coagulación y descomposición anaerobia. En la subcapa anaerobia, la degradación ocurre con formación de ácidos orgánicos como metano (CH_4) y ácido sulfhídrico (H_2S).

Prácticamente no existe disminución de carga orgánica debido a filtración mecánica.

Un espesor de la capa mayor a 2 mm, puede ocasionar obstrucción al paso de las aguas residuales y una reducción de la transferencia del oxígeno a los microorganismos aerobios. Conforme la capa de limo aumenta de espesor, la materia orgánica se metaboliza antes de

alcanzar la capa de microorganismos adheridos a la superficie del medio filtrante. Estos microorganismos quedan sin alimentación y tienden a pasar a la fase de respiración endógena; en este estado la capa pierde su capacidad para unirse a la superficie y se desprende, con lo que se tiene un control del espesor. Este fenómeno conocido como "desprendimiento", es función de las cargas hidráulica y orgánica.

Componentes básicos de un filtro percolador.

- **Medio filtrante**
Es el medio físico en el cual se propicia la formación de una película gelatinosa (llamada zooglea) constituida por una población heterogénea de microorganismos cuya acción física y bioquímica descompone la materia orgánica disuelta en las aguas residuales al tomarla como alimento.
- **Sistema de distribución**
Es un dispositivo hidráulico que tiene por objeto repartir uniformemente el agua residual en la superficie del medio filtrante.
- **Sistema de bajo dren**
Es el componente que se encuentra en el fondo del filtro y que soporta al medio filtrante; recibe y colecta el agua filtrada, y permite la ventilación para mantener adecuadas condiciones aerobias en la zooglea.

Medio filtrante

- **Material pétreo.** De 2 a 4 pulgadas (5 a 10 cm) de granulometría uniforme.

Material sintético

- Policloruro de vinilo (PVC)
- Esferas de vidrio
- Esferas de porcelana
- Polietileno de alta densidad
- Asbesto
- Carbón

El material debe ser durable y resistente

Debe poseer una gran relación de área superficial por unidad de volumen.

En general el material sintético es de un mayor costo en relación con el material pétreo, pero tiene una mayor carga superficial.

Sistema de distribución

Tradicionalmente se han utilizado distribuidores rotatorios formados por dos o más tuberías montadas sobre una columna que sirve como pivote en el centro del filtro y gira en un plano horizontal a pocos centímetros del medio filtrante. (20 a 25 cm)

- **Movimiento**
 - Impulsado por un motor eléctrico
 - Por carga hidráulica del agua residual
- **Salida del agua**
 - Por boquillas
 - Por orificios

Sistema de distribución

- **Brazos del distribuidor**
 - En unidades pequeñas son de sección constante
 - En unidades grandes son de sección decreciente, con el propósito de tener un gasto de salida constante en todas las boquillas.
- **Características constructivas**
 - Material resistente (normalmente acero al carbón) protegido contra la corrosión con capacidad suficiente para soportar fluctuaciones en el gasto sin variar sustancialmente la velocidad de giro.

Sistema de bajo dren.

- **Funciones**
 - a) Recolectar agua tratada y los sólidos que se desprenden del medio filtrante.
 - b) Permitir la ventilación al medio filtrante para mantener condiciones aeróbicas en la biomasa.
- **Condiciones requeridas**
 - Con capacidad suficiente para drenar rápidamente el agua recolectada (normalmente operan con gravedad) Se recomienda que los drenes inferiores y las canaletas de recolección se diseñen con un bordo libre adicional a partir del tirante correspondiente al gasto máximo. Diseño que permita la limpieza y la ventilación.
- **Materiales utilizados para su construcción.**
 - Madera (entarimado)
 - Viguetas de concreto (fondo falso)
 - Tuberías de material plástico

- Ventilación
 - Requerimientos y recomendaciones
 - a) Los drenes inferiores y canales recolectores deben diseñarse para que a flujo máximo, estén llenos hasta la mitad de su altura.
 - b) En los extremos del canal deben instalarse dispositivos de ventilación (por ejemplo con tubería vertical).
 - c) Los filtros de gran diámetro, más de 30 m., deben tener canales recolectores secundarios con dispositivos de ventilación cercanos a la periferia.
 - d) El área de los espacios libres en los drenes inferiores no deben ser menores al 15% del área total del filtro.
 - e) Por cada 25 m² de filtro debe proporcionarse 0.10 m² de área abierta en las rejillas de ventilación.

Especificaciones

Para el diseño adecuado y el buen funcionamiento de los filtros biológicos es necesario cumplir con ciertas especificaciones.

1. La DBO no debe ser mayor a 500 mg/l para asegurar condiciones aerobias. En caso que las aguas residuales tengan una DBO mayor el filtro deberá diseñarse con recirculación.
2. Cuando el medio de relleno tiene una superficie específica alta (m²/m³), la carga hidráulica debe no ser muy elevada para evitar una alta cantidad de biomasa que impide la libre circulación del líquido, ocasionando su inundación.
3. El pH de las AR debe ser tal que el exceso de acidez o alcalinidad debe neutralizarse en las capas superiores del filtro, problema que puede obviarse diseñando con recirculación del efluente.
4. El proceso aerobio requiere oxígeno para la conversión del carbono y nitrógeno de la materia orgánica. En las primeras capas del FB se efectúa la liberación del NH₃ y en las siguientes o profundas se forman los nitritos (NO₂) y nitratos (NO₃).
5. La selección de la profundidad del filtro dependerá de la carga orgánica que se aplique, expresada en kilogramos de DBO₅ por metro cúbico (m³) por día.
6. Para medios de relleno constituidos por rocas la profundidad varía de los 3 metros, cuando el medio es de plástico puede llegar a tener 12 metros. El tamaño de la roca puede ser de 5 a 10 cm. de diámetro. Un medio pequeño puede obturar el filtro limitando la circulación del aire, uno grande reduce el área de contacto del líquido con la biomasa adherida a la roca y baja la eficiencia.

Metodología para el diseño.

Existen diversos métodos, pero los mas utilizados para el diseño de los FB son:

- Método del Consejo Nacional de Investigación - CNI (United States National Research Council).
- Método de K. L. Schulze (similar a la fórmula de Vel_2)
- Método de Schulze modificado (Eckenfelder).
- Método recomendado por la Comisión Nacional del Agua (CNA)

METODO DEL CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACION

1. Es una metodología empírica basada en casos en los que las características de las aguas residuales fueron similares.
2. La eficiencia del filtro se determinan mediante la fórmula:

$$E = \frac{100}{1 + C \left(\frac{W}{V \cdot F} \right)^{1.2}}$$

E = eficiencia o porcentaje de remoción de la DBO

W = Carga de DBO aplicada por día (lb/día)

V = volumen del filtro (acre/pie)

F = número de pasadas efectivas por el filtro

C = coeficiente (0.0085 en el sistema inglés y 0.44 en el métrico).

El valor de F se determina con la fórmula:

$$F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1 \cdot R)^2}$$

R = relación de reciclo (flujo total con el que recircula)

METODO DE K.L. SCHULZE

Matemáticamente se expresa con la fórmula:

$$\frac{S_e}{S_o} = e^{-k \cdot t}$$

$$t = D / Q^{0.67}$$

- S_e = DBO₅ del efluente (mg/l)
 S_o = DBO₅ del influente (mg/l)
 t = tiempo de contacto
 D = profundidad del filtro (pies)
 Q = carga hidráulica (millones gal/acre/día - MGAD)
 k = constante igual a 0.3

Para la solución de los problemas se calcula el valor de Q y luego el volumen (V) aplicando la fórmula:

$$V = \frac{G_d}{Q} D$$

- V = volumen (acre/pie)
 G_d = millón/galones/día (MGD)
 D = pies

METODO DE K.L. SCHULZE MODIFICADO

La metodología de Schulze fue analizada detenidamente por W. Eckenfelder, tomando en consideración que el proceso del filtro biológico es similar al de lodos activados, pero con operación intermitente.

1. El medio de relleno del filtro (piedra, plástico, etc) al ponerse en contacto con las aguas residuales forma una película biológica (biomasa), constituida por una zona anaerobia y otra aerobia que dependerán de la difusión del oxígeno disuelto en las aguas residuales o del aire que circula en el medio. Matemáticamente podría expresarse con la fórmula:

$$\frac{S_e}{S_o} = E^{-k \cdot x \cdot t}$$

Clase de medio	Av.	n	C
Vidrio (esferas)	85	0.65	9.5
Roca (2.5 - 4.0 pulg)	-	0.408	4.15
Asbesto	85	0.80	8.0

Para obtener mejores eficiencias se requiere recircular el liquido, lo que equivale a diluir la DBO del influente.

$$\frac{S_a}{S_o} = E \frac{-k \cdot D^n}{e^k}$$

S_a = contenido orgánico por dilución

$$S_a = \frac{S_o + N \cdot S_e}{1 + N}$$

N = relación del reciclo

Experimentalmente se pueden determinar los coeficientes "n" y "K", mediante experiencias relativamente sencillas en columnas transparentes que soportan medios aclimatados y que reciben cargas hidráulicas variables.

METODO RECOMENDADO POR LA CNA

Características del proceso

En la siguiente tabla se presentan las características típicas de estos tipos de filtros. Las características de los diferentes medios se resumen en la siguiente tabla:

Medio de Empaque	Tamaño		Densidad Aparente Kg/m ³	Area Especifica		Vacíos %
	Mm	Pulg		m ² /m ³	Pie ² /pie ³	
Roca						
Pequeña	25-65	1-2 ^{1/2}	1250-1450	55-70	17-21	40-50
Mediana	100-120	4-5	800-1000	40-50	12-15	50-60
Plástico						
Convencional			30-100	80-100	24-30	94-97
Alta Densidad			30-100	100-120	30-70	94-97

- S_e = DBO₅ del efluente (mg/l)
 S_o = DBO₅ del influente (mg/l)
 k = coeficiente
 X_v = sólidos volátiles
 t = tiempo de retención

El tiempo medio de retención (t_m) es:

$$t_m = \frac{C \cdot D^m}{Q^n}$$

- Q = carga hidráulica en galones por minuto por pie cuadrado (gpm/p²).
 D = profundidad del filtro (pies)
 C, n, m = coeficientes

La masa biológica dependerá del área y de la naturaleza del material que constituye el filtro (A_v).

$$\frac{S_e}{S_o} = E \frac{-k \cdot A_v \cdot D^m}{Q^n}$$

haciendo $K = k \cdot A_v$

$$\frac{S_e}{S_o} = E \frac{-k \cdot D^m}{Q^n}$$

Para tener una idea del valor de los coeficientes podemos citar algunos ejemplos

Si la recirculación es cero (R=0), la última ecuación se simplifica como se indica a continuación:

$$D = \frac{\ln[S_e / S_o] \cdot q^{0.5}}{K_T \cdot A_s}$$

La recirculación, como se indica en la tabla de características de los distintos tipos de filtros, no siempre se emplea. La recirculación es indispensable para garantizar la humidificación completa del medio filtrante cuando se presentan reducciones en el gasto de entrada, y se recomienda cuando el influente tiene altas concentraciones de DBO. Una ecuación propuesta para calcular la tasa de recirculación empleada en manuales de diseño de la EPA (Agencia de Protección Ambiental, EUA), es la siguiente:

$$R = 0.004 \cdot S_o - 0.6$$

S _o	[mg/l]	150	200	300	400	500	600
R	[%]	0	20	60	100	140	180

En Alemania, la velocidad de giro de los brazos distribuidores está especificada en función del gasto de agua descargado en cada giro del brazo distribuidor. Este parámetro, identificado como SK (Spulkraft) se expresa en mm de agua por cada vuelta del brazo y se calcula con la siguiente ecuación:

$$SK = \frac{q_r}{a \cdot n}$$

siendo "a" el número de brazos y "n" la velocidad de rotación del brazo [l/tiempo]. Para filtros de roca de baja tasa el valor de SK debe ser de 2 a 6 mm por vuelta, para filtros de alta tasa el valor de SK debe ser considerablemente mayor, pudiendo llegar a 60 a 600 mm/vuelta. La tabla siguiente muestra valores típicos de SK para condiciones normales de operación y para operaciones eventuales de lavado de lodos acumulados en el filtro (Albertson, O., Operations Forum, WPCF, Enero 1989):

Carga Orgánica [Kg/d·m ³]	SK [mm/vuelta]	
	Diseño	Lavado de Lodos
< .8	25 a 75	100
.8	50 a 150	150
1.2	75 a 225	225
1.6	100 a 300	300
2.4	150 a 450	450
3.2	200 a 600	600

EFICIENCIA DEL PROCESO

La eficiencia en remoción de DBO del proceso de filtración biológica, se estima con dos ecuaciones:

1. Una expresión empírica (dimensionalmente no homogénea) desarrollada a partir de los resultados medidos en filtros de piedra en instalaciones militares de los Estados Unidos:

$$Ef = \frac{1}{1 + 0.44 \cdot (C_0 / F)^{0.5}}$$

Co = Carga orgánica por unidad de volumen [Kg de DBO₅/m³-día]

F = Factor de recirculación, F = 1 + R

R = Relación entre gasto de recirculación y gasto del influente.

2. Una expresión teórica derivada de la ecuación de la cinética de primer orden de la bio-oxidación:

$$\begin{aligned} Se / So &= \exp \{-kt_c\} \\ T_c &= c \cdot A_s \cdot D / q^n \\ Se / So &= \exp \{-K_t \cdot A_s \cdot D / q^n\} \end{aligned}$$

La constante "n" es función de las características hidráulicas del medio de empaque y se ha estimado entre 0.5 y 0.65. "K" es la constante de la biodegradabilidad de la DBO en el agua; para aguas residuales domésticas su valor se ha estimado entre .002 y .003 (lts/seg-m²)^{0.5}. La dependencia de "K" con la temperatura se puede expresar con la siguiente ecuación:

$$K_R = K_{20} \cdot 1.035^{(T-20)}$$

La ecuación cinética (para n=0.5) se puede expresar incorporando el efecto de la recirculación con la siguiente expresión:

$$\frac{Se}{So} = \frac{e^{-K_t \cdot A_s \cdot D / q_r^{0.5}}}{(1 + R) - R \cdot e^{-K_t \cdot A_s \cdot D / q_r^{0.5}}}$$

y la profundidad del filtro puede obtenerse con la siguiente ecuación:

$$D = \frac{\ln[(Se + Se \cdot R) / (So + Se \cdot R)] \cdot q_r^{0.5}}{K_T \cdot A_s}$$

So = DBO total del influente

Se = DBO disuelta del efluente

K₂₀ = Constante cinética de bio-oxidación a 20EC

K_T = Constante cinética de bio-oxidación a TEC

As = Area específica del medio

D = Profundidad efectiva del filtro

q = Carga hidráulica por unidad de superficie horizontal del filtro, sin considerar el gasto de recirculación,

q_r = Carga hidráulica por unidad de superficie horizontal del filtro, considerando el gasto de recirculación.

Concepto	Tasa Baja Piedra	Tasa Media Piedra	Tasa Alta Piedra	Tasa Alta Sint.	Tasa Muy Alta Sint.	Desbaste Sint.
Bases de Diseño						
Gasto medio [1/seg]	25	25	25	25	25	25
DBO total del influente "S" [mg/l]	200	200	200	400	400	400
DBO soluble del efluente "S _e " [mg/l]	60	60	60	80	60	120
Eficiencia del proceso [%]	70	70	70	80	85	70
Carga de DBO [kg/día]	432	432	432	864	864	864
Constante cinética a 20°C "K ₂₀ " [(l/seg-m ²) ^{0.5}]	.0025	.0025	.0025	.0025	.0025	.0025
[(gpm/pie ²) ^{0.5}]	.0030	.0030	.0030	.0030	.0030	.0030
Temperatura "T" [°C]	18	18	18	18	18	18
Carga hidráulica superficial "q ₀ " [l/seg-m ²]	.04	.08	.15	.40	1.00	1.40
[gpm/pie ²]	.06	.12	.22	.59	1.47	2.06
Area específica del medio "A _s " [m ² /m ³]	50	55	70	100	100	100
[pie ² /pie ³]	15	17	21	31	31	31
Diseño del Proceso						
K _T = K ₂₀ * 1.035 ^(T-20) [(l/seg-m ²) ^{0.5}]	.00233	.00233	.00233	.00233	.00233	.00233
[(gpm/pie ²) ^{0.5}]	.00283	.00283	.00283	.00283	.00283	.00283
Recirculación, R = 0.004 * S ₀ - 0.6	.20	.20	.20	1	1	1
q _r = q ₀ * (1+R) [1/seg-m ²]	.05	.10	.18	.80	2	2.80
[gpm/pie ²]	.07	.14	.27	1.18	2.95	4.13
Altura del filtro (D) en m:= {ln [(S _e + S _e * R) / (S ₀ + S _e * R)] q _r ^{0.5} / K _T * A _s }	2.0	2.6	2.8	4.2	8.1	5.5
Area superficial: A = Q/q ₀ [2]						
Diámetro de filtros (N=2)	625	312.5	166.7	62.5	25	17.9
Volumen de medio [m ³]	20.0	14.1	10.3	6.3	4.0	3.4
Carga orgánica por volumen [Kg/día-m ³]	1,267	815	467	263	204	99
[lb/día-1000 pies ³]	.3	.5	.9	3.3	4.2	8.7
Carga orgánica por área total del medio: [Kg/día-m ²]	21	33	58	205	265	545
[lb/día-1000 pies ²]	.007	.010	.013	.033	.042	.087
	1.40	1.98	2.71	6.73	8.70	17.88

Consumo de energía

El único consumo de energía del proceso es en el bombeo de la aguas para la alimentación del filtro. La carga de bombeo es igual a la altura del filtro más pérdidas por fricción más la carga hidráulica necesaria para la operación del brazo distribuidor.

El consumo de energía por unidad de volumen puede ser estimado con la siguiente ecuación

$$\text{Energía consumida [Kw-h/m}^3] = .004 \cdot h$$

siendo "h" la carga total de bombeo en metros.

Características de filtros biológicos

Parámetro	Tasa Baja	Tasa Media	Tasa Alta	Tasa Muy Alta	Desbaste
Medio de Empaque	Roca	Roca	Roca o Sint.	Sintético	Sintético
Carga Hidráulica ⁽¹⁾ [gpm/pie ²] [l/seg-m ²]	.02 .06 .01 A .04	.06 a .16 .04 a .11	.16 a .63 .11 a .42	.24 a 1.5 .16 a 1.0	1.0 a 2.9 .7 a 2.0
Carga Orgánica [lb/d-1000 pie ³] [Kg/d-m ³]	5 a 25 .08 a .40	15 a 30 .24 a .48	25 a 300 .4 a 4.8	Hasta 300 Hasta 4.8	Mas de 100 Mas de 1.6
Recirculación	Mínima	Generalmente	Siempre	Generalmente	Gralmente no
Moscas	Sí	Variable	Variable	Pocas	Pocas
Descarga Lodos	Intermitente	Variable	Continua	Continua	Continua
Profundidad [m]	1.8 a 2.4	1.8 a 2.4	Roca: .9 a 2.4 Sint.: Hasta 9	Hasta 12	.9 a 6
Remoción de DBO en (%)	80 a 85	50 a 70	65 a 80	65 a 85	40 a 65

EJEMPLO DE DISEÑO DE DISTINTOS TIPOS DE FILTROS

Ecuación de diseño:

$$\frac{Se}{So} = \frac{\exp[-K_T \cdot As \cdot D / q_r^{0.5}]}{(1+R) - R \cdot \exp[-K_T \cdot As \cdot D / q_r^{0.5}]}$$

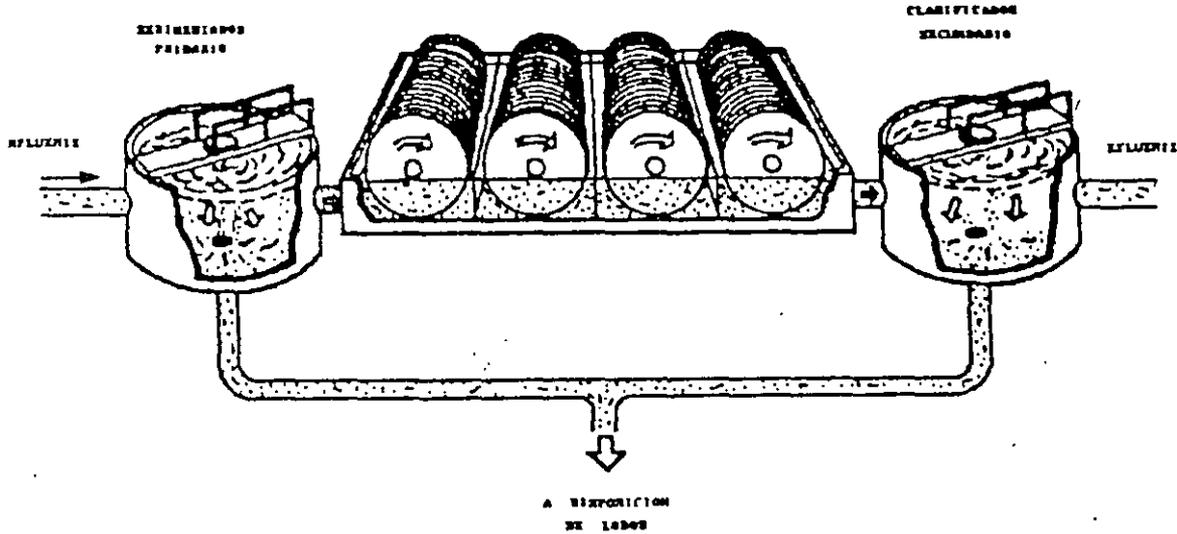


Fig. 9.18 Sistema de biodiscos

Cuarenta por ciento de la superficie de los discos está sumergida en las aguas residuales, para poder constituir una película biológica fija de 1 a 4 mm. de espesor. Los discos están accionados por un motor y giran a una velocidad de 1 a 2 RPM, pero generalmente de 1.4 a 1.6 RPM teniendo los discos contacto con el agua residual y la atmósfera al mismo tiempo.

Los microorganismos, presentes naturalmente en el agua residual, se adhieren al medio formando una capa delgada en todo el disco. La población biológica en el medio se acumula y se alimenta de los organismos presentes en el agua residual. La turbulencia causada por la rotación de los discos mantiene la biomasa en suspensión. Los sólidos suspendidos son transportados con el agua residual a un sedimentador secundario. Los sistemas de discos biológicos son clasificados por la densidad del medio, el tipo de transmisión, aplicación, arreglo y modo de operación. Actualmente el medio se clasifica como: de baja densidad, el cual es usado en el primer paso de remoción de DBO_5 ; de densidad media, el cual es usado en donde se disminuye la remoción de DBO_5 y comienza la nitrificación; de densidad alta, el cual es usado para la nitrificación. El área superficial varía de proveedor a proveedor, pero generalmente, para medios de densidad baja es de $9,300 \text{ m}^2$ ($100,000 \text{ pies}^2$) para diámetros de 3.7 m (12 pies), y flechas de 7.6 m (25 pies) de largo; para medios de densidad media el área es de $11,600 \text{ m}^2$ ($125,000 \text{ pies}^2$); para medios de densidad alta el área es de $14,000 \text{ m}^2$ ($150,000 \text{ pies}^2$). El sistema deberá contar con recirculación para periodos de flujos o cargas bajas. El sistema puede constar de uno o varios pasos, dependiendo de los objetivos de tratamiento.

Eficiencia

Se sobreentiende que la eficiencia de los filtros biológicos variará de acuerdo a la calidad de las aguas residuales y al proceso mismo de tratamiento. La recirculación puede favorecer la calidad del efluente, esto es dependiendo de instalaciones sanitarias de mayor costo por el bombeo de las residuales.

Esquemáticamente se indican algunas posibilidades de recirculación de las aguas y el empleo de filtros rociadores en serie para un sistema de tratamiento que utilizan sedimentación primaria y secundaria.

En los últimos años los filtros biológicos han dejado de ser la solución ideal para el tratamiento de las aguas residuales, a pesar de lo anterior son una buena solución para localidades pequeñas, instituciones y aguas residuales provenientes de la industria.

Aplicaciones

Los filtros biológicos constituyen el método adecuado para el tratamiento de las aguas residuales municipales e industriales, siempre que no se quiera obtener un efluente de alta calidad. Constituyen la solución para el tratamiento de:

1. Localidades medianas y pequeñas
2. Instituciones (hospitales, escuelas, hoteles).
3. Industria textil (algodón)
4. Industria para el procesamiento de pieles (curtidurías)
5. Lavanderías (tintorerías)
6. Enlatado de alimentos
7. Industria lactea (alto contenido orgánico)
8. Industria de la cerveza
9. Empacado de la carne
10. Industria del café

9.5.2 DISCOS BIOLÓGICOS O BIODISCOS

Es un proceso eficiente que no tiene complejidad mecánica en la operación y mantenimiento de las unidades.

Están constituidos de una serie de discos actualmente de plástico de alta densidad de 1 a 1.5 cm. de espesor, cercanos entre sí, que tienen un diámetro de 3.0 a 3.6 m. (10 a 12 pies), montados sobre un eje o flecha horizontal rotatoria que tiene una longitud de 7.6 m. (25 pies).

El reactor biológico de los biodiscos puede ser aplicable al tratamiento de aguas residuales con gastos de 44 l/s (1-MGD) hasta 100 MGD. El proceso tiene la ventaja que no requiere reciclo.

La biomasa que se adhiere al disco es de aspecto cienagoso, que al desprenderse tiene excelentes condiciones para su separación en el sedimentador secundario del tratamiento. La película biológica tiene un contenido de 2,500 a 10,000 mg/l del sistema de tratamiento mezclado (lodos activados).

En instalaciones grandes el tratamiento puede dividirse en etapas, dos, tres o cuatro, debiendo considerarse para el dimensionamiento del reactor cinco factores importantes: a) velocidad de rotación, b) número de etapas, c) periodo de retención, d) temperatura y e) sumergencia del disco.

La acción de dividir el proceso de biodiscos en etapas hace más eficiente la utilización del área de contacto. Esto implica el empleo de varias unidades conectadas en serie (reactores en cascada). Se ha confirmado que un equipo que consta de varias etapas requiere de menos área superficial de contacto para dar un porcentaje determinado de eliminación de contaminantes. Una característica de los biodiscos divididos en etapas es que permite que la película biológica contenga en cada etapa diferentes tipos de población bacteriana especializada en la degradación del sustrato correspondiente. La etapa de crecimiento de los microorganismos es más alta en la primera etapa y disminuye en cada una de las subsecuentes. Lo mismo sucede con la tasa de eliminación de material orgánico, hasta que la DBO llega a ser tan baja que el crecimiento de microorganismos enfrenta serias limitaciones. Además, la composición microbiana de la película cambia: las poblaciones de organismos heterótrofos predominan en las etapas iniciales y las bacteria autótrofas (nitrificantes), en las finales.

La acción de dividir el proceso en etapas contribuye a mejorar el comportamiento hidráulico, puesto que se dispone de una serie de tanques perfectamente mezclados y la distribución del tiempo de residencia se aproxima al comportamiento tipo flujo-pistón. Con base en lo expuesto anteriormente, se puede pensar que lo mejor es diseñar un sistema que tenga muchas etapas. Sin embargo, en un estudio con un biodisco de 10 etapas, Torpey et al, (1971) señalan que los efectos de organismos depredadores (protozoarios, rotíferos, nemátodos) llegan a ser importantes en las cuatro etapas últimas, las cuales presentan espacios sin bacterias en la superficie de los discos. La magnitud y frecuencia de los espacios depende de los crecimientos relativos de depredadores versus bacterias.

No existe una diferencia significativa entre los porcentajes de eliminación de materia orgánica para diferentes niveles de recirculación. La recirculación es un recurso útil cuando se presentan condiciones de sobrecarga orgánica con gastos bajos (altas concentraciones en el efluente). En estos casos, la recirculación ocasiona que la concentración de la DBO en el efluente sea menor. Sin embargo, solo conviene recircular para cargas orgánicas mayores de $20 \text{ Kg DBO}_5/\text{d} \cdot 1000\text{m}^2$, además, no es recomendable operar con cargas orgánicas altas pues se pueden presentar condiciones anaerobias en el reactor con la consiguiente baja de eficiencia. La recirculación no es necesaria para cargas orgánicas inferiores a $1.2 \text{ kg DBO}_5/\text{d} \cdot 1000 \text{ m}^2$, ya que se pueden obtener efluentes con valores de DBO inferiores a 30 mg/l. Por lo que se recomienda que la carga orgánica no sea superior al valor antes mencionado. En conclusión se sugiere prescindir de la recirculación en un biodisco, lo cual minimiza apreciablemente los costos de construcción, operación y mantenimiento.

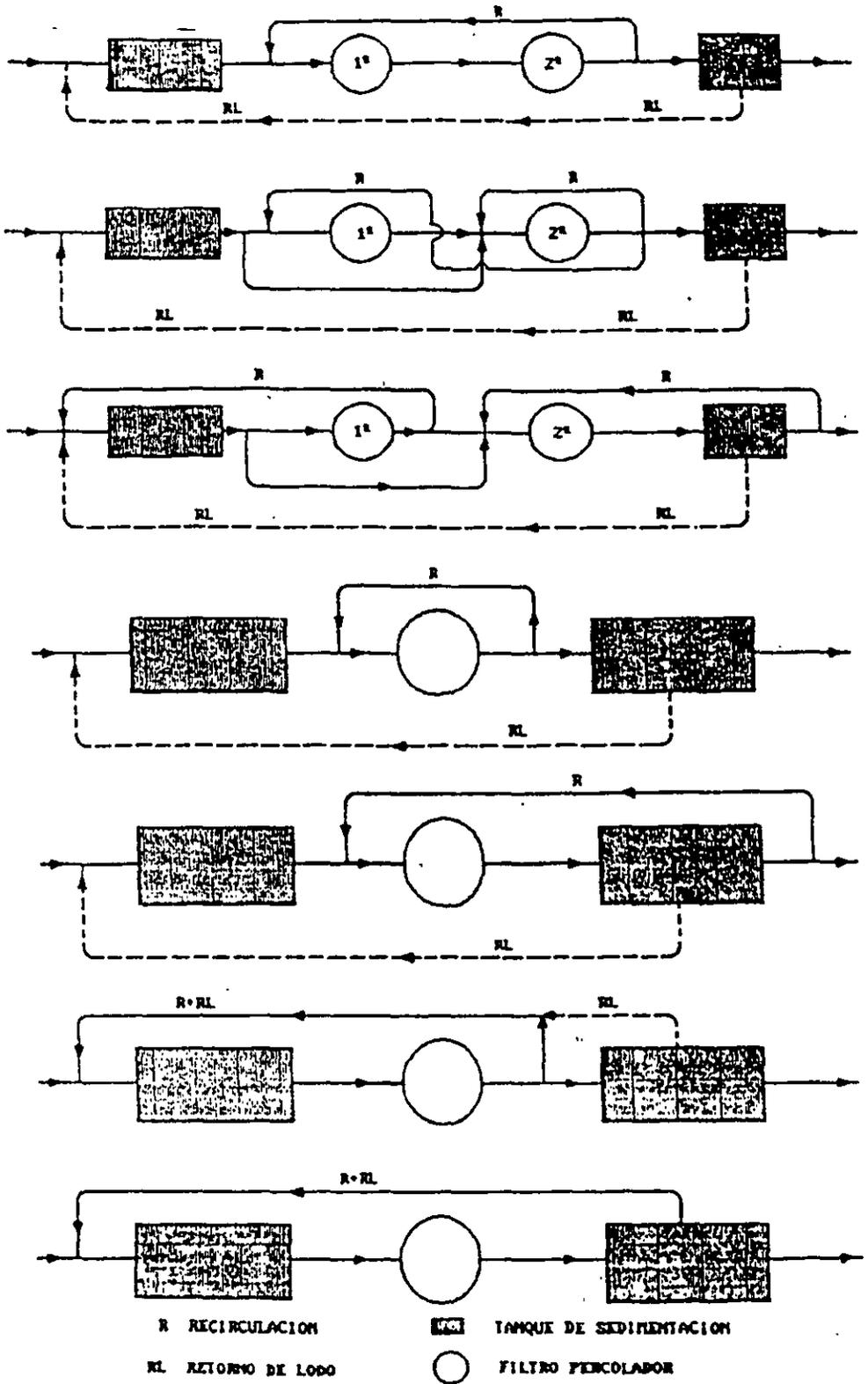


Fig. 9.19 Esquemas de diferentes arreglos de los filtros percoladores

Criterios de diseño

Parámetro		Valor
Carga Orgánica	Sin nitrificación [lb DBO ₅ /d/1000 pies ³ de medio]	30 - 60
	[g DBO ₅ /d/m ³ de medio]	480 - 961
	Con nitrificación [lb DBO ₅ /d/1000 pies ³ de medio]	15 - 20
	[g DBO ₅ /d/m ³ de medio]	240 - 320
Carga Hidráulica	Sin nitrificación [gal/d/pie ² de área superficial]	0.75 - 1.5
	[l/d/m ² de área superficial]	30.6 - 61.1
	Con nitrificación [gal/d/pie ² de área superficial]	0.3 - 0.6
	[l/d/m ² de área superficial]	12.2 - 24.4
Tiempo de Retención (basado en 0.12 gal/pie ²)	Sin nitrificación [min]	40 - 120
	Con nitrificación [min]	90 - 250
Volumen del Tanque [gal/pie ² de área de disco]		0.12
	[l/m ² de área de disco]	4.89
Número de trenes en paralelo recomendado		2
Área superficial del medio:	Disco [pies ² /pie ³]	20 - 25
	[m ² /m ³]	66 - 82
	Celocía estándar [pies ² /pie ³]	30 - 40
	[m ² /m ³]	98 - 131
	Celocía de alta densidad [pies ² /pie ³]	50 - 60
	[m ² /m ³]	164 - 197
Número de pasos por tren: DBO ₅ sol. deseable en el efl.		Num. de Pasos Min. Recomendado
> 25		1
15 - 25		1 ó 2
10 - 15		2 ó 3
< 10		3 ó 4

Eficiencias del Proceso

El porcentaje de remoción en un sistema de discos biológicos con sedimentación secundaria y precedido de sedimentación primaria es el siguiente:

Parámetro	Porcentaje de Remoción
DBO ₅	80 - 90
Sólidos Suspendedos	80 - 90
Fósforo	10 - 30
NH ₄ -N	Hasta 95

El porcentaje de remoción de NH₄-N depende de la temperatura, alcalinidad, carga orgánica, y la carga de nitrógeno no oxidado.

Las condiciones anaerobias son uno de los principales problemas relacionados con la operación de biodiscos. Al presentarse anaerobiosis, se origina la degradación de los polímeros que dan consistencia a la biopelícula y, como consecuencia, se desprende la biomasa de la superficie del medio de soporte. En un sistema de biodiscos, la degradación de la materia orgánica contenida en las aguas de desecho está limitada generalmente por la rapidez de difusión del oxígeno hacia la película y dentro de ella, y no por la rapidez de difusión del sustrato. La rapidez de utilización del sustrato aumenta con la velocidad de rotación, ya que las velocidades altas mejoran la transferencia de oxígeno. Sin embargo, como se mencionó, la velocidad de rotación no puede crecer indefinidamente sin causar problemas.

Carga hidráulica y carga orgánica

En los primeros estudios realizados, se utilizó la carga hidráulica como criterio fundamental de diseño, definida por la expresión

$$CH = Q / A$$

donde

CH Carga hidráulica (m^3/m^2T)

Q Gasto (m^3/T)

A Area superficial (m^2).

En investigaciones posteriores, se demostró la importancia de la concentración de material orgánico en el influente y se empezó a utilizar el concepto de materia orgánica, el cual involucra el gasto, la concentración de contaminantes y el área superficial. Experimentalmente, se ha encontrado que, cuando existe sobre carga orgánica, el biodisco tiene problemas de operación: por una parte la concentración de oxígeno disuelto en la primera etapa alcanza niveles tan bajos que se presentan, indudablemente, condiciones anaerobias; por otra, el sistema muestra un crecimiento excesivo de bacterias que causan taponamiento del medio de soporte. Como consecuencia, se reduce la eficiencia del tratamiento. Strover y Kincannor (1982) señalan que una de las ventajas de la carga orgánica es su capacidad para predecir la eliminación y eficiencia del tratamiento bajo cualquier condición de carga, independientemente que la cinética sea de cero, primero o segundo orden. La cantidad de materia orgánica eliminada por el sistema es proporcional a la carga orgánica, independientemente de que las cargas estén originadas por alta concentración de materia orgánica y caudal bajo o bien por caudal alto y baja concentración. Debido a lo anterior, se pueden establecer relaciones cuantitativas de eliminación de sustrato en función de la cantidad total de sustrato aplicada al sistema. Los estados de sobrecarga orgánica se identifican con la presencia de organismos nocivos al proceso, los cuales se desarrollan al existir condiciones limitantes de oxígeno. Autotrol (1978) señala que el valor límite de carga orgánica, más allá del cual se presenta anaerobiosis, está entre 19.5 y 24.4 kg DBO/d*1000 m². Los límites mencionados dependerían de la morfología del equipo y, más específicamente, de la capacidad de transferencia de oxígeno.

La CNA recomienda los siguientes criterios de diseño y eficiencias del proceso:

hay acumulamiento. En el biodisco se puede utilizar con éxito el clarificador subyacente o subterráneo, el cual ofrece ventajas pues reduce costos de construcción, requerimientos de área de terreno y pérdidas de carga hidráulica. El proceso de biodiscos carece de los problemas de aerosol y ruido que se presenta en todos los sistemas de lodos activados. Cuando se tratan aguas de desecho con agentes tensoactivos, se produce el problema de la espuma el cual es más severo en el sistema de lodos activados (sobre todo en el aireado mecánicamente) que en el de biodiscos.

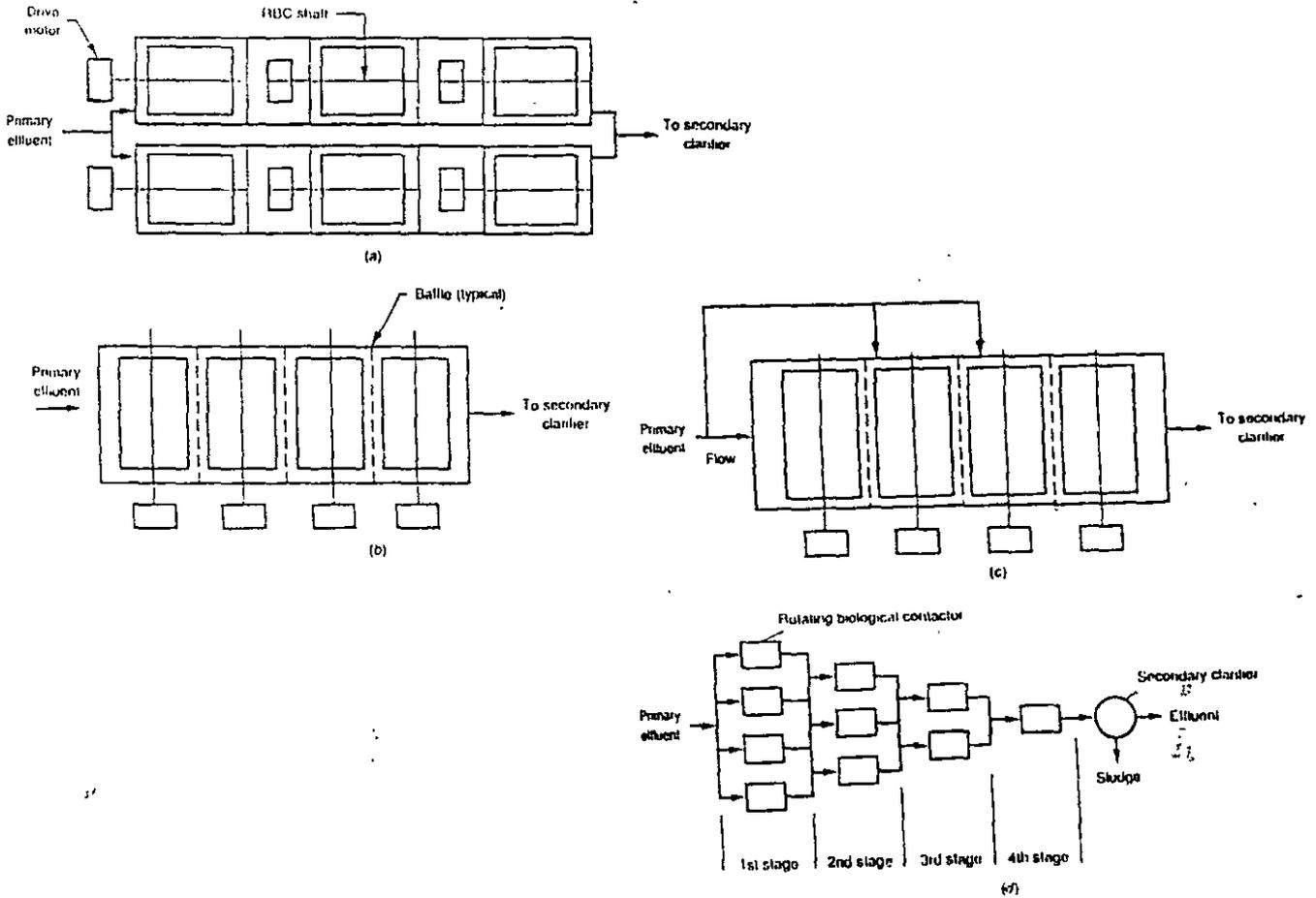


Fig. 9.20 Arreglos para diferentes etapas de biodiscos

Desventajas

La principal desventaja de los biodiscos con hojas corrugadas de polietileno es su difícil fabricación. Por otra parte, el diseño mecánico del sistema debe ser riguroso, pues se han registrado varios casos de rompimiento y desanclaje de la flecha que soporta los discos. Además para efectuar la instalación, generalmente se requieren grandes grúas y personal especializado. Como el proceso involucra tres fases-liquida, sólida y gaseosa- no se ha podido desarrollar un modelo matemático que lo represente satisfactoriamente. Los modelos simples resultan insuficientes y los complicados involucran tantas variables que es necesario invertir tiempo y capital en su calibración. Por ello, el diseño se sigue basando en forma importante en la experiencia del ingeniero. Otro inconveniente de los biodiscos es que sus costos se comportan de manera casi lineal con respecto a los caudales de agua por tratar, lo cual no sucede en otros sistemas convencionales.

Aplicaciones

El tratamiento de las aguas municipales se efectúa operando el reactor a una velocidad de 18 m/min (60 pies/min). El volumen del recipiente es aproximadamente de $0.0049 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ($0.12 \text{ gal}/\text{pie}^2$) y una carga hidráulica de $0.041 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ ($1.0 \text{ gal}/\text{día}/\text{pie}^2$) o más; obteniéndose un efluente que podrá tener una $\text{DBO}_5 = 8 \text{ mg}/\text{lt}$, $\text{SS} = 10 \text{ mg}/\text{lt}$ y un 90% de nitrificación, lógicamente la calidad del efluente dependerá de las características de las aguas residuales y de los 5 factores mencionados al inicio de este tema.

Confiabilidad del proceso: Moderadamente confiable en ausencia de cargas orgánicas altas y temperaturas menores a 55°F (13°C). La confiabilidad mecánica del sistema es generalmente alta, siempre y cuando el primer paso del sistema haya sido diseñado para soportar una biomasa grande.

Limitaciones: El proceso puede ser vulnerable a cambios climatológicos y a temperaturas bajas si el sistema no está bajo techo o cubierto. La eficiencia del sistema puede disminuir significativamente a temperaturas menores de 55°F (13°C). Puede requerir de aereación si se desarrollan condiciones sépticas en el primer paso. El uso de medios densos en los primeros pasos puede causar taponamiento. La nitrificación puede causar un déficit en alcalinidad, y se requerirá de una fuente para cubrir dicho déficit.

Requerimientos de Energía: Los requerimientos de energía para la operación del sistema pueden ser aproximados de la siguiente manera:

$\text{kWh/año} = K$ (área superficial efectiva del disco)

$K = 0.3$ para medios estándar

$K = 0.2$ para medios densos

Ventajas

Las principales ventajas del proceso de biodiscos sobre otros tratamientos biológicos de agua de desecho son el bajo consumo de energía y la simplicidad de operación y mantenimiento, otra ventaja del sistema de biodiscos es que se puede diseñar fácilmente unidades para aumentar su capacidad en el futuro. El proceso no necesita recircular los lodos desde el sedimentador secundario, con lo cual se ahorran las bombas de recirculación y la tubería correspondiente. Además, el control del proceso es muy simple. El biodisco no es afectado negativamente por sobrecargas hidráulicas, ya que tiene una capa de microorganismos adherida. Se ha informado que una sobre carga hidráulica con duración de tres minutos no causa desprendimiento significativo de la biomasa y que el biodisco puede recobrar rápidamente su estabilidad en los casos donde las cargas hidráulicas y/u orgánica aumenten y/o disminuyan en forma súbita o varíen de forma intermitente. Esta es una característica muy importante del proceso, sobre todo cuando se trata de aguas de desecho de una industria o de alguna zona de recreación.

La concentración de sólidos en el efluente de un biodisco es menor que la DBO o igual a esta, esto significa que para aguas de desecho de tipo doméstico, dicha concentración es igual a $30 \text{ mg SST}/\text{l}$ o menor. Aunque en algunos casos la concentración de sólidos alcanza valores de $200 \text{ mg}/\text{l}$. Lo anterior implica que el tamaño del sedimentador secundario debe ser pequeño para el proceso de biodiscos, ya que la carga de sólidos es menor. Además la biomasa desprendida de los discos se presenta en forma de agregados grandes y densos, los cuales sedimentan fácilmente. Comparado con otros procesos de película fija, es posible afirmar que el biodisco retiene una película biológica que se utiliza efectivamente en toda el área de contacto. Además no es necesario lavar el disco para eliminar el exceso de biomas, ya que no

Aplicabilidad

Es difícil clasificar las lagunas por tipo de desecho que reciben, tamaño, forma, modo de operación y objetivos del tratamiento; sin embargo, a continuación se presentan algunas aplicaciones típicas de lagunas de estabilización.

Si la principal consideración es la reducción de DBO, normalmente se utiliza una combinación de lagunas anaerobias y facultativas o facultativas independientes. En cambio, cuando es necesario reducir el número de organismos patógenos, las lagunas conectadas en serie dan los mejores resultados. Un sistema conectado en serie puede incluir lagunas anaerobias, facultativas y de maduración o de las últimas dos únicamente.

El esquema y forma de operar dependerán de los objetivos y grado de flexibilidad requerida del sistema. Un diseño en serie se usa generalmente donde la carga orgánica es grande y se desea reducir la cuenta de coliformes. Los sistemas en paralelo se aplican cuando se necesita tener mucha flexibilidad en la operación. Los desechos con grandes cantidades de sólidos y sustancias tóxicas o color necesitan un tratamiento especial. Los desechos industriales, en contraste a las aguas residuales domésticas, requieren un tratamiento individual, para cada caso.

Los procesos biológicos se controlan principalmente mediante el tiempo de retención y la temperatura, y para tener una operación ideal, es deseable que los gastos de entrada y salida sean iguales. Aunque diferencias en los gastos no destruyen el sistema, percolación y evaporación excesivas pueden ejercer una influencia muy marcada sobre un sistema de lagunas de estabilización. La laguna de maduración se ha vuelto una parte integral de los sistemas de tratamiento por lagunas en varias partes del mundo, ya que el efluente de estas lagunas es comparable con los resultados obtenidos de la cloración de efluentes de filtros de arena.

El uso de lagunas de estabilización ha proliferado en todo el mundo, para recibir el efluente de unidades de tratamiento biológico sobrecargadas. Este tipo de lagunas se diseñan para mejorar el efluente de plantas de lodos activados, filtros biológicos, lagunas anaerobias y facultativas, etc. Normalmente, el objetivo es el de preparar el agua para ser reutilizada, disminuyendo la DBO.

En varios países se está prestando mayor atención a la recarga de acuíferos con aguas residuales tratadas. En Israel, donde el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales tiene grandes ventajas sobre plantas convencionales, se han elaborado sistemas de lagunas para manejar los desechos de ciudades en exceso de un millón de habitantes. Los sistemas incluyen el uso de lagunas anaerobias y facultativas; y, el efluente se infiltra al subsuelo, para extraerlo dos años después a través de pozos.

Tipos de Lagunas

El término laguna de estabilización se usa para describir cualquier laguna o sistema de lagunas diseñadas para el tratamiento biológico de aguas residuales. Una laguna de estabilización anaerobia, como proceso de pretratamiento, es básicamente un digestor que no requiere oxígeno disuelto, ya que las bacterias anaerobias degradan los desechos orgánicos complejos. Una laguna de estabilización aerobia es una donde las bacterias aerobias degradan los desechos y las algas a través de la fotosíntesis, proporcionan suficiente oxígeno para mantener el sistema aerobio. Una laguna de estabilización facultativa es una donde existe una capa superior aerobia (mantenida por las algas) y una zona inferior anaerobia. En la laguna

9.6 LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Las lagunas o estanques de estabilización son medios simples y flexibles de tratamiento de aguas residuales para la descomposición biológica del material orgánico. Los tipos y modificaciones del sistema de lagunas son variados. Las laguna se clasifican como anaerobias, aerobias, facultativas o aerobias-aireadas o facultativas-aireadas (Fig. 21) Las lagunas aireadas frecuentemente son llamadas lagunas de oxidación.

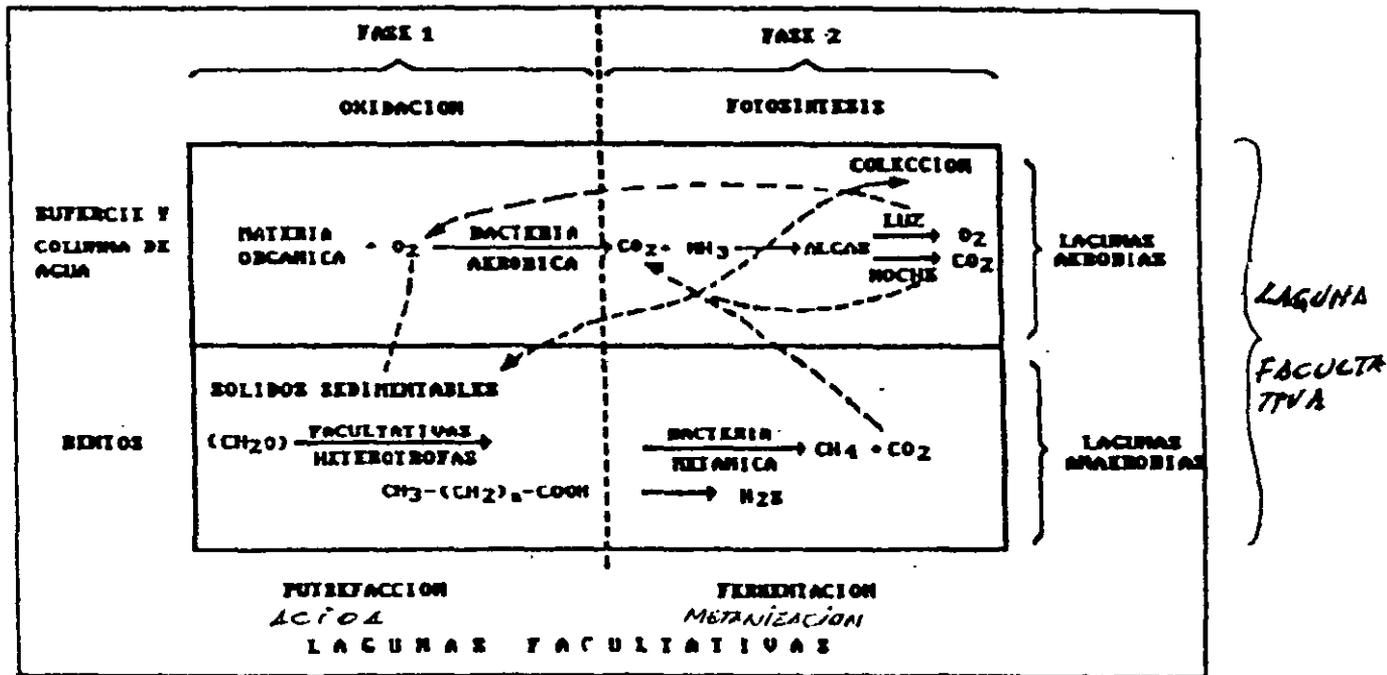


Fig. 9.21. Actividades biológica y clasificación de lagunas de estabilización. Las líneas representan los materiales producidos en uno de los procesos que son necesarios para otros

Las lagunas son los sistemas más económicos para el tratamiento de los desechos líquidos generados en las diversas actividades humanas, éstas requieren de un diseño con bases científicas, así como de construcción y operación adecuada.

Investigación básica y aplicada también ha crecido rápidamente en los últimos años. El diseño de lagunas basado en experiencias de laboratorio y campo se han ido aproximando cada vez más. Es la opinión de un número cada vez mayor de ingenieros que las lagunas de estabilización han sufrido suficiente estudio y desarrollo, para ser consideradas uno de los principales tipos de tratamiento de aguas residuales.

TABLA A TIPOS Y APLICACIONES DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE USO COMUN

TIPO DE LAGUNA O SISTEMA LAGUNAR	NOMBRE COMUN	CARACTERISTICAS QUE LO IDENTIFICAN	APLICACION
AEROBIA	a) Baja tasa	Diseñada para mantener condiciones aerobias a través de toda la profundidad del liquido	Tratamiento de desechos orgánicos solubles y efluentes secundarios
	b) Alta tasa	Diseñada para optimizar la producción de algas y tejido celular y lograr grandes producciones de proteína cosechable	Remoción de nutrientes, tratamiento de desechos orgánicos solubles, conversión de desechos
	c) Maduración o laguna terciaria	Similar a las lagunas de baja tasa pero con gran carga de iluminación	Usada para pulir los efluentes del tratamiento secundario convencional como filtros biológicos o lodos activados
AEROBIA-ANAEROBIA (Aereación como fuente de oxígeno)	Facultativa con aereación	Más profunda que las de alta tasa, la aereación y la fotosíntesis proveen el oxígeno para la estabilización aerobia en las capas superiores. Las capas bajas son facultativas, las capas del fondo experimentan digestión anaerobia	Tratamiento de cribado para aguas no tratadas o sedimentación primaria de aguas residuales o desechos industriales
AEROBIA-ANAEROBIA (algas como fuente de oxígeno)	Facultativas	Lo mismo que la anterior, excepto que no tiene aereación. La fotosíntesis y aereación de la superficie provee de oxígeno las capas superiores	Tratamiento de cribado para aguas no tratadas o sedimentación primaria de aguas residuales o desechos industriales
ANAEROBIA	Anaerobia, laguna de pretratamiento anaerobio	Condiciones anaerobias prevalecen en todas partes, seguida generalmente por lagunas aerobias o facultativas	Tratamiento de aguas residuales municipales e industriales
ANAEROBIA SEGUIDA DE AEROBIA-ANAEROBICA Y DE AEROBIA	Sistema lagunar	Combinación de tipo de lagunas descritas arriba. Lagunas aerobias-anaerobias pueden ser seguidas por una laguna aerobia. Frecuentemente se utiliza recirculación de lagunas aerobias a las anaerobias	Tratamiento completo de aguas residuales municipales e industriales con alta remoción de bacterias

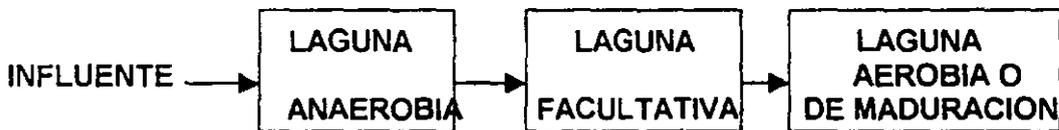
facultativa se pueden encontrar organismos aerobios, facultativos y anaerobios. La laguna de estabilización mecánicamente aerada es una donde aeradores mecánicos suplementan o remplazan a las algas como medio para proporcionar el oxígeno disuelto requerido. Este tipo de laguna puede funcionar como un sistema aerobio o facultativo. En algunas lagunas aeradas mecánicamente, la turbulencia puede no ser suficiente para mantener todos los sólidos en suspensión; por consiguiente, los lodos se pueden sedimentar y entrar en descomposición anaerobia, mientras que el resto de la laguna permanece aerobia.

Lagunas que reciben aguas residuales crudas se denomina lagunas de estabilización primarias. Lagunas que reciben efluentes de sedimentación primaria o tratamiento biológico secundario se denominan lagunas de estabilización secundaria. Igualmente, una laguna que sirve como segundo o tercer elemento de una serie funciona como una unidad aerobia o facultativa secundaria. Una laguna cuya principal función es la reducción del número de organismos patógenos, mediante un tiempo prolongado de retención se llama laguna de maduración. Una laguna de maduración puede ser utilizada para la cría de peces, tales como carpa y puede ser denominada como una laguna de peces. La configuración física y el modo de operación también pueden ser utilizados para categorizar un sistema de lagunas. Las lagunas pueden ser diseñadas para funcionar en serie o en paralelo.

La mayoría de las lagunas, en uso actualmente, son unidades de tratamiento facultativo. En este aspecto, se asemejan al funcionamiento de ríos y lagos. Se mantienen condiciones aerobias cerca de la superficie y a veces a través de la mayor parte de la profundidad de la laguna. Sin embargo, persiste un ambiente anaerobio cerca del fondo, donde siempre habrá materia orgánica sólida sedimentada.

Criterios de diseño.

Generalmente el tren de tratamiento que se sigue en las lagunas de estabilización es:

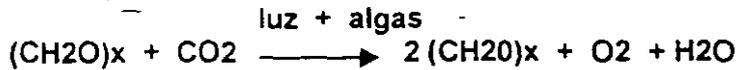


El tren completo se aplica a las aguas residuales municipales para reducir por medio de las lagunas de maduración, el contenido de microorganismos patógenos; mientras que para el tratamiento de aguas residuales de origen industrial, es común que únicamente se aplique el tratamiento hasta lagunas facultativas. Aunque en cada caso, el tren de tratamiento dependerá del diseño, que a su vez está en función de las características del agua residual, los requerimientos en el efluente y las condiciones climáticas predominantes.

Se ha logrado progresar bastante en el diseño de lagunas de estabilización desde los primeros intentos en los años de 1950. Existen tres principales métodos elaborados por Gloyne Oswald y Marais.

La remoción de materia orgánica de las aguas residuales es el resultado de dos mecanismos operativos en las lagunas de estabilización. El primer proceso es el de sedimentación y precipitación de sólidos sedimentables, sólidos suspendidos, y hasta partículas coloidales, por la acción de sales ligeramente solubles en un ambiente de pH cambiante. El segundo proceso involucra la combinación de transformaciones biológicas causantes de la oxidación y reducción de desechos orgánicos que entran a la laguna. Las cuatro principales reacciones biológicas que se llevan a cabo en una laguna han sido descritas por Oswald y Gloyne.

- 4) y la conversión fotosintética del bióxido de carbono a compuestos orgánicos y oxígeno libre por la luz solar,



Estas cuatro transformaciones biológicas representan las reacciones fundamentales que se llevan a cabo en la mayoría de los procesos biológicos empleados en la degradación de la materia contaminante presente en las aguas residuales. Un entendimiento de como son afectadas por factores ambientales ayudará en el diseño y construcción de lagunas de estabilización. El diseño de lagunas de estabilización se ha enfocado a propiciar las condiciones que permiten el desarrollo de alguna o algunas de las reacciones mencionadas arriba. Así se pueden definir cuatro principales categorías de lagunas.

- 1) lagunas anaerobias donde las principales reacciones son la producción de ácidos orgánicos y la fermentación de metano;
- 2) lagunas facultativas donde la estratificación permite el predominio de reacciones anaerobias en la zona inferior y oxidación aerobia, en conjunción con la fotosíntesis en la parte superior;
- 3) lagunas de maduración, que son similares a las lagunas facultativas, con la excepción de que normalmente reciben el efluente de ellas y se usan exclusivamente para la reducción de organismos patógenos; y
- 4) lagunas aerobias de alta tasa, que normalmente están en condiciones aerobias en toda su profundidad y son utilizadas principalmente para obtener un rendimiento máximo de algas, con la intención de cosecharlas del efluente.

Lagunas de estabilización anaerobias

La fermentación anaerobia es un proceso de dos etapas, que es sensible a las condiciones ambientales. La fermentación es el resultado de la acción de dos diferentes tipos de bacterias, las formadoras de ácidos y las productoras de metano. Durante la etapa de formación de ácidos, grupos heterogéneos de bacterias anaerobias y facultativas convierten la materia orgánica compleja (proteínas, carbohidratos y lípidos) en ácidos orgánicos y alcoholes mediante hidrólisis y fermentación. Finalmente las bacterias del metano transforman estos productos intermedios a metano, amoníaco, bióxido de carbono, hidrógeno, agua y materia celular nueva. La fermentación ácida resulta en poca o nada de reducción de DQO y sólo en la segunda etapa es que hay remoción de materia orgánica oxidable. La cantidad removida está en proporción directa a la cantidad de metano producido.

Las condiciones físicas y ambientales tienen que favorecer el desarrollo de una población sana de bacterias formadoras de metano, para que la laguna anaerobia pueda funcionar adecuadamente. Los principales factores que afectan el crecimiento de las bacterias formadoras de metano son los siguientes: temperatura, pH, tiempo de retención y tasa de carga orgánica. La acumulación de lodo también es una consideración importante de la ecología de la laguna, que se presenta en la figura 9.23.

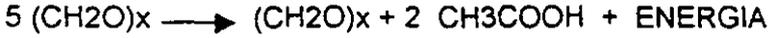
Temperatura y pH. La fermentación del metano es muy sensible a la temperatura, habiéndose observado que un aumento de 5.5EC en la temperatura puede resultar en una producción siete veces mayor de gases evolucionados de la capa anaerobia de lodos. Se determinó que la cantidad de gases producidos es proporcional a la temperatura:

$$G \text{ (pies cúbicos/acre)} = 450 (T - 15)$$

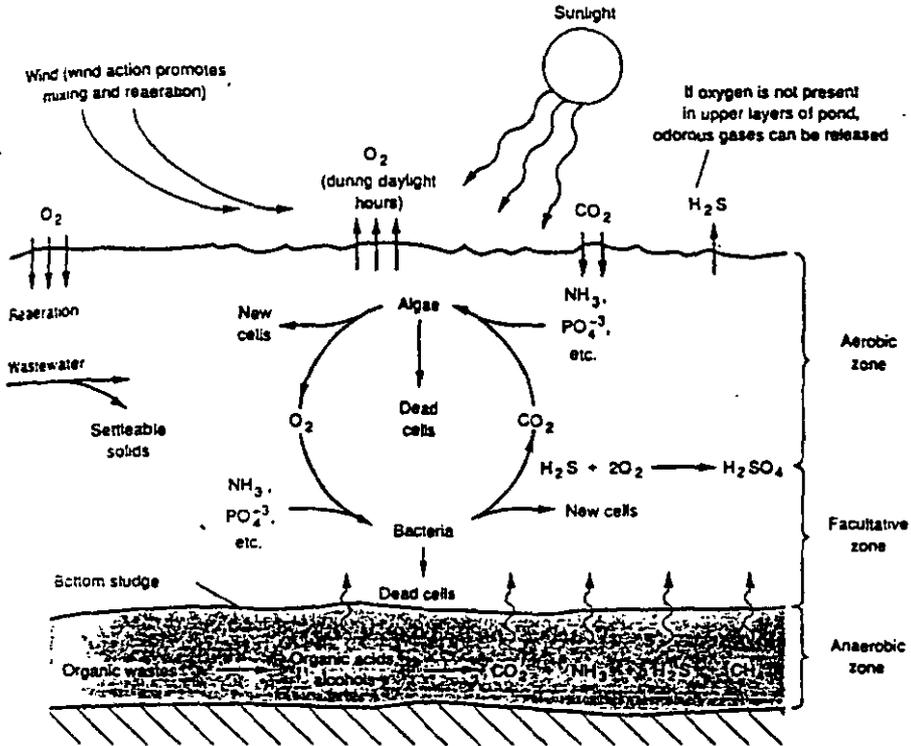
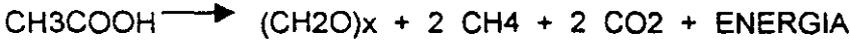
- 1) La oxidación aerobia de materia orgánica carbonosa a lodo bacteriano, bióxido de carbono y agua,



- 2) La formación de ácidos orgánicos de la conversión anaerobia de carbohidratos a células bacterianas y otros compuestos relacionados,



- 3) la fermentación a metano de los ácidos orgánicos y bióxido de carbono,



Representación esquemática de las lagunas de estabilización

TABLA B PARAMETROS DE DISEÑO PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACION

PARAMETROS	TIPO DE LAGUNA					
	AEROBICA BAJA TASA	AEROBICA ALTA TASA	AEROBICA DE MADURACION	AEROBICA- ANAEROBICA FACULTATIVA	ANAEROBICA	AEREADA
Régimen de flujo	Mezclado intermitente	Mezclado intermitente	Mezclado intermitente	Mezclado capa superficial	-	Completamente mezclada
Tamaño de la laguna (Has)	<4 multiples	0.2-0.9	0.9-4 multiples	0.9-4 multiples	0.2-0.9 multiples	0.9-4 multiples
Operación	Serie o paralelo	Serie	Serie o paralelo	Serie o paralelo	Serie	Serie o paralelo
Tiempo de retención (días)	10-40	4-6	5-20	5-30	20-50	3-10
Profundidad (metros)	0.9-1.20	0.3-0.45	0.9-1.7	1.2-2.5	2.5-5	1.8-6.80
pH	6.5-10.5	6.5-10.5	6.5-10.5	6.5-8.5	6.5-7.2	6.5-8
Rangos de temperatura (°C)	0-30	5-30	0-30	0-50	6-50	0-30
Temperatura óptima (°C)	20	20	20	20	30	20
Carga de DBO ₅ (Kg/Ha-día) ^a	67-134	90-180	<17	57-202	224-567	---
Conversión DBO ₅ (%)	80-95	80-95	60-80	80-95	50-85	80-95
Conversión principal	Algas, CO ₂ , Tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , Tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , NO ₃ , tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , CH ₄ , tejido celular bacteriano	CO ₂ , CH ₄ , tejido celular bacteriano	CO ₂ , tejido celular bacteriano
Concentración de algas (mg/l)	40-100	100-260	5-10	5-20	0-5	--
Sólidos suspendidos en el efluente (mg/l)	80-140	150-30 ^b	10-30	40-60	80-160	80-250

a) Laguna aeróbica convencional diseñada para maximizar la cantidad de oxígeno producido, en vez de la producción de algas

b) Incluye lagunas con aereación suplementaria. Para las que no la carga típica de DBO₅ es cerca de un tercio de lo listado

c) Depende de las condiciones climáticas

d) Valores típicos, se han aplicado valores más altos en varias poblaciones. Los valores de las cargas están frecuentemente especificados por las instituciones reguladoras

e) Incluye algas, microorganismos y sólidos suspendidos residuales. Los valores están basados en un influente con DBO₅ de 200 mg/l y, con excepción de las lagunas aeróbicas, con un influente de 200 mg/l de sólidos suspendidos

Metcalf and eddy wastewater engineering 1991

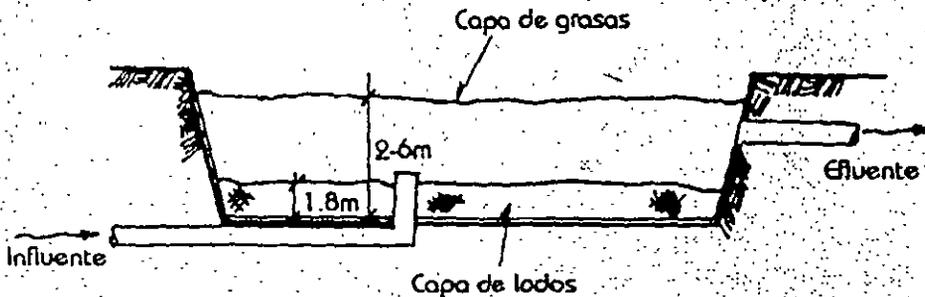


Fig. 9.23 Laguna anaerobia

La fermentación del metano puede llegar a eliminar de 60 kg DBO-5/ha/d a 16E C hasta 1200 kg DBO-5/ha/d a 35E C.

El pH varía de 6.8 en la parte ácida hasta 7.2 en la metanogénica.

Profundidad y Tiempo de Retención. Las lagunas anaerobias varían considerablemente en tamaño y tiempo de retención. Se han logrado eficiencias hasta del 70% de remoción de DBO-5 en lagunas anaerobias con una profundidad de 1.2 metros y tiempos de retención de tan sólo un día.

La profundidad recomendada varía desde 2.5 metros hasta 5 metros. Las lagunas con mayor profundidad tienen las ventajas de:

- 1) utilizar con mayor eficiencia el terreno,
- 2) mantener las bacterias productoras de metano protegidas de los cambios ambientales y el oxígeno disuelto; y
- 3) proporcionar una zona más compacta para la acumulación de los lodos.

El tiempo de retención en lagunas anaerobias se debe mantener a un mínimo, que puede variar de un día hasta 5 días, para compensar por la disminución de actividad bacteriana durante las épocas de invierno. McGarry y Pescod encontraron poco significado en los efectos del tiempo de retención sobre la eficiencia en remoción de DBO-5 en lagunas anaerobias operadas en zonas cálidas; por lo cual, parece ser más importante la retención de los sólidos depositados, desde el punto de vista de evitar el lavado de la población activa de productores de metano, en la zona de fermentación, que el tiempo real de residencia del líquido. En lagunas profundas, una vez que una partícula de lodo llega a la zona de lodos, es casi seguro que permanecerá ahí hasta que sea fermentada en productos solubles y gaseosos.

Tasa de Carga Orgánica. Las lagunas anaerobias se deben cargar a una tasa que permita mantener la laguna anaerobia en toda su profundidad. La carga mínima necesaria para mantener condiciones anaerobias varía de 200 a 600 kg DBO-5/ha/d dependiente, probablemente, de la carga volumétrica y localización geográfica de la laguna.

CRITERIOS DE DISEÑO

(LAGUNAS ANAEROBIAS)

Parámetro	Dimensión
Area de cada laguna en serie [Ha]	1 a 4
Régimen de operación	Serie o Paralelo
Tiempo de retención hidráulico [días]	7 a 30
Carga hidráulica [1/seg-Ha] [pulg/día]	1.5 a 4.4 .5 a 1.5
Carga orgánica Por unidad de superficie [Kg/Ha-día] [lb/acre-día]	56 a 2,244 50 a 2,000
Requerimientos de area [m ² /(l/seg)] [m ² /(Kg DBO/día)]	6,803 a 2,268 178 a 4
Temperatura óptima [EC]	20
Ambito de temperaturas [EC]	2 a 50
Ambito óptimo del p del agua residual	6.8 a 7.2
Eficiencia de remoción de DBO [%]	80 a 95
Concentración de algas [mg/l]	40 a 160
Eficiencia de remoción de coliformes [%]	>99
Sólidos suspendidos en el efluente (mg/l)* Algas Microorganismos Otros	[0.2 a 0.8] AADBO _o [0.2 a 0.5] AADBO _o [0.1 a 0.4] AASS _o
DBO del efluente [mg/l] Soluble Insoluble	[0.02 a 0.1] AADNO _o [0.30 a 1.0] AASS _o
Calidad típica del efluente [mg/l] DBO SS PH	15 a 40 25 a 50 6.5 a 9

*_o = Datos del influente
Fuente: Normas CNA 1993

Los principales factores a considerar en el diseño de una laguna de estabilización facultativa se presentan a continuación.

Fotosíntesis y producción de Oxígeno. Existen dos fuentes de oxígeno en las lagunas de estabilización:

- a) Reaeración atmosférica, y
- b) Fotosíntesis.

McGarry y Pescod consideran que la carga superficial de DBO es la variable con mayor influencia sobre la remoción de materia orgánica; y, que la adopción de una carga superficial máxima resultará en una mayor remoción de DBO. Se han reportado eficiencias de 65% a 87% para cargas de 550 a 1800 kg/ha/d, en Australia. Las tasas de remoción fueron 25% mayores durante el verano y parece ser que una temperatura de 20 EC determina la diferencia entre condiciones de verano e invierno.

Se recomienda que el área de cada laguna en serie sea de 1 a 4 hectáreas.

Acumulación de Lodo. La principal forma de remover materia orgánica, en lagunas que tratan aguas negras, es a través de la sedimentación de sólidos suspendidos y su fermentación a metano. La materia sedimentable rápidamente llega a la zona de lodos debido a las condiciones tranquilas prevalentes en la laguna. Inicialmente, la acumulación de lodos se lleva a cabo a una tasa mayor que la degradación del lodo; una vez que la fermentación del metano alcanza su pleno desarrollo, se establece un equilibrio entre las tasas de acumulación de lodo y degradación, resultando en una acumulación neta de cero. En el caso de lagunas tratando desechos industriales se ha reportado la acumulación excesiva de lodos, necesitando la remoción de sólidos después de cinco años de operación. El lodo acumulado en lagunas anaerobias se digiere bien y es muy similar al producido en digestores anaerobios convencionales; el lodo se puede extraer sin mayor problema ni producción de condiciones indeseables.

Parker encontró que lagunas anaerobias con acumulación de lodos dan mayores eficiencias en reducción de DBO, a pesar del hecho de que el tiempo de retención hidráulico se ve sensiblemente reducido por la acumulación de lodos. Estudios de campo indican que los sólidos que se encuentran más alejados del influente están más activos que los de reciente ingreso. Se ha demostrado que el mezclado incrementa la eficiencia, por lo cual se ha sugerido que el contacto del influente con lodos viejos puede resultar en mejores eficiencias. El mezclado de sólidos se logra, en lagunas anaerobias activas, mediante la evolución de gas, que a su vez, lleva el lodo a la superficie. La conversión de materia orgánica a metano es aceptado como el principal proceso mediante el cual se logra la destrucción del lodo depositado, aunque la remoción de DBO en el agua sobrenadante no parece seguir el mismo curso.

La carga hidráulica se recomienda entre 1.5 a 4.4 lts/seg/ha

Lagunas de Establización Facultativas

Las lagunas de estabilización facultativas son las de uso más común. Dentro de la laguna facultativa, la acción de tres grupos principales de organismos se integra para formar una relación útil entre las algas productoras de oxígeno y las bacterias aerobias y facultativas. El tercer grupo de organismos, las bacterias productoras de metano, es realmente responsable del 90% al 99% del total de DBO removida, de aguas negras, a través de la emisión de gases.

La profundidad de las lagunas facultativas, normalmente de 1.8 a 2 metros, es suficiente para permitir el desarrollo de estratificación térmica, en zonas facultativas y anaerobias. Las reacciones en la zona anaerobia son muy similares a las de una laguna anaerobia, descrita anteriormente. En las capas superiores abundan las algas y pueden supersaturar la laguna con oxígeno disuelto. La mayor parte del carbono sirve como fuente de energía para las bacterias y es respirado como CO₂; el remanente es utilizado para formar nuevas células. El CO₂ respirado por las bacterias es convertido a algas y no es removido a menos que salga en el efluente o cuando las algas y bacterias mueren, se sedimentan a la zona anaerobia y sufren fermentación a metano. Así parece que la oxigenación fotosintética y la fermentación a metano son los dos procesos claves que hacen posible la reducción de DBO en las lagunas facultativas. En la fig. C se aprecia una representación de una laguna de estabilización facultativa.

Temperatura y pH. La temperatura parece ser uno de los factores principales en el funcionamiento de las lagunas. La temperatura del agua sigue una curva relativamente pareja a través de las distintas estaciones del año y los cuerpos grandes de agua tienen un efecto amortiguador sobre los cambios bruscos de condiciones climatológicas.

Se ha encontrado que el funcionamiento de las lagunas depende de la temperatura, esencialmente de acuerdo a la ecuación de Van't Hoff - Arrhenius, que se puede aproximar con la siguiente expresión:

$$\frac{t}{t_0} = e^{c(T_0 - T)}$$

$$t = 0.0349 \times S_0 \times 1.085^{-(35-T)}$$

donde

t = tiempo de reacción requerido a cualquier temperatura (días)

t₀ = tiempo de reacción original a una temperatura original (T₀)

c' = características energía - temperatura de la ecuación de Van't Hoff - Arrhenius (0.0693)

S₀ = DBO total en el influente

T = Temperatura del agua (EC) del mes mas frio

Esta relación entre la tasa de reacción química y la temperatura, cuando se aplica a condiciones en lagunas de estabilización, es útil sólo para temperaturas entre 9 EC y 35 EC. El crecimiento de las algas llega a un máximo entre 25 EC y 30 EC, y a medida que la temperatura excede los 30 EC, la población de algas se verá disminuida aunque las bacterias utilicen el oxígeno a una mayor tasa.

Los efectos de la temperatura también se notan en la forma de estratificación térmica del agua. La estratificación es importante en las lagunas facultativas por la inhibición de mezclado y el mantenimiento de zonas separadas aerobias y anaerobias. Entre un 90% y 95% de la DBO última en lagunas estratificadas es removida como metano y otros gases producidos por la descomposición anaerobia en las partes inferiores de la laguna.

La fotosíntesis, con el consumo de CO₂, tiene una tendencia a subir el pH de la capa aerobia de las lagunas. Normalmente, el pH puede aumentar hasta 10 bajo condiciones favorables, dependiendo de la capacidad amortiguadora del agua de la laguna. La oxidación bacteriana máxima ocurre a un pH de 8.3 y a niveles mayores de 9.5 se ve seriamente reducido.

Profundidad y Tiempo de Retención. Las lagunas facultativas se diseñan para producir un efluente comparable con el de procesos de tratamiento secundario y, como tal, ha sido una práctica común sobrediseñarlas para, asegurar un efluente aceptable. La profundidad y el tiempo de retención son dos factores muy importantes en el diseño de lagunas facultativas.

La profundidad de una laguna facultativa debe ser suficiente para permitir que se establezca un régimen térmicamente estratificado. Se recomiendan profundidades desde 1.8 m hasta más de 2 m; aunque, en general, una profundidad de 1.8 a 2.4 m es la más comúnmente utilizada. Se ha señalado que para una superficie determinada, mayor profundidad proporciona un tiempo de retención mayor y tratamiento adicional, pero la tasa de tratamiento no aumenta en proporción

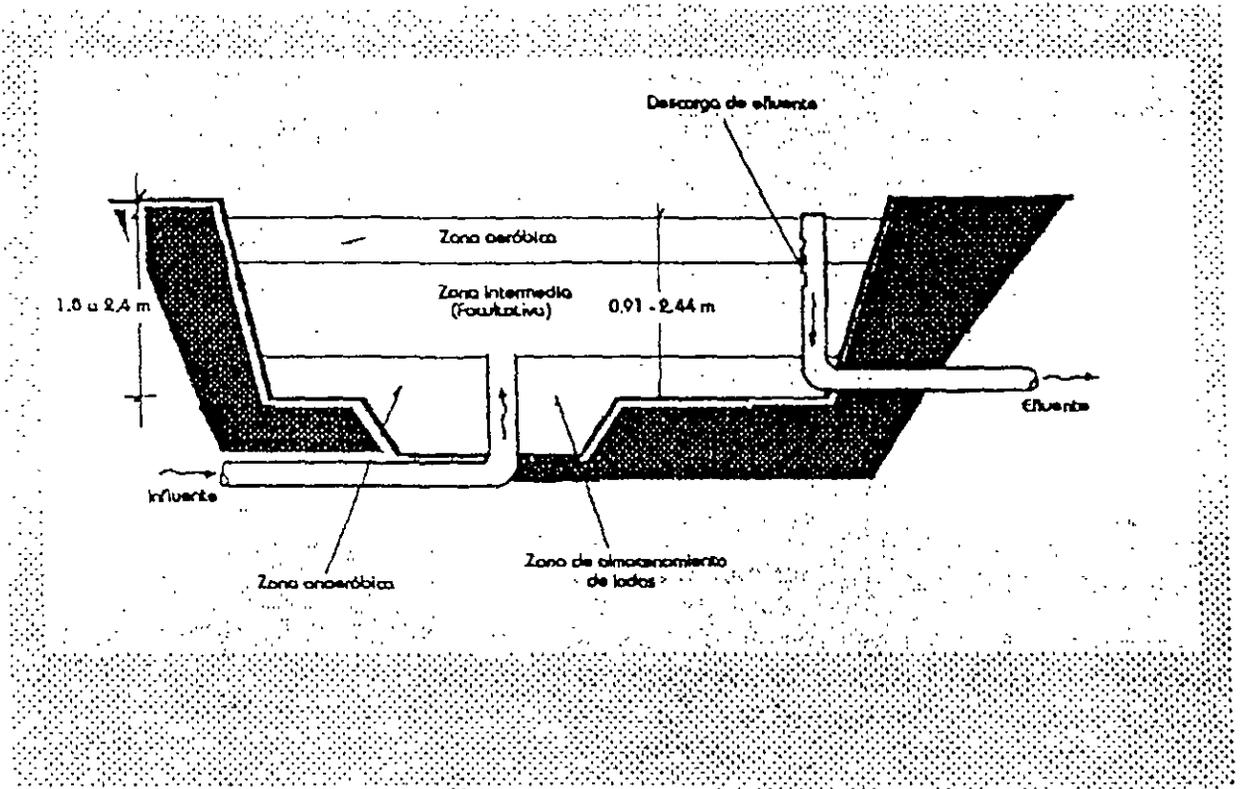


Fig.9.24 Laguna facultativa

La reaeración atmosférica de poca importancia en el diseño de lagunas cuando éstas están cargadas levemente y hay un poco de mezclado debido al viento. La magnitud del déficit de oxígeno disuelto requerido para introducir cantidades apreciables de oxígeno a la laguna por difusión es lo suficientemente grande como para provocar malos olores. Normalmente, se pierde más oxígeno a la atmósfera desde lagunas saturadas durante las horas del día que el oxígeno que se absorbe durante la noche por reaeración.

Por tanto, la reoxigenación fotosintética es la principal fuente de oxígeno en una laguna facultativa. La fotosíntesis depende en gran medida de:

- a) luz solar abundante,
- b) pH y temperatura adecuados, y
- c) una abundante fuente de nutrientes.

La eficiencia de conversión de luz solar por las algas ha sido reportada que varía entre 1% y 4%, dependiendo de la intensidad de la luz, temperatura, duración de la luz, tiempo de retención y concentración de CO₂. Se fijan aproximadamente 3.68 calorías por cada mg de oxígeno liberado y 1.67 mg de oxígeno son liberados por cada mg de algas sintetizadas.

Tasas de Carga Orgánica. La carga superficial probablemente es el factor individual más importante en el funcionamiento de una laguna de estabilización. Como la fotosíntesis desempeña un papel importante en los procesos naturales de purificación, que se llevan a cabo en las lagunas de estabilización, las tasas de carga orgánica normalmente se han determinado en base a superficie. En los EUA, las cargas recomendadas varían desde 18 hasta 55 kg DBO-5/ha/d y en México de 56 a 168. En años recientes se ha visto que las lagunas pueden funcionar eficientemente con cargas muy superiores a los 55 kg/ha/d. Evidentemente, muchos otros factores, como temperatura, tipo de desecho, condiciones climatológicas, etc. tienen influencia sobre la carga aceptable.

McGarry y Pescod han mostrado que la remoción superficial de DBO (L_r , kg/ha/d) puede ser estimada conociendo la carga superficial (L_a , kg/ha/d):

$$L_r = 9.23 + 0.725 L_a$$

La fórmula anterior es aplicable a lagunas en zonas tropicales y templadas, y tiene un error estándar de estimado igual a 15 kg/ha/d.

Se recomienda el área de cada laguna sea de 6803 a 2268 m²/(l/seg) ó 178 a 59 m² (kg DBO/día).

La Capa de Lodos. Los depósitos de lodos se acumulan en las lagunas, permanecen anaerobios en toda su profundidad, y son los responsables de casi la totalidad del carbono removido de la laguna. La zona anaerobia en lagunas facultativas también puede extenderse hacia la capa de líquido arriba de la superficie del lodo, dependiendo principalmente de la profundidad de la laguna y la carga orgánica. Los depósitos de lodos son el resultado de:

- 1) los sólidos suspendidos presentes en el desecho influente,
- 2) los sólidos de las bacterias sintetizadas durante la metabolización de los desechos orgánicos,
- y
- 3) los sólidos de las algas sintetizadas durante el proceso de fotosíntesis.

Los mecanismos responsables de la deposición de lodos son los siguientes:

- 1) sedimentación de los sólidos suspendidos influentes,
- 2) biofloculación de los crecimientos de algas y bacterias en la presencia de oxígeno molecular,
- y
- 3) autofloculación de las algas, bacterias y detritus orgánico atrapado por las partículas de flóculos formados por los incrementos en temperatura y pH, que ocasionan la precipitación de $Mg(OH)_2$, $CaSO_4$ y NH_4CaPO_4 .

Sedimentación y biofloculación durante un período de tres días puede ser responsable de la deposición del 90% de los sólidos suspendidos influentes y del 85% de los crecimientos microbiológicos, de tal manera que el líquido sobrenadante rara vez excede una DBO de 50 mg/l.

El principal proceso microbiológico que se lleva a cabo en la zona anaerobia de lodos es la utilización metabólica de los sólidos orgánicos por bacterias facultativas y anaerobias heterotróficas, es exactamente la misma forma que sucede en las lagunas anaerobias. Es decir, operan dos procesos de fermentación anaerobia:

- 1) 1) la hidrólisis y fermentación de compuestos orgánicos complejos a ácidos volátiles, CO₂ y un poco de alcohol, y
- 2) la fermentación de los ácidos volátiles a CH₄ y CO₂.

directa al aumento en profundidad. De hecho, existe poca ventaja práctica en aumentar la profundidad más allá de 2.0 m para disminuir la superficie.

La profundidad mínima para lagunas facultativas es de 1.0 m, en el caso de zonas tropicales, de temperatura uniformemente alta. Aunque las lagunas someras optimizan la utilización de la luz por las algas, son más sensibles a cambios en la carga orgánica del influente. Por lo cual, donde se requieren unidades de bajo costo y poco mantenimiento, se utilizan lagunas de 2.0 o más metros de profundidad.

Dentro de los ámbitos normales de operación, se ha encontrado que el tiempo de retención y la profundidad tienen muy poca influencia sobre la remoción de DBO-5, en lagunas experimentales recibiendo aguas negras. Purushothaman mostró que lagunas con profundidades de 0.6 a 1.2 m presentan eficiencias similares en la remoción de DBO-5, del orden de 80 por ciento.

La distribución de la carga en una laguna de estabilización está influenciada por la configuración de la unidad. Shindala y Murphy estudiaron varias configuraciones de lagunas y concluyeron que las lagunas rectangulares permiten una distribución más uniforme de la carga que las de forma circular o irregular. Una relación de largo a ancho de 3 a 1 no deberá ser excedida.

El tiempo de retención parece variar más que la profundidad. Los tiempos de retención recomendados por varios investigadores va desde 7 a 30 días, dependiendo del clima y el tipo de desecho a tratar. Un tiempo de retención entre 20 y 30 días es el más comúnmente aplicado en los EUA.

Nutrientes. La mayoría de las especies de algas usan sólo CO₂ libre para la fotosíntesis, pero aun con la concentración de 0.03% de CO₂, que se encuentra en el aire, se puede mantener una tasa óptima de fotosíntesis. La mayor parte de la oxidación de materia orgánica de las aguas negras es realizada por bacterias y las algas proporcionan el oxígeno para mantener las condiciones aerobias. Se supone que todo el CO₂ desprendido de la oxidación aerobia de la materia orgánica es aprovechado por las algas durante la fotosíntesis. Sin embargo, la única reducción real de carbono del sistema resulta de las pérdidas a la atmósfera de los gases, producto final de la descomposición anaerobia en la zona inferior, principalmente metano.

Se ha sugerido que las lagunas de estabilización se deben operar de tal manera que el carbono orgánico sea el factor nutricional limitante. En realidad, el carbono orgánico es el factor limitante de la mayoría de las aguas residuales, especialmente de las domésticas. La relación de DBO-5/N/P de 100/5/1 se satisface normalmente con respecto a la DBO del agua residual. En el caso particular de aguas residuales domésticas, hay disponible más que suficiente nitrógeno y fósforo para realizar el potencial de crecimiento de algas, o sea la máxima cantidad de algas que pueden crecer en el desecho si no hay otro factor que limite el crecimiento.

Normalmente, las cantidades de nitrógeno y fósforo presentes en el agua residual doméstica son tan altas (20 a 40 mg/l, cada una), que no son los factores nutricionales limitantes. Se ha encontrado que el nitrógeno no varía sustancialmente, después de 20 días de retención, en lagunas limitadas en carbono. Tampoco, se han observado casos de nitrificación en lagunas, y en la reducción de nitratos se desconoce el destino del nitrógeno. Por lo cual es evidente que, ya que tanto el nitrógeno como el fósforo son reciclados relativamente en forma rápida dentro de la laguna, el principal medio de remoción de estos elementos es por precipitación química y bioquímica, como sales inorgánicas. A su vez, estos nutrientes se regeneran muy fácilmente de los depósitos de lodos bajo condiciones anaerobias; por consiguiente, es poco probable que sean el factor limitante en la operación de las lagunas de estabilización.

Lagunas de Maduración

Las lagunas de maduración son unidades de tratamiento terciario, que utilizan la capacidad natural de autopurificación del agua y no deben ser empleadas como adiciones a los sistemas sobrecargados, para evitar la ampliación de los mismos. Son unidades biológicas en las que un efluente secundario bien estabilizado es tratado para proporcionar un agua de alta calidad bacteriológica y virológica.

Mortandad de Bacterias y Factores. La reducción de coliformes en lagunas de estabilización, frecuentemente se supone que sigue a una tasa que depende del número de bacterias presentes, correspondiendo a la Ley de Chick:

$$N / N_0 = 10^{-kt}$$

donde

N_0 = número de bacterias coliformes originalmente presentes

N = número de bacterias coliformes remanentes después de un tiempo t

t = tiempo de retención, días

k = coeficiente de mortandad

Merron et al encontró que el coeficiente de mortandad puede variar entre 0.070 a 0.127, con un promedio de 0.1/día y el T-90, el tiempo requerido para una reducción del 90%, es del orden de 10 días. Lamentablemente, la reducción porcentual global normalmente reportada en la literatura no da una descripción adecuada de la tasa de mortandad de coliformes.

Además, la mortandad bacteriológica está influenciada fuertemente por un número de factores, incluyendo:

- 1) luz solar,
- 2) agentes bactericidas,
- 3) temperatura,
- 4) tensión de oxígeno,
- 5) cambios en pH
- 6) depredación,
- 7) agotamiento de nutrientes,
- 8) sobrecompetencia, y
- 9) toxicidad

La radiación solar aumenta la reducción del número de bacterias apreciablemente y durante la época de invierno, con períodos extremadamente fríos y nublados, ésta disminuye a un mínimo. Se estima que períodos largos de almacenamiento, que resultan en la sedimentación de la materia suspendida, y la sobre competencia son las causas principales de la reducción de bacterias. Altos niveles de oxígeno disuelto y valores de pH en exceso de 9.0 también han tenido un efecto marcado sobre la reducción bacteriana Gann et al ha observado que la mortandad de coliformes está íntimamente asociada a la remoción de DBO, indicando que los coliformes se remueven, en parte, debido a su inhabilidad para competir por los nutrientes. Otro fenómeno importante es el aprisionamiento de bacterias en los sólidos que se sedimentan. Probablemente la remoción de bacterias se debe a una combinación de todos los factores arriba mencionados, ya que algunas bacterias logran sobrevivir largos períodos de anaerobiosis, pero desaparecen rápidamente en un ambiente aerobio.

La lenta acumulación de lodos estabilizados requiere de una extracción de lodo después de 9 a 12 años de operación continua, y la causa más común de falla en el proceso es la inhibición térmica, ya que la descomposición y producción de gas máxima ocurre a temperaturas en exceso de 19 EC. Sin embargo, el proceso también puede fracasar por una disminución en el pH, provocada por la acumulación de ácidos orgánicos, o la presencia de sustancias inhibitorias como ácidos fuertes, consiguiente, Oswald recomienda que el arranque de lagunas de estabilización sea durante época de clima caliente y de preferencia a una carga reducida, del orden de 55 kg DBO-5/ha/d. Una vez que se tenga establecida la producción de gases, se puede aumentar la carga hasta el nivel de 135 kg/ha/d.

La carga hidráulica se recomienda entre 1.5 a 4.4 lts/seg-Ha.

CRITERIOS DE DISEÑO

(LAGUNAS ANAEROBIAS)

Parámetro	Dimensión
Area de cada laguna en serie [Ha]	1 a 4
Régimen de operación	Serie o Paralelo
Tiempo de retención hidráulico [días]	7 a 30
Profundidad [m]	1.8 a 2.4
Carga hidráulica [1/seg-Ha] [pulg/día]	1.5 a 4.4 .5 a 1.5
Carga orgánica Por unidad de superficie [Kg/Ha-día] [lb/acre-día]	56 a 168 50 a 150
Requerimientos de area [m ² /(l/seg)] [m ² /(Kg DBO/día)]	6,803 a 2,268 178 a 59
Temperatura óptima [EC]	20
Ambito de temperaturas [EC]	2 a 32
Eficiencia de remoción de DBO [%]	80 a 95
Concentración de algas [mg/l]	40 a 160
Eficiencia de remoción de coliformes [%]	>99
Sólidos suspendidos en el efluente (mg/l)* Algas Microorganismos Otros	[0.2 a 0.8] AADBO _o [0.2 a 0.5] AADBO _o [0.1 a 0.4] AASS _o
DBO del efluente [mg/l] Soluble Insoluble	[0.02 a 0.1] AADNO _o [0.30 a 1.0] AASS _o
Calidad típica del efluente [mg/l] DBO SS PH	15 a 40 25 a 50 6.5 a 9

* o = Datos del influente
Fuente: Normas CNA 1993

6) la fracción de DBO que se pierde en el lodo por fermentación regresa al liquido de la laguna o sale del sistema como gas.

Las siguientes guías de diseño se recomiendan cuando existe duda de la validez del coeficiente de remoción y exponente del modelo cinético:

- 1) un tiempo de retención del liquido del orden de 3 a 5 días,
- 2) una profundidad de 3 a 5 metros,
- 3) una carga volumétrica de 12 a 25 lbs DBO-5/100 pies cúbicos y una carga superficial de 440 a 660 kg DBO-5/ha/d, y
- 4) una carga de sólidos suspendidos del orden de 100 a 400 lbs/1000 pies cúbicos.

La selección final de la carga orgánica dependerá de consideraciones ambientales y estéticas.

Lagunas Facultativas. Existen tres principales teorías para el diseño de lagunas de estabilización facultativas:

- 1) la teoría dependiente de temperatura y carga de Hermann y Gloyna (1958),
- 2) la teoría dependiente de carga unitaria y luz de Oswald (1960), y
- 3) la teoría de la cinética de primer orden de Marais y Shaw (1961).

Herman y Gloyna presentaron la primera teoría de la cinética que describe el comportamiento de una laguna facultativa. En base a experimentos de laboratorio, con series de cuatro lagunas, establecieron que el tiempo de retención (R-35) requerido para una reducción del 90% de la DBO-5 a 35 EC era aproximadamente de 3.5 días. A medida que la temperatura disminuye, el tiempo total de retención (R-T). Para la misma remoción aumenta de acuerdo al a Ecuación No. 1:

$$R-T = R-35 O^{(35-T)} = 3.5 (1.072)^{(35-T)} \tag{1}$$

Un análisis estadístico mostró que la DBO-5 media para aguas negras crudas en los EUA es aproximadamente de 200 mg/l. Para mantener el valor del efluente más o menos constante para cualquier DBO-5 (So) influente, se ajustó el tiempo de retención con la proporción So/200, dando:

$$R = (So/200)R-T \tag{2}$$

Por lo cual:

$$R = (So/200)R-35 O^{(35-T)} = (3.5/200)So (1.072)^{(35-T)} \tag{3}$$

Datos de lagunas recibiendo aguas residuales domésticas, en modelos de laboratorio alimentados con un desecho sintético soluble, para temperaturas de 9 EC a 35 EC, dieron un valor de O igual a 1.085. Finalmente, la fórmula se puede representar en términos del volumen:

$$V = C*Q*So[O^{(35-T)}]f^*r \tag{4}$$

donde

- V = volumen de la laguna (metros cúbicos)
- Q = gasto influente del desecho (metros cúbicos/segundo)
- So = DBO-Ultima del influente (mg/l)
- T = temperatura media del mes frio del año (EC)
- O = coeficiente de temperatura = 1.085
- C = coeficiente de conversión = 3.5*10⁻⁵

Las lagunas de maduración logran reducciones significativas en el número de organismos coliformes. Las remociones de bacterias son mejores durante el verano (99.61 %) que en el invierno (96.86%). Además, Malone y Bailey obtuvieron reducciones de enterococcus, con lagunas en serie, entre 98 y 100 por ciento.

Modelos Cinéticos para el Diseño de Lagunas de Estabilización

Aunque las lagunas de estabilización han sido ampliamente estudiadas en los últimos 30 años, el número de modelos matemáticos elaborados con el propósito de diseño, a partir de estos estudios, es muy limitado. Además, la mayoría de los modelos carecen de suficiente detalle, para describir adecuadamente los procesos que se llevan a cabo en las lagunas o su aplicación está limitada a una zona específica del mundo o un tipo particular de laguna. En las secciones que se presentan a continuación se hace un resumen de los modelos cinéticos disponibles para el diseño de los diferentes tipos de lagunas que se han mencionado en este trabajo.

Lagunas Anaerobias. La reducción de DBO en una laguna anaerobia está relacionada principalmente a:

- 1) el tiempo de retención,
- 2) la temperatura, y
- 3) la cantidad de lodo

Estos factores son básicamente los mismos que afectan el funcionamiento de los digestores anaerobios, donde una producción de gas de 16 a 18 pies cúbicos/lb de materia volátil destruida puede ser esperada con cargas orgánicas de 0.03 a 0.27 lbs de sólidos volátiles/pie cúbico/día.

Suponiendo mezcla completa, se puede diseñar la laguna anaerobia en base a la siguiente relación:

$$S = S_o / [(S / S_o)^n \times k_l \times t + 1]$$

donde

S = DBO-5 en la laguna y efluente

S_o = DBO-5 del influente a 20 EC

t = tiempo de retención para sistemas completamente mezclados

k_l = coeficiente de remoción de DBO, base e (l/día)

n = exponente

Este modelo es principalmente empírico, aunque tiene una base teórica razonable. Además, se reconoce que:

- 1) la carga orgánica se debe basar en la DBO última,
- 2) una fracción de la DBO influente permanece en la fase líquida mientras el resto se sedimenta al fondo como lodo,
- 3) se lleva a cabo un mezclado general y la DBO del efluente es igual a la DBO de la laguna,
- 4) no hay pérdidas netas de líquido del sistema,
- 5) los coeficientes de reacción para la fase líquida y capa de lodos dependen de la temperatura, y

orden de un sistema completamente mezclado, con el coeficiente de reacción independiente de la temperatura, Ecuación No. 7:

$$S = S_o / (K - R + 1) \quad (7)$$

donde

S_o = DBO-5 del influente (mg/l)

S = DBO-5 efluente de la laguna (mg/l)

R = tiempo de retención (días)

K = coeficiente de degradación de primer orden, log base e (1/días)

Marais y Shaw encontraron que el valor de K es de 0.17, por lo cual cuando S es la calidad deseada del efluente y se conocen S_o y K , se puede estimar el tiempo de retención (R) necesario.

Posteriormente, Marais reconoció la dependencia del coeficiente de degradación en función de la temperatura, de acuerdo a la relación de Arrhenius. Por consiguiente, bajo condiciones de estado estable en el gasto, DBO y temperatura, la Ecuación No. 7 es aplicable. Pero, si la temperatura cambia, la DBO del efluente estará dada por:

donde

$$KT = KTo \cdot O^{(To-T)} \quad (8)$$

Este modelo, y su verificación, establece el comportamiento cinético de la fracción líquida de la laguna, independiente de la capa de lodos. También permite la integración de las teorías de Hermann - Gloyna y Maras - Shaw, por la simetría de R y K en la Ecuación No. 10:

$$RT_o/RT = KT/KTo = O^{(To-T)} \quad (9)$$

Con $K = 1.2$ a $To = 35$ EC de la Ecuación (No. 8) para 90% remoción, entonces: $R-35 = 7.5$ días.

Marais propuso, de un resumen analítico de datos de lagunas, que la máxima DBO (S_m) en la laguna, antes de que dominen las condiciones anaerobias, no debe exceder:

$$S_m = 700/(0.6 d + 8) \quad (10)$$

donde

d = profundidad de la laguna (pies)

Finalmente, la influencia de la capa de lodos fue incorporada a la relación Marais - Shaw por Marais (1966). Supuso que la degradación anaerobia del lodo, que se manifiesta con la producción de gas y el desprendimiento de subproductos de la fermentación, es una reacción de primer orden. Suposiciones adicionales consistieron en:

- 1) todos los valores de DBO eran de demanda última carbonosa;
- 2) una fracción (i_p) de la DBO (S_{ui}) influente se dispersa en el cuerpo líquido de la laguna, la fracción remanente (i_s) se sedimenta como lodo;
- 3) que había mezcla instantánea y completa en la laguna;
- 4) los coeficientes de reacción, K para la fase líquida, y k_s para la capa de lodos, dependen de la temperatura de acuerdo a la Ecuación No. 9; y

f = factor de toxicidad a las algas, para aguas negras f = 1; para ciertos desecho industriales:

$$f = e^{-K \cdot C_o / (k_o \cdot t_o + 1)}$$

K = coeficiente de toxicidad a la clorofila para un desecho con una concentración de C_o

k_o = coeficiente de biodegradación para el compuesto tóxico

t_o = tiempo de reacción para un coeficiente k_o y una temperatura T_o

f' = factor de corrección para la presencia de sulfuros

Desechos conteniendo cantidades apreciables de sulfatos y materias tóxicas normalmente requieren mayor tiempo de retención y superficie. En caso de toxicidad pronunciada, tanto el coeficiente de degradación, que representa la actividad bacteriológica, y la capacidad de oxigenación de las algas se verán reducidas. Una concentración, del orden de 4 mg/l de sulfuros, en una laguna facultativa tendrá un efecto adverso sobre las algas. Cuando la concentración de sulfatos excede 500 mg/l en el influente, se debe reducir la carga orgánica a la laguna.

Oswald formuló la teoría de carga orgánica por unidad de superficie, que postula que la carga orgánica está regida por la radiación solar diaria. La influencia de la radiación solar, en asociación con las algas, sobre la reoxigenación de la laguna sigue la Ecuación No. 5:

$$L_o = 0.25 \cdot F \cdot S \quad (5)$$

donde

L_o = carga orgánica (lbs DBO/a/d)

F = eficiencia fotosintética = 4.0%

S = energía solar (calorías/Cm²/d)

Oswald (1960) ha recopilado un juego de tablas para los valores máximos y mínimos probables de energía solar visible, en función de latitud y mes del año. La eficiencia fotosintética de conversión de la luz solar está en función de la luz, tiempo, nutrientes y temperatura. Jayangoudar et al (1970) ha estimado que la eficiencia de conversión de luz en la India es del orden del 6.0 por ciento.

Un rendimiento máximo de algas resultará si la profundidad no excede de 15 a 30 cm; sin embargo, profundidades de 1.2 a 1.8 m son más prácticas. El rendimiento de células de algas está relacionado a la eficiencia de conversión de energía solar, según la Ecuación No. 6:

$$Y_c = 0.15 \cdot F \cdot S \quad (6)$$

donde

Y_c = rendimiento de células de algas (lbs algas/a/d)

La relación entre producción de oxígeno y rendimiento de células de algas es de 1.6, con la remoción más alta de DBO dándose cuando el factor de oxigenación, la relación entre el oxígeno producido y el oxígeno requerido, es de 1.6.

Marais y Shaw, en Africa del Sur, observaron la falta de variación de la DBO en el efluente, durante varias temporadas y propusieron un modelo cinético basado en la cinética de primer

$$\frac{Se}{Si} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)} \quad (15)$$

Si = DBO influente (mg/l)

Se = DBO efluente (mg/l)

k = coeficiente de reacción biológica

a = (1 + ktd)

d = coeficiente de difusividad = D/UL = Dt/L

D = coeficiente de dispersión longitudinal (pies cuadrados/hr)

U = velocidad del líquido (pies/hr)

L = longitud del trayecto típico de una partícula en el reactor (pies)

Aunque falta determinar con mayor confiabilidad el coeficiente de difusividad (d) para diferentes lagunas de estabilización, Thirumurthi considera que el valor de pocas veces excederá 1.0, por las cargas hidráulicas tan bajas. También presenta una solución gráfica a la Ecuación No. 16.

Lagunas de Maduración. En virtud de que la mortandad de bacterias en lagunas aerobias se puede aproximar mediante una relación simple, si se mantiene un buen mezclado en la laguna, Marais y Shaw propusieron la expresión representada en la Ecuación No. 16, para el diseño de sistemas que incorporan lagunas de maduración:

$$N/No = 1/(KR + 1) \quad (16)$$

donde

No = concentración influente de bacterias coliformes (NMP)

N = concentración efluente de bacterias coliformes (NMP)

K = coeficiente de mortandad

R = tiempo de retención

El valor de K fue establecido empíricamente y varía considerablemente dependiendo de cortos circuitos hidráulicos y efectos estacionales, como duración e intensidad de luz solar, y temperatura, sobre el funcionamiento de la laguna. Un valor de K = 2.0, recomendado para diseño, está basado en reducciones de E. Coli. Por otro lado, Coetzee y Fourie encontraron el valor de K, para S. tifi, no mayor de 0.8 en una serie de dos lagunas en Pretoria, Africa del Sur.

La clave para obtener altas reducciones de coliformes está en usar sistemas de lagunas en serie, que proporcionan un tiempo de retención adecuado para el líquido y sólidos. La principal ventaja de lagunas en serie es la eliminación de cortos circuitos. La reducción porcentual de bacterias fecales puede ser estimada con las Ecuaciones No. 17 y 18 respectivamente, para lagunas de tiempos de retención iguales y distintos:

$$N/No = 1/(KR + 1)^n \quad (17)$$

$$N/No = 1/(KR_1 + 1)(KR_2 + 1) \dots (KR + 1) \quad (18)$$

donde

n = número de lagunas en serie

- 5) una fracción (cp) de la DBO que se escapa del lodo debido a la fermentación, entra al volumen líquido de la laguna, y la fracción remanente (cg) sale del sistema como gas.

Por consiguiente, bajo condiciones de estado estable, la Ecuación No. 11 describe la magnitud relativa de los efectos de la DBO influente soluble y la que se desprende de la capa de lodos por la fermentación:

$$Su = \frac{S_{ui}}{K \cdot t \cdot 1} (ip + cp \cdot is) \quad (11)$$

La magnitud de las distintas fracciones ip , is , cp , y cg no han sido establecidas en forma definitiva; sin embargo, de la información disponible sobre la remoción de DBO, como lodo en sedimentadores primarios, la fracción is está probablemente dentro del ámbito de 0.4 a 0.6. Marais (1970) encontró que se pueden obtener buenos resultados con los valores de $cp=0.4$ y $cg=0.6$. Se encontró que el coeficiente de degradación de lodos sigue la relación de temperatura dada por la Ecuación No. 13:

$$K_s = 0.002(1.35)^{(20-T)} \quad (12)$$

Para determinar el comportamiento de la laguna bajo diferentes condiciones de carga y ciclos anuales de temperatura, Marais (1970) elaboró un programa de computadora que requiere los siguientes datos:

- 1) DBO y gasto influente,
- 2) volumen de la laguna,
- 3) profundidad del líquido, y
- 4) temperaturas máximas y media-máxima mínima del aire.

El programa supone una variación sinusoidal de la temperatura del aire y calcula las temperaturas del lodo y la laguna, los distintos coeficientes de degradación y la DBO en la laguna y lodo, así como la demanda de oxígeno. Roesler y Shapiro también han reportado la simulación del comportamiento de lagunas de estabilización con programas similares.

Thirumurthi y Nashashibi (1967) han propuesto que debido a las condiciones poco ideales para mezclado presentes en lagunas, se deben utilizar procedimientos de diseño de reactores químicos para describir el funcionamiento de lagunas. Thirumurthi señala que la hidráulica de una laguna no es ni de flujo en pistón (Ecuación No. 13) ni de mezcla completa (Ecuación No. 14), sino más bien un sistema intermedio descrito por la Ecuación No. 15:

- a) flujo en pistón,

$$S_e/S_i = e^{-kt} \quad (13)$$

- b) mezcla completa,

$$S_e/S_i = 1/(1+kt) \quad (14)$$

- c) aproximación a un sistema intermedio,

donde

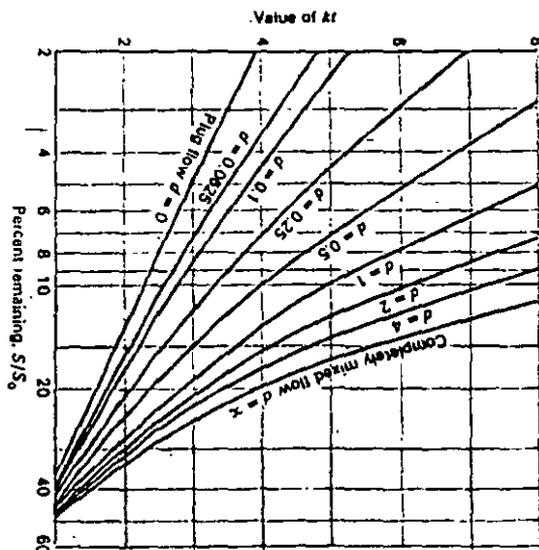


Fig. 9.25 Valores de kt en la ecuación de Wehener y Wilhelm, versus el remanente para varios factores de dispersión

Ejemplo

Diseñar una laguna aerobia para tratar aguas residuales industriales con un gasto de 1Mgal/d (3800 m³/d) con una DBO₅ de 1000 mg/L, considerando las siguientes condiciones

1. Sólidos suspendidos en e influente = insignificantes
2. DBO₅ (conversión) = 90%
3. Soluble primer orden DBO₅ tasa de remoción constante = 0.25 d⁻¹ a 20EC
4. Coeficiente de temperatura 0 = 1.06 a 20EC
5. Temperatura de la laguna en el verano = 32EC
6. Temperatura de la laguna en el invierno = 10EC
7. Area máxima de lagunas individuales = 10 acres (4 ha)
8. Profundidad máxima de la laguna = 3 pies (0.9 m)
9. Factor de dispersión dela laguna = 1.0

Solución

1. De la gráfica - determinar el valor de kt para un factor de dispersión de 1.0 y una eficiencia de remoción de 90%

$$kt = 5$$

2. Determinar el coeficiente de temperatura

a) invierno

$$K_{10EC} = K_{20EC} 0^{T-20}$$

$$K_{10} = 0.25 (1.06)^{10-20}$$

$$= 0.14d^{-1}$$

b) Verano

$$K_{32EC} = K_{20EC} 0^{T-20}$$

$$K_{32} = 0.25 (1.06)^{32-20}$$

$$= 0.5 d^{-1}$$

3. Determinar el tiempo de retención

Las ecuaciones anteriores consideran que el coeficiente de mortandad (K) es igual en todas las lagunas de la sene. Aunque, este no es el caso exactamente, las aproximaciones que dan estas ecuaciones son lo suficientemente buena para estimar las reducciones de bacterias en lagunas de estabilización.

Diseño de Lagunas

Lagunas Aerobias. El diseño del proceso está basado generalmente en las tasas de carga orgánica y el tiempo de retención hidráulica, grandes sistemas se diseñan frecuentemente como reactores completamente mezclados, usando dos o tres reactores en serie. Una segunda aproximación es utilizando la ecuación de primer orden de tasa de remoción desarrollada por Wehner y Wilhelm para un reactor con un patron arbitrario de flujo (entre completamente mezclado y flujo piston) como sigue:

$$\frac{S}{S_0} = \frac{4a \cdot \exp(1/2d)}{(1+a)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)}$$

Donde:

S = Concentración del sustrato del efluente

S₀ = Concentración del sustrato del influente

$a = \sqrt{1 + 4ktd}$

d = factor de dispersión = D/ul

D = Coeficiente de dispersión axial pies (hem²/h)

u = Velocidad del fluido pies/h(m/h)

L = Longitud característica pies (m)

k = Constante de la reacción de primer orden

t = tiempo de retención.

Para facilitar el uso de la ecuación anterior, Thimurthi desarrolló una gráfica en la cual el término kt está trazado contra S/S₀ para valores de dispersión que varían de cero en un reactor con flujo-piston ideal al infinito en un reactor completamente mezclado. Para la mayoría de las lagunas los factores de dispersión están entre los rangos de 0.1 a 2.0. Debido a que el contenido de las lagunas aerobias debe estar mezclado para lograr el mejor funcionamiento, se estima que un valor típico del factor de dispersión puede ser de 1.0 valores típicos de la constante k en la ecuación de primer orden de la tasa de remoción de la DBO₅ varía de 0.5 a 1.0 por día, dependiendo de las características hidráulicas y de operación de la laguna.

COMPARACION DE AREAS EN DIFERENTES TRENES DE TRATAMIENTO

EJEMPLO No. 1

Ilustra una única laguna de estabilización facultativa: área comparativa 100.

Eficiencia de Remoción = DBO 80%
 Coliformes 96%

EJEMPLO No. 2

Ilustra una laguna facultativa precedida de lagunas anaerobias.

Áreas comparativas:

Área de ambas Lagunas Anaerobias = 0.5
 Área de Laguna Facultativa = 50.0
 Área Total = 50.5

Eficiencia de Remoción = DBO 88%
 = Coliformes 96%

NOTA

- Se construyen dos lagunas anaerobias para facilitar su limpieza periódica.

- La construcción de dos pequeñas lagunas permite reducir la carga orgánica en 50% por lo que el área requerida de la laguna facultativa se reduce a la mitad.
- La eficiencia de remoción es similar al ejemplo anterior.

EJEMPLO No. 3

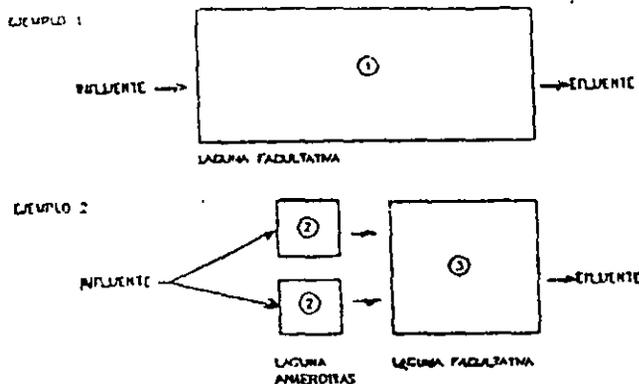
Ilustra un sistema lagunar compuesto de los siguientes elementos:

Pretratamiento:

Rejillas y desarenador: Su instalación es recomendable para el tren de tratamiento, siendo indispensable antes de todo sedimentador o instalación mecánica; su área es insignificante.

Sedimentador Primario Tipo Imhoff, compuesto de dos elementos:

- Un sedimentador que reduce los sólidos suspendidos en un 50% y el DBO en 35%.



a) Invierno

$$0.14 \text{ d}^{-1}(t) = 5 \\ t = 35.7$$

b) Verano

$$0.5 \text{ d}^{-1}(t) = 5 \\ t = 10\text{d}$$

4. Determinar el área superficial de la laguna

$$Q = A \cdot V = (h \cdot b) \left(\frac{l}{t} \right) = \frac{hbl}{t} = \frac{Ah}{t} \therefore A = \frac{Q \cdot t}{h}$$

a) invierno

$$\text{área superficial} = \frac{1,000,000 \text{ gal/d} \times 35.7 \cdot d \left(\frac{1 \cdot \text{ft}^3}{7.48 \text{ gal}} \right)}{3 \text{ ft} \times 43.530 \text{ ft}^2 / \text{acre}} = 36.5 \text{ acres} \quad (14.8 \text{ ha})$$

b) verano

$$\text{área superficial} = \frac{1,000,000 \text{ gal/d} \times 10 \cdot d \left(\frac{1 \text{ ft}^3}{7.48 \text{ gal}} \right)}{3 \text{ ft} \times 43.56 \text{ ft}^2 / \text{acre}} = 10.2 \text{ acres} \quad (4.1 \text{ ha})$$

entonces gobiernan las condiciones de invierno

E. Comentarios Finales

Varios investigadores han observado el comportamiento de lagunas de estabilización durante variados periodos y han llegado a conclusiones que no necesariamente conducen a criterios generales de diseño. Los trabajos de Oswald (1970) en California, EUA, sobre lagunas de alta tasa, donde se maximiza la producción de algas, ha evolucionado en un tipo muy fino de laguna, que requiere equipo y operación sumamente complicada. En Africa del Sur (Meiring et al, 1968) se determinó que para la remoción de algas del efluente, con sulfato de aluminio, se requieren dosis de 400 mg/l, con las cuales se logra flocular la mayor parte de los sólidos suspendidos, quedando únicamente una concentración de sólidos de 25 mg/l en el efluente de la laguna. El resto de los sólidos se puede eliminar fácilmente en un filtro de arena. Sin embargo, este tipo de sistema no es aplicable a comunidades pequeñas, donde más se requieren las lagunas para el tratamiento de sus desechos líquidos domésticos.

Algunas objeciones al uso de lagunas de estabilización han sido:

- 1) la posibilidad de contaminación bacteriológica del subsuelo y el agua que contiene,
- 2) la descarga de aguas con un alto contenido de DBO y sólidos suspendidos como algas,
- 3) problemas de malos olores y sabor en las fuentes de agua potable, y
- 4) la provisión de sitios para la reproducción de mosquitos y otros vectores acuáticos.

En su mayoría, estas objeciones han sido eliminadas mediante un buen diseño y procedimientos adecuados de operación y mantenimiento.

9.7 TRATAMIENTO ANAEROBIO

La principal división entre los diversos procesos biológicos existentes para el tratamiento de aguas residuales se hace en relación a la forma en que los microorganismos utilizan un oxígeno. Es así que se tienen los procesos aerobios (requieren de oxígeno) y los anaerobios (requieren la ausencia de oxígeno). Esto se traduce en sistemas muy diferentes entre sí, tanto en su microbiología, como en sus aplicaciones, su ingeniería y su control.

Dado que los microorganismos son los responsables de llevar a cabo un proceso biológico, sus características metabólicas determinarán el tipo de aplicación, las ventajas y desventajas del proceso en cuestión. Las principales características, desde punto de vista energético, se esquematizan en la Fig. 9.27. La energía contenida en la materia orgánica contaminante utilizada por los microorganismos, medida como demanda química de oxígeno (DQO) o la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), es transformada en diversos productos, dependiendo del metabolismo aerobio o anaerobio de la célula. Es así que una bacteria anaerobia utilizará el 10% de la energía contenido en su alimento o sustrato para funciones de reproducción, dando origen a nuevas células; el 90% restante lo dirigirá al gas metano y CO_2 . Por su parte, la bacteria aerobia empleará, en presencia de oxígeno, un 60 al 65% de la energía del sustrato en la síntesis de nuevas células, mientras la fracción restante es utilizada para llevar a cabo ésta y otras funciones metabólicas y disipada en forma de calor.

Lo anterior trae como consecuencia, la vía anaerobia produce pocos lodos (células), mientras que la aerobia genera una cantidad aproximada de cinco veces más, con los consecuentes problemas de tratamiento y disposición de lodos de purga. Por otro lado, la energía contenida en el metano puede ser utilizada como energía calorífica directamente o transformada a mecánica o eléctrica según las necesidades existentes en el sitio. Otro punto es que el proceso aerobio requiere el suministro de oxígeno, lo que representa un costo energético importante. Es así, que mientras el proceso anaerobio es un productor neto de energía, el proceso aerobio la consume. Esta tendencia se acentúa en los casos en que los lodos de purga de la planta aerobia son digeridos aeróbicamente, lo que implica un nuevo costo energético.

En cuanto a los lodos producidos en el proceso anaerobio, además de producirse en menor cantidad, éstos ya están lo suficientemente estabilizados como para poder ser evacuados directamente sin un tratamiento previo. Por tanto, se puede considerar la vía anaerobia como altamente eficiente en la conservación de energía; mientras que en la aerobia integral (agua y lodos) el dispendio energético es considerable.

Las características anteriores se manifiestan en forma más marcada cuando se aplican ambos tipos de procesos biológicos al tratamiento de aguas residuales concentradas en materia orgánica; como es el caso de los desechos de la industria.

Cabe mencionar las desventajas de los procesos anaerobios en relación con los aerobios. Los efluentes tratados por vía anaerobia pueden requerir un postramiento, ya que conservan aún cierto contenido de materia orgánica y no tiene oxígeno disuelto. La necesidad de realizar el postramiento estará determinada por las condiciones particulares de la descarga (CPD) que le hayan sido fijadas a la empresa. En la mayoría de los casos, el postramiento será aerobio, dando como resultado un proceso combinado altamente eficiente en la remoción de los contaminantes, autosuficiente energéticamente y a costos de inversión, operación y mantenimiento sensiblemente menores que los de un proceso totalmente aerobio.

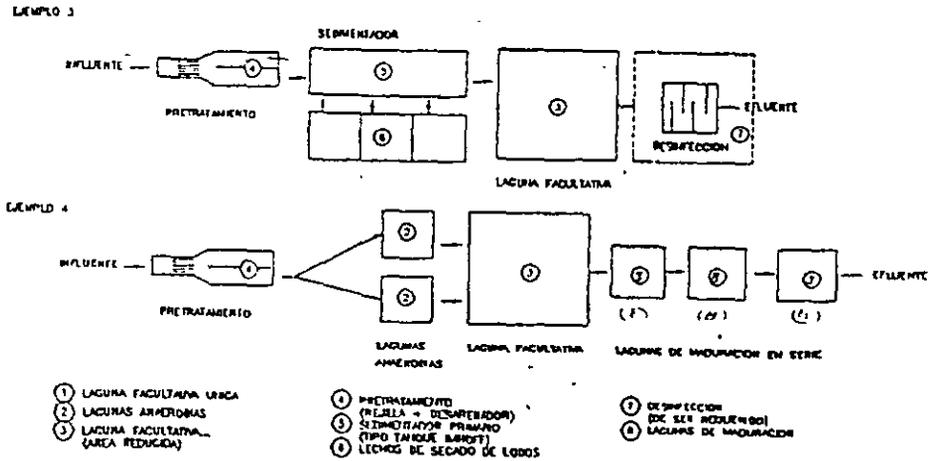


Fig.9.26 Eficiencia de Combinaciones Diversas.

- Un digestor que permite estabilizar los lodos.
- Lechos de secado de lodos que permiten deshidratarlos.

El área del sedimentador es insignificante.

Laguna Facultativa:

Recibe el efluente del sedimentador primario, con ello su área se reduce en un 35%.

Area restante = 65

Desinfección:

Su instalación es optativa, se instala de ser requerido un efluente bajo en patógenos..

Eficiencia de Remoción = DBO 80%
 Coliformes 90% (Sin desinfección)

EJEMPLO No. 4

Ilustra un sistema lagunar completo compuesto de los siguientes elementos:

Pretratamiento, lagunas anaerobias, laguna facultativa y una serie de lagunas de maduración.

Area Total Requerida = 200

Nótese que mientras las lagunas anaerobias remueven sólidos y DBO, las lagunas de maduración permiten remover patógenos y lograr un efluente con N.M.P. de coliformes tan bajo como se requiera.

Eficiencia de Remoción = DBO = 95%
 Coliformes > 99.9999%

NOTA:

Las eficiencias de remoción indicadas son aproximadas, su valor real es función de las áreas, volúmenes, tiempo de retención y temperatura.

Desarrollo de los procesos anaerobios

La evolución de la tecnología anaerobia ha dado lugar a tres generaciones de reactores. La primera comprende aquellos procesos en donde la biomasa se encuentra en suspensión, en los de segunda generación, los microorganismos son retenidos en el reactor, ya sea al suministrarles un soporte para que se adhieran en forma de biopelícula, o bien por medio de su sedimentación; los reactores de tercera generación tienen también los microorganismos en forma de biopelícula, pero el soporte se expande o fluidifica con altas velocidades de flujo. A continuación se describen brevemente los diversos reactores existentes.

9.7.1 REACTORES ANAEROBIOS DE 1ª GENERACION

Los reactores anaerobios más primitivos son, por un lado la fosa séptica que será descrita más adelante, y por otro lado los digestores del tipo rural con alimentación semicontinua, de los que se tienen referencias desde el siglo pasado. Estos digestores son utilizados para la producción de biogás a partir de desechos agrícolas y ganaderos, por lo que su descripción cae fuera del tema de este resumen.

- **Fosa séptica y tanque Imhoff**

La fosa séptica puede considerarse como un digestor convencional a escala muy reducida, en donde las condiciones anaerobias estrictas no son siempre cumplidas ya que existen zonas anóxicas. Su uso se ha limitado a tratar las aguas de desecho de casas habitación, escuelas, hospitales, etc.; generalmente en zonas rurales en donde no existe el servicio de drenaje. Dado que su principal función se limita a la hidrólisis de la materia orgánica en suspensión para lograr una buena eficiencia, es necesario que la fosa evacue en un sistema de zanjas de absorción colocadas en el suelo, el cual se encargará de realizar la estabilización de la materia orgánica. Los tiempos de retención en estos dispositivos son muy variables (entre 2 y 10 días)

Por su parte el tanque Imhoff, es un sistema un poco más elaborado que el anterior, ya que crea dos compartimientos distintos, el de decantación y el de digestión. Esto impide en cierto modo que los productos de la hidrólisis de los lodos sean evacuados por el efluente, lo que se traduce en mejores eficiencias de tratamiento. Sus aplicaciones han sido a nivel de pequeñas comunidades, en donde la fosa séptica no sería recomendable debido al volumen que requeriría. En ambos sistemas, una evacuación periódica de los lodos acumulados es necesaria (generalmente cada año para el tanque Imhoff y de dos años para la fosa).

- **Lagunas anaerobias**

Este es otro proceso rústico empleado en aguas de desecho industriales evacuadas a temperatura superior a la del ambiente y con cierto contenido de sólidos suspendidos sedimentables. Consiste en estanques profundos (hasta 10 m) en donde las condiciones anaerobias prevalecen, con la excepción de una pequeña zona en la superficie. Las condiciones meteorológicas influyen grandemente la operación de estos sistemas, registrándose generalmente una baja considerable en la eficiencia durante el invierno. Un punto particularmente problemático son los malos olores asociados con estos sistemas. Los tiempos de retención hidráulica reportados en la literatura son muy variables, en general mayores a 7 días.

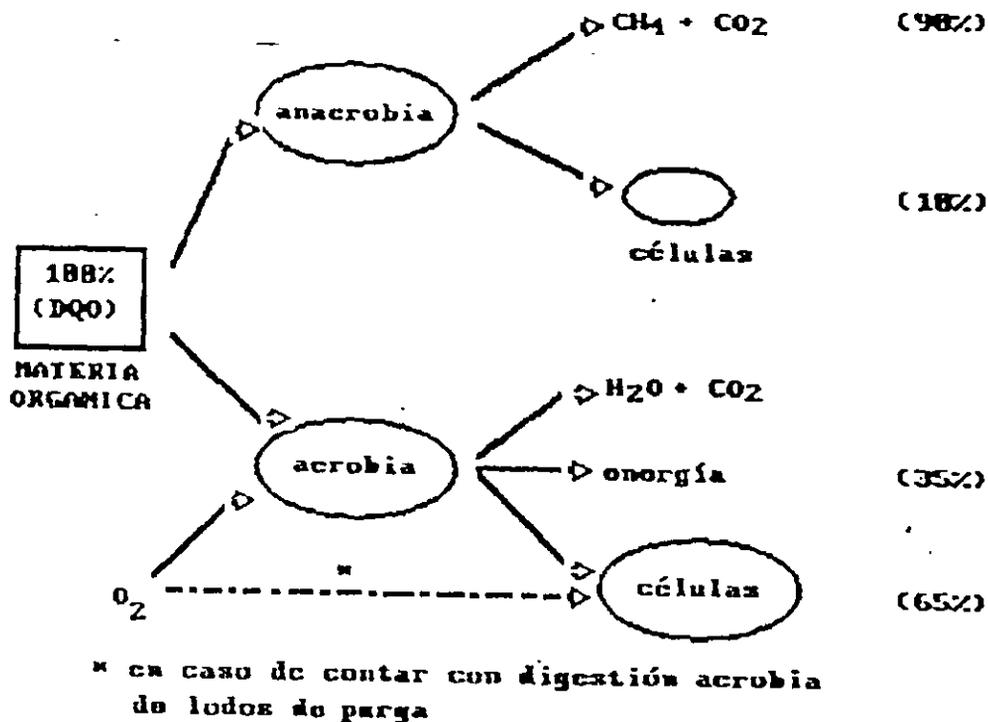


Fig. 9.27 Esquema del flujo de energía de los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales

Una estimación comparativa de costos, operación y mantenimiento para los sistemas totalmente aerobio, anaerobio + aerobio y totalmente anaerobio, en función de la concentración de materia orgánica en el influente, dada por Eckenfelder et al. (1988), señala que para las opciones anaerobia y anaerobia-aerobia estos son los mismos.

El proceso anaerobio (o inclusive el anaerobio + aerobio) puede generar ingresos netos, mediante la recuperación del biogás producido, cuando el agua residual tiene una alta concentración en materia orgánica. Siendo este el proceso que puede eventualmente convertir el tratamiento de las aguas residuales, no en una carga, sino en una fuente de ahorro para la industria.

Indudablemente, de las dos vías metabólicas, la aerobia ha sido hasta la fecha la más utilizada y consecuentemente, la tecnología de los tratamientos aerobios está ya bien establecida. Por su parte, la digestión anaerobia estuvo considerada por mucho tiempo como una vía promisoría pero sólo aplicable a contados casos.

En la actualidad gracias a los esfuerzos de investigación realizados en todos los niveles, desde el fundamental hasta el desarrollo tecnológico ha dado como resultado el surgimiento de la digestión anaerobia como una alternativa de tratamiento seria, confiable y eficiente, en muchos casos superior a los procesos aerobios. Esto no significa que ambos procesos se excluyan entre sí, sino por el contrario, en muchas ocasiones la unión anaerobia-aerobia es la mejor solución técnica y económica, fundamentalmente cuando se tienen efluentes mediana y altamente concentrados en materia orgánica, así como condiciones de descarga estrictas.

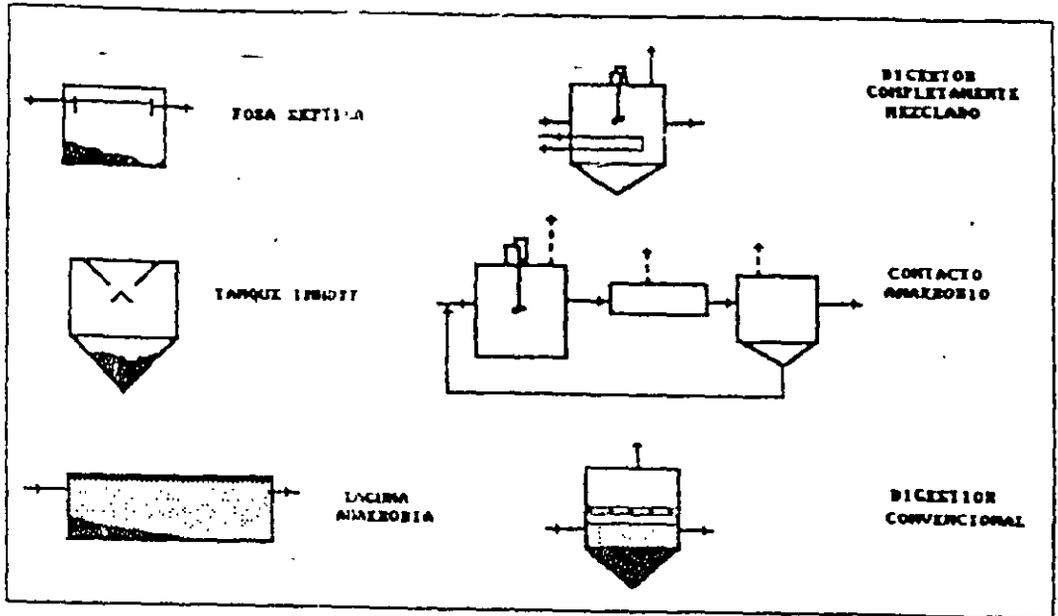


Fig. 9.28 Reactores anaerobios de la 1ª generación

Otras ventajas obtenidas son un cierto grado de resistencia a productos tóxicos (Parkin y Speece, 1983), una adaptación rápida a cambios de alimentación (Van den Berg et al., 1980; Noyola, 1986) y un arranque rápido después de periodos prolongados sin alimentación (Lettinga et al., 1982; Sánchez et al., 1985; Noyola, 1986).

- **Filtro anaerobio**

El filtro anaerobio fue introducido por Young y McCarty (1969), recomendándolo inicialmente para sustratos solubles y medianamente concentrados en materia orgánica. En la actualidad se ha aplicado el laboratorio y a escala real tratando una amplia serie de sustratos a diversas concentraciones (Kobayashi et al., 1983). Esencialmente consiste en un reactor de flujo ascendente empacado con soportes plásticos o con piedras de 3 a 5 cm. de diámetro promedio. El coeficiente de vacío debe ser grande para evitar el taponamiento, lo que en algunos casos se traduce en un área específica inferior a $100 \text{ m}^2/\text{m}^3$. Debido a la distribución desordenada del soporte, las purgas de lodo no son efectivas, lo que provoca una acumulación lenta pero constante de biomasa que con el tiempo puede crear problemas de taponamiento. Este reactor puede admitir cargas hasta de $20 \text{ kg. DQO}/\text{m}^3 \text{ día}$.

- **-Reactor tubular de película fija**

Para evitar la acumulación de lodos dentro del reactor, Van den Berg y Lentz (1979) desarrollaron el reactor tubular de flujo ascendente o descendente. El soporte utilizado en este caso, consiste de tubos o placas dispuestas de tal forma que se crean canales verticales. El ordenamiento del soporte resulta en coeficiente de vacío importantes con buenas relaciones área/volumen ($>$ de $150 \text{ m}^2/\text{m}^3$). Las cargas aplicadas pueden llegar hasta $30 \text{ kg. DQO}/\text{m}^3 \text{ día}$.

- **Digestor anaerobio convencional**

Este sistema se ha aplicado principalmente para la estabilización de los lodos de desecho provenientes del proceso de lodos activados, aunque en la actualidad sus limitadas eficiencias han hecho que sea sustituido por la versión completamente mezclada. Consiste en un tanque cerrado sin agitación y sin calentamiento, en donde el desecho por tratar se estratifica en zonas definidas. La parte en donde se lleva a cabo prácticamente la totalidad de la actividad microbiana representa alrededor del 30% del volumen total del digestor, lo que aunado a la lentitud de la cinética de degradación bajo estas condiciones, resulta en volúmenes de reactor considerable (tiempos de retención mayores a 30 días).

- **Digestor anaerobio completamente mezclado**

La introducción de una agitación vigorosa del medio de reacción, aunada frecuentemente a un calentamiento del reactor, se traduce en mayores eficiencias en la remoción de materia orgánica. La agitación es lograda, ya sea por un agitador mecánico o por la inyección del biogás en el fondo del reactor. Debido a su mezcla completa, el efluente cuenta con una alta concentración de sólidos suspendidos, por lo que se desarrolló una variante que une en serie, un digestor completamente mezclado con un digestor convencional en donde se realiza la decantación de los sólidos. Su principal aplicación es en el tratamiento de los lodos de desecho de grandes plantas de lodos activados.

- **Reactor de contacto anaerobio**

Este es un sistema de transición entre la primera y la segunda generación de reactores anaerobios. Consiste básicamente en un reactor completamente mezclado acoplado a un decantador que separa la biomasa para que sea recirculada hacia el reactor. Es el equivalente anaerobio de los lodos activados. Con la recirculación, la cantidad de microorganismos en el reactor aumenta al igual que su tiempo de permanencia dentro del sistema, sin que el tiempo de retención hidráulica se incremente. Esto resulta en volúmenes de reactor más pequeños y en una mayor estabilidad del proceso. El punto problemático es la adecuada separación de los lodos anaerobios en el decantador, pues tienen tendencia a flotar, debido a las burbujas de gas atrapadas en el floculo. Esto se soluciona creando un vacío en la línea de unión entre el reactor y el decantador, lo que favorece la desgasificación. Los tiempos de retención hidráulicos son del orden de 5 días y el tiempo de residencia celular varía entre 15 y 30 días. Este sistema se ha aplicado en el tratamiento de aguas residuales de industrias alimentarias.

En la fig. 9.28 se presentan los reactores anaerobios de 1ª generación.

9.7.2 REACTORES ANAEROBIOS DE 2ª GENERACION.

El progreso logrado con este tipo de reactores se manifiesta en tiempos de retención hidráulicas sustancialmente menores (de 0.5 a 3 días), lo que implica una importante reducción en los volúmenes de reactor, y en una mayor estabilidad y facilidad en su operación. Esto se logra al retener la biomasa anaerobia dentro del reactor mediante la formación de una película de microorganismos fijos sobre soportes, o bien por medio de la sedimentación de floculos microbianos con muy buenas características de decantación. Con esto, la limitación provocada por la reducida tasa de crecimiento de las bacterias anaerobias es prácticamente eliminada.

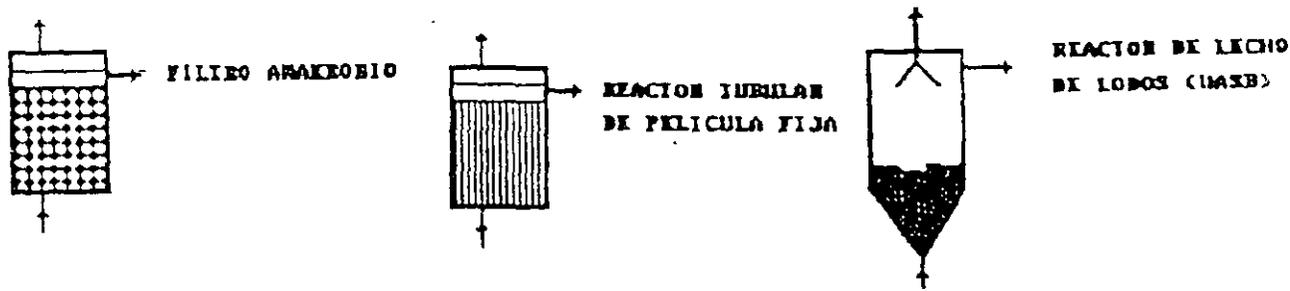


Fig. 9.29 Reactores anaerobios de la 2ª generación.

CARACTERISTICAS COMPARADAS

	Digestión Anaerobia	Digestión Aerobia
Productos degradación	CH_4, H_2O, NH_4	CO_2, H_2O, NO_3^-
Energía precisa para digestión de 1 ml de dextrosa	35 cal	650 cal
Velocidad degradación	-	+
Síntesis de nuevas células	-	+
Reducción final S.S.V	+	-
Fangos:		
DBD ₅ /g de S. V	+	-
S. S. V. V/S. S.	-	+
Estabilidad	-	-
Sobrenadante	Difícilmente tratable	Se pueden incorporar a la línea de agua
Concentración del lodo residual	Mejor	Peor
Tiempo de puesta en marcha	Largo	Corto
Procesos biológicos en la en marcha	Complejos	Sencillos

CARACTERISTICAS DE LOS SOBRENADANTES

	Digestión Anaerobia	Digestión Aerobia
S. S. (mg/l)	5000-15000	300
DBO ₅ (mg/l)	1000-10000	500
DQO	3000-30000	2600
Amoníaco (NH ₃)	500-1000	
N Kjeldahl		170
Fósforo total en P	300-1000	98
P soluble		26

- **-Reactor anaerobio de lecho de lodos (UASB)**

Corresponde a Lettinga el desarrollo de este reactor que por su simplicidad se ha difundido en varios países. Su gran ventaja consiste en que no requiere ningún tipo de soporte para retener la biomasa, lo que implica un ahorro importante. Su principio de funcionamiento se basa en la buena sedimentabilidad de la biomasa producida dentro del reactor, la cual se aglomera en forma de granos o "pellets" hasta de 5 mm de diámetro. Estos granos cuentan además con una actividad metanogénica muy elevada, lo que explica los buenos resultados del proceso. El reactor es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación gas-líquido-sólido, el cual evita la salida de los sólidos suspendidos en el efluente y favorece la evacuación del gas y la decantación de los flocúlos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor. Un punto importante de su diseño es la distribución de las entradas del agua residual, ya que una mala repartición puede provocar que ciertas zonas de la cama de lodos no sean alimentadas, desperdiciando así su actividad. Esto es particularmente cierto en el tratamiento de aguas residuales municipales, pues la limitada materia orgánica presente forma sólo pequeñas cantidades de biogás y por lo tanto la agitación del lecho, provocada por las burbujas, se ve reducida. El punto débil del proceso consiste en la lentitud a la que se forman los granos, elemento indispensable del sistema. Esto puede ser solucionado mediante la inoculación importante con lodos adecuados. Las cargas orgánicas alimentadas a este reactor pueden llegar hasta 30 kg. DQO/m³.día.

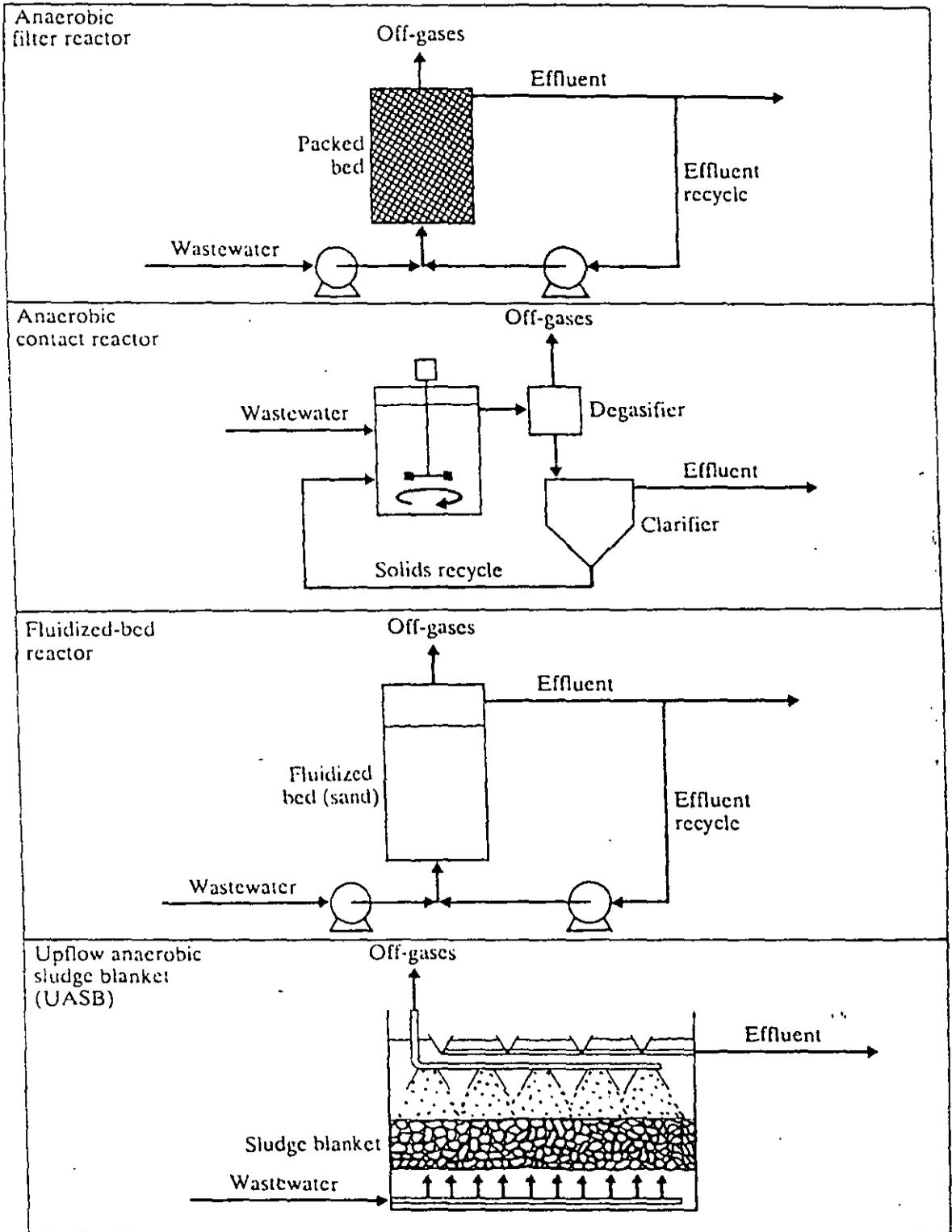
Actualmente, una combinación en un mismo tanque del reactor UASB y del filtro anaerobio, conocida como reactor híbrido, está generando aceptación. La principal ventaja de este arreglo es que se optimiza el volumen del reactor y se puede reducir la pérdida masiva de lodos, accidente grave de reactores UASB.

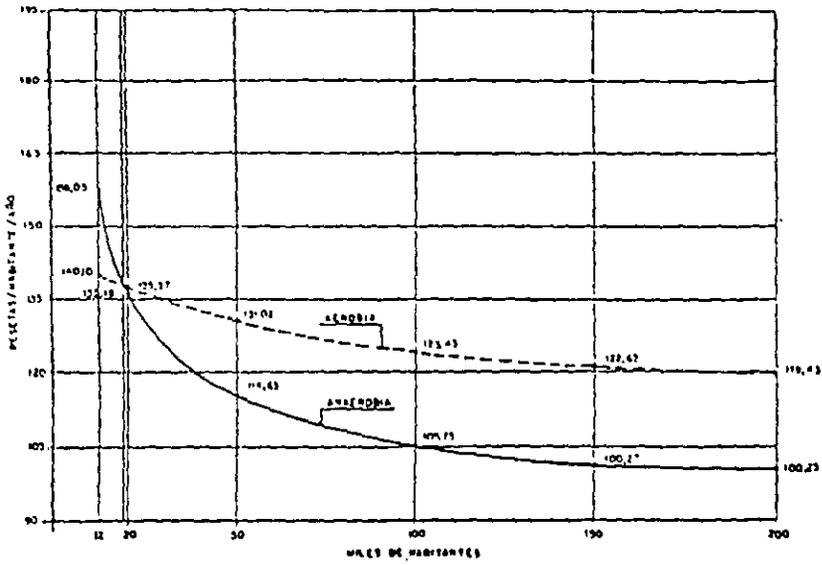
En la fig. 9.29 se esquematizan los reactores anaerobios de 2ª generación.

9.7.3 REACTORES ANAEROBIOS DE 3ª GENERACION

Estos reactores se encuentran básicamente aún en nivel piloto o semi-industrial, aunque ya existen algunas plantas a escala real basadas en esta modalidad. Son también reactores de película fija, pero el soporte utilizado es lo suficientemente pequeño y ligero para que pueda ser fluidificado con una recirculación del efluente. Se han reportado resultados de laboratorio en extremo prometedores (Switzenbaum y Jewell, 1980, Jewell et al., 1981). Los dos tipos de reactores, el reactor de lecho expandido y el reactor de lecho fluidificado, son semejantes entre sí, diferenciándose en el grado de fluidificación del soporte (20% para el lecho expandido y superior al 50% para el lecho fluidificado). Su avance consiste en tiempos de retención aún menores, inferiores a 12 horas, ya que la superficie de soporte disponible es muy elevada (superior a 200 m²/m³) y la agitación en el lecho es vigorosa, eliminando problemas de transferencia de sustrato. Otra ventaja es que no presentan problemas de taponamiento. Sin embargo, requieren energía para la recirculación y la fluidificación del lecho; además, su arranque y operación son en extremo delicados. Las cargas aplicadas pueden sobrepasar los 40kg.DQO/m³.día.

TRATAMIENTOS ANAEROBIOS





Comparación económica entre digestión aerobia y anaerobia

Considerando 2 módulos:

$$Q = 100 \text{ l/s}$$

$$\text{Vol} = 903.6 \text{ m}^3$$

$$\text{Profundidad} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Bordo libre} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad total} = 4.0 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 258.17 \text{ m}^2 \quad \text{Ver figura 20}$$

Considerando un tiempo de retención celular de 5 días = 120 hrs, la concentración de masa activa en el reactor será de :

$$Ma = \frac{K_s \cdot F}{K_e + (1/ts)} = Ma = \frac{(4.35) \cdot (9.2)}{(0.0174) + (1/120)} = 1554.4$$

La concentración de masa endógena:

$$Me = 0.2 K_e Ma ts = 0.2 (0.0174) (1554.4) (120)$$

$$Me = 649.12 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inerte (orgánica no biodegradable)

$$Mi = Mi \text{ inf } (ts/t) = 24 (120/2.51) = 1147.41 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inorgánica

$$Mii = Mi \text{ inf } (ts/t) + 0.1 (Ma + Me)$$

$$Mii = 8 (120/2.51) + 0.1 (1554.4 + 649.12) = 602.8 \text{ mg/l}$$

Por lo tanto:

$$\text{SSLM} = Ma + Me + Mi + Mii$$

$$\text{SSLM} = 1154.4 + 649.12 + 1147.41 + 602.8 = 3593.7 \text{ mg/l}$$

$$\text{SSVLM} = Ma + Me + Mi = 3350.9 \text{ mg/l}$$

EJEMPLO DE APLICACIÓN:

A continuación se presenta un ejemplo simple para dimensionar el reactor biológico de un sistema de lodos activados completamente mezclados, los datos básicos son los siguientes:

$$Q = 200 \text{ l/s}$$

$$\text{DBO influente} = 220 \text{ mg/l}$$

$$\text{SS} = 200 \text{ mg/l}$$

$$\text{SSV} = 180 \text{ mg/l}$$

$$T \text{ promedio del agua} = 16 \text{ grados centigrados}$$

$$\text{SSVNB} = 60 \text{ mg/l}$$

Los valores de las constantes de biodegradabilidad a 20 grados centigrados y su dirección a 16 grados centigrados, utilizando la relación de Van Hoff Arhenius y un valor del coeficiente de actividad biológica de 1.035 se presentan a continuación:

20 grados centigrados

$$K_m = 7.2 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_s = 5.0 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.02 \text{ hr}^{-1}$$

16 grados centigrados

$$K_m = 7.2 (1.035)^{16-20} = 6.27 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_s = 5.0 (0.87) = 4.35 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.0174 \text{ hr}^{-1}$$

En forma esquemática, el proceso global de tratamiento se presenta en la figura 19, donde se establece que las concentraciones de DBO₅ y sólidos suspendidos en el efluente serán de 30 mg/l en ambos casos.

$$\text{DBO}_5 \text{ efluente} = F + 0.8 \text{ SSV}_{ef}$$

$$30 = F + 20.8$$

$$F = 30 - 20.8$$

$$F = 9.2 \text{ mg/l}$$

$$F = \frac{F_i}{K_m \cdot t + 1}$$

$$t = \frac{1}{K_m} \left[\frac{F_i}{F} - 1 \right]$$

$$t = \frac{1}{6.27} \left[\frac{154}{9.2} - 1 \right]$$

El tiempo de retención hidráulico necesario para alcanzar la eficiencia deseada es de:

$$T = 2.51 \text{ hr}$$

Considerando una concentración del 4 %

$$Q = 51.84 \text{ m}^3 / \text{día}$$

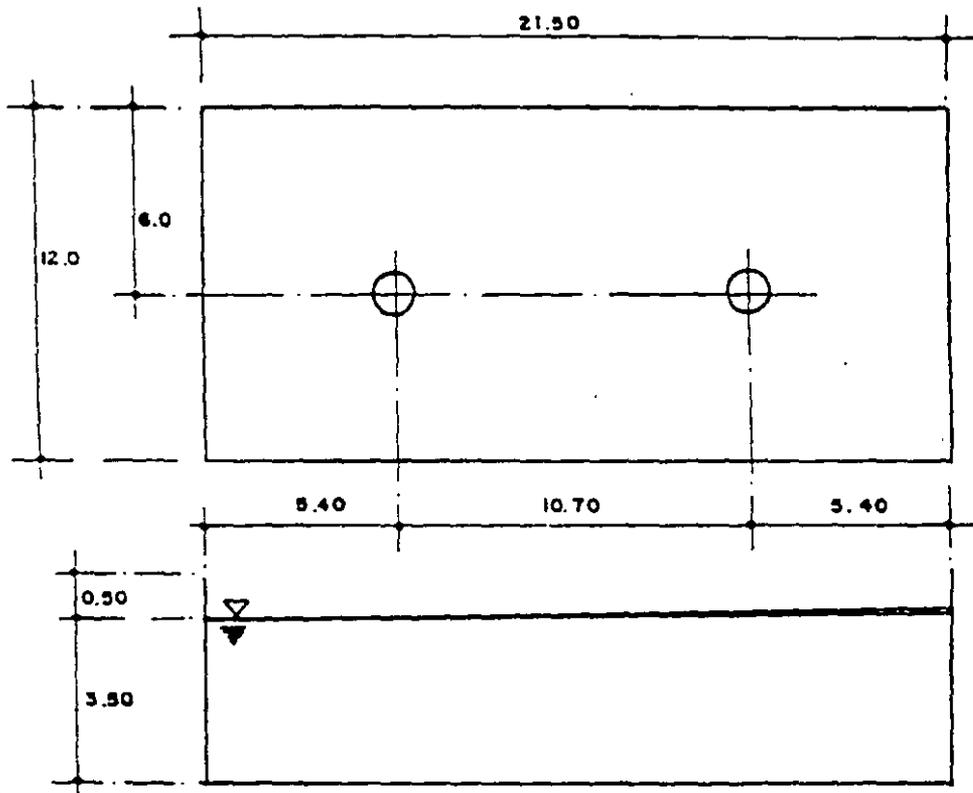
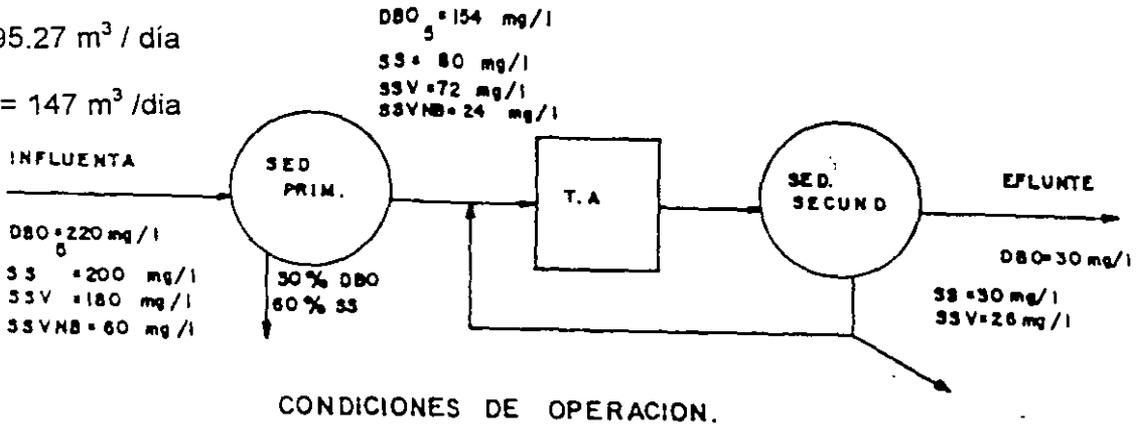
$$\text{Secundarios} = \frac{SSLM \times Vol}{ts} = \frac{(3953.7)(90.6)(2)(10^{-6})(10)}{5} = 1429.02 \text{ kg / día}$$

$$\text{Secundarios} = y (Q) (F - Fi) (10^{-6}) (86400) = 1330.56 \text{ kg / día}$$

Considerando una concentración del 1.5 %

$$Q = 95.27 \text{ m}^3 / \text{día}$$

$$Q_{\text{total}} = 147 \text{ m}^3 / \text{día}$$



Requerimientos de oxígeno:

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5(Fi - F)}{t} - \frac{1.42(Ma + Me)}{ts}$$

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5(154 - 9.2)}{2.51} - \frac{1.42(1554.4 + 649.12)}{120 \cdot hr}$$

$$\frac{dO}{dt} = 86.53 - 26.07 = 60.46 \text{ mg/l hr}$$

$$\text{Vol/tanque} = 903.6 \text{ m}^3$$

$$\frac{dO}{dt} = 60.46 \times 10^{-3} \times 903.6 \times 10^3$$

$$\frac{dO}{dt} = 54.63 \text{ kg D2/hr}$$

Transferencia de O_2 – aproximadamente 1 – 1.4 kg O_2 / HP / hr

$$39 \text{ HP} \approx 40 \text{ HP}$$

Requerimientos de potencia por mezclado

Los requerimientos de oxígeno de potencia para mantener mezcla completa en el reactor biológico citados en la literatura técnica varía considerablemente. Para fines de este ejemplo se considera como valor mínimo recomendable el de HP/1000 pies cúbicos 0 – 0.352 HP / m^3 . Por lo tanto.

$$\text{HP } 0.0352 \times 903.6 = 31.81 \text{ HP}$$

Los requerimientos de oxígeno, por lo tanto son:

2 aereadores de 20 HP c/u

COSTO DE OPERACIÓN POR ENERGIA ELECTRICA.

Considerando un costo de \$ 200 / Kw – hr

$$80 (0.7457) \times 24 \times 200 \times 31 = 8.88 \text{ millones de pesos / mes}$$

Generación de lodos de desecho:

$$\text{Primarios} = \frac{(200)(0.6)(200)(86400)}{10} = 2073.6 \text{ kg / día}$$



BOLETÍN
DE LA OFICINA
SANITARIA
PANAMERICANA

VOL. 116, No. 3

MARZO 1994

La experiencia acumulada en más de 30 años de estar observando el funcionamiento de estas lagunas demuestra que su eficiencia es grande en zonas tropicales, donde suelen costar de la mitad a una cuarta parte de lo que cuestan en zonas templadas o frías. Además, otros datos y proyectos estudiados por el autor a comienzos de los años noventa en Costa Rica, República Dominicana y México indican que en el trópico el costo de tratar un metro cúbico de aguas residuales en lagunas de estabilización es solo la décima parte del costo de tratarlas en plantas convencionales (3).

Gracias a la influencia favorable del clima en zonas tropicales, resulta imprescindible que en ellas no se imiten o adopten criterios y tecnologías diseñados para climas ajenos.

El presente artículo se centrará en lagunas de estabilización, diseñadas para zonas tropicales, cuyas aguas tienen una temperatura promedio de 15 °C como mínimo durante el mes más frío del año.

USO DE AGUAS RESIDUALES EN AGRICULTURA Y ACUICULTURA

En 1989 la OMS publicó *Health Guidelines for the Use of Wastewater in Agriculture and Aquaculture*, obra que se tradujo al español en 1991 con el título *Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura* (4). Estas directrices se refieren al uso directo e indirecto de aguas residuales (en masas de agua que, como los ríos y lagos, se usan para la irrigación después de la llegada de efluentes). Entre otras cosas, las directrices se apoyan en pruebas epidemiológicas disponibles al establecer que si el tratamiento de las aguas residuales es suficiente para que el número probable de coliformes fecales por 100 ml sea menor de 1 000 y el de huevos de nematodos por litro menor de 1, dichas aguas se consideran adecuadas para irrigar cosechas de productos comestibles (4).

Cabe mencionar al respecto los resultados de algunos estudios realizados por el CEPIS en Lima, Perú. Estos estudios indican

que si se usan lagunas primarias, secundarias e incluso terciarias para lograr un efluente con una concentración de coliformes fecales menor de 1 000 por 100 ml, la concentración de huevos de nematodos intestinales se reduce a cero (5).

En las directrices de la OMS también se discuten los criterios aplicables a un proyecto para la construcción de lagunas de estabilización que satisfagan el objetivo colimétrico, ya que se ha determinado que una vez logrado este objetivo, se habrá logrado simultáneamente el referente a las concentraciones de huevos de nematodos.

Como se indica en la figura 1, estudios realizados por el CEPIS en junio y julio de 1992 en lagunas de estabilización en San Juan de Miraflores, Lima, Perú, revelaron una tasa de remoción de *Vibrio cholerae* O1 similar a la de coliformes fecales (1). (Ya se habían detectado correlaciones similares en el caso de salmonellas y shigellas.) Los resultados obtenidos por el CEPIS coinciden con los de Kott y Betzer en 1972 y los de Daniel y Lloyd en 1980 en Bangladesh. Todos estos resultados permiten inferir que la constante de remoción de *Vibrio cholerae* en lagunas de estabilización es de un orden de magnitud comparable al de la constante de remoción de coliformes fecales (K_b) (6).

DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Mediante el análisis de gran cantidad de datos obtenidos a partir de estudios y evaluaciones del funcionamiento de lagunas de estabilización, el Programa de Salud Ambiental de la OPS logró definir un modelo matemático para predecir fácilmente la calidad del efluente (2). La aplicación del modelo reveló que en zonas tropicales se podían reducir a un mínimo el área y volumen de las lagunas de estabilización mediante el uso de lagunas anaerobias primarias de alta carga seguidas en serie de lagunas facultativas alargadas cuya relación de longitud a ancho es de 15:1, como mínimo.

Lagunas de estabilización en el trópico: promoción del reúso sanitario de las aguas¹

Rodolfo Sáenz Forero²

El presente artículo presenta el esfuerzo realizado por el Programa de Salud Ambiental de la OPS para sentar las bases del diseño de lagunas de estabilización en zonas tropicales. Los conceptos que orientan el diseño propuesto son flexibles (ya que permiten adaptar las lagunas a una gran variedad de situaciones topográficas y temperaturas ambientales y a comunidades de distintos tamaños) y están dirigidos a satisfacer los requisitos de la OMS en cuanto a la calidad microbiológica de los efluentes usados en la agricultura y acuicultura.

La OMS ha establecido directrices según las cuales toda agua tratada destinada a estos fines debe contener menos de 1 000 coliformes fecales por 100 ml. Los esquemas detallados en estas páginas, elaborados con el propósito de satisfacer este requisito, buscan reducir a un mínimo el área y volumen de las lagunas mediante el uso de dos lagunas anaerobias primarias de alta carga cuyas aguas desembocan en una laguna secundaria de forma alargada con una relación mínima de longitud a ancho de 15:1. En zonas de superficie quebrada la laguna alargada puede seguir el contorno natural del terreno, pero en zonas planas se recomienda usar un sistema de compartimientos que permita mantener la relación funcional de 15:1 y lograr al mismo tiempo una relación de 5:3 entre las dimensiones externas de la laguna secundaria.

En el texto se presentan ecuaciones básicas que permiten calcular el tamaño de laguna necesario para zonas de clima diverso, comunidades de tamaño variable, diferentes tasas de generación de aguas residuales per cápita y distintos valores de la demanda bioquímica de oxígeno per cápita.

Si bien las ecuaciones antedichas pueden ser sumamente útiles durante la planificación y el desarrollo de criterios preliminares, ningún aspecto del presente artículo ocupará el lugar de los estudios topográficos y geotecnológicos que habrá que realizar para determinar con precisión lo que es factible en una situación particular.

El clima de los países tropicales representa un valioso recurso natural que puede facilitar la lucha contra la contaminación de las aguas, siempre que se apliquen tecnologías y criterios adaptados al mismo.

En la Región de las Américas se usan lagunas de estabilización desde los años cincuenta para el tratamiento de aguas residua-

les de origen industrial y domiciliario. Muchos estudios, entre ellos algunos realizados en los años ochenta por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) como parte del Programa de Salud Ambiental de la OPS, han confirmado la utilidad de las lagunas para eliminar los microorganismos patógenos que suelen estar presentes en dichas aguas (1, 2).

Entre otras cosas, las lagunas de estabilización producen efluentes de calidad microbiológica adecuada sin necesidad de recurrir a medidas de desinfección. Estos efluentes, que contienen algas en grandes concentraciones, son codiciados por los agricultores debido a su alto contenido de nutrientes agrícolas y el consiguiente ahorro de fertilizantes.

¹ Versión editada de un trabajo presentado en el XXIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria, que se celebró en La Habana, Cuba, del 22 al 28 de noviembre de 1992. Se publica en inglés en el *Bulletin of the Pan American Health Organization*, Vol. 27, No. 3, 1993, con el título "Stabilization ponds in the tropics: promotion of the sanitary reuse of water".

² Organización Panamericana de la Salud, Programa de Salud Ambiental, Washington, D.C., Estados Unidos de América.

CUADRO 1. Influencia que ejercen diversas temperaturas promedio durante el mes más frío del año en las variables i^* y Z_{p2}^{\dagger} de las lagunas de estabilización y en la constante K_0^{\ddagger} de las lagunas alargadas

Temperatura (°C)	Lagunas anaerobias primarias		Lagunas alargadas
	i	Z_{p2}	(K_0)
15	2 000	0,60	0,59
20	3 000	0,80	0,75
25	4 000	1,00	0,96
30	5 000	1,20	1,22

* Carga orgánica superficial (demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅)), en kilogramos por hectárea por día, que pueden manejar las lagunas anaerobias primarias.

† Profundidad adicional, en metros, que necesitan las lagunas de estabilización. Véase la figura 2.

‡ Constante de remoción bacteriana diaria de las lagunas alargadas en días⁻¹.

Las lagunas anaerobias deben estar a más de 1 km de un centro urbano y a más de 500 m de la vivienda periurbana más cercana. El olor que emana de estas lagunas en climas tropicales es similar al que produce un tanque Imhof y puede reducirse si se vuelve a mandar el efluente de la laguna alargada a las lagunas primarias o si se usan métodos de ventilación mecánicos.

Las dimensiones adecuadas de estas lagunas primarias pueden calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$W_p = 100 (y_c(P \div 2) \div i)^{1/2} \quad (1)$$

donde

W_p = longitud promedio de uno de los lados de la laguna primaria (en metros)

y_c = demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅), a una temperatura de 20 °C, expresada en g/día per cápita

P = población tributaria en miles de habitantes

i = carga orgánica superficial (demanda bioquímica de oxígeno [DBO₅] a 20 °C) para la temperatura promedio del agua durante el mes más frío del año, en kg/hectárea/día.

Por ejemplo, si $y_c = 50$ g/habitante/día, $P = 10$ (10 000 habitantes), y si $i = 3 000$ kg/ha/día, los valores serán los siguientes:

$$W_p \text{ (en metros)} = 100 (y_c(P \div 2) \div i)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (50 \times 5 \div 3 000)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (250 \div 3 000)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (0,0833)^{1/2}$$

$$W_p = 100 \times 0,289$$

$$W_p = 28,9 \text{ metros (véase el cuadro 2)}$$

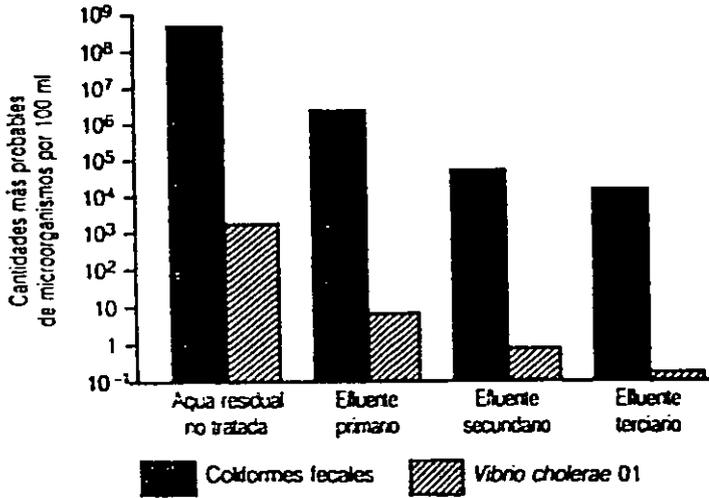
Si se aplican los valores de "i" que aparecen en el cuadro 1 y un valor de y_c de 50 g diarios por habitante, se obtienen las dimensiones indicadas en el cuadro 2.

CUADRO 2. Valores de W_p (ancho) en metros (si Z_{p1} es la profundidad funcional y Z_{p2} la profundidad adicional) de cada una de las dos lagunas primarias anaerobias, basadas en las temperaturas y cargas orgánicas superficiales (i) que aparecen en el cuadro 1, con la aplicación de una demanda bioquímica de oxígeno de 50 g/habitante/día, y en poblaciones (P) comunitarias de 2 000 a 100 000 habitantes

Población (P) (en miles)	Temperaturas (°C) y valores de i (kg/ha/día)			
	15 °C	20 °C	25 °C	30 °C
	2 000 kg/ha/día	3 000 kg/ha/día	4 000 kg/ha/día	5 000 kg/ha/día
	W_p	W_p	W_p	W_p
2	15,81	12,91	11,18	10,00
5	25,00	20,41	17,68	15,81
10	35,36	28,87	25,00	22,36
25	55,90	45,64	39,53	35,36
50	79,06	64,55	55,90	50,00
100	111,80	91,29	79,06	70,71
Z_{p1}	4,00	4,00	4,00	4,00
Z_{p2}	0,60	0,80	1,00	1,20

* Véase la figura 2.

FIGURA 1. Remoción de coliformes fecales y *Vibrio cholerae* de las aguas residuales mediante lagunas de estabilización en San Juan de Miraflores, Lima, Perú, en el invierno (junio a julio) de 1991. La escala logarítmica muestra los números más probables de microorganismos por 100 ml en las aguas residuales no tratadas que entran en la primera laguna, así como el efluente de las lagunas primarias, secundarias y terciarias que funcionan en serie



Pese a que está orientado a conseguir un efluente con determinada concentración de coliformes fecales, el diseño propuesto elimina simultáneamente de 80 a 90% de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO). En general, la calidad microbiológica del efluente de estas lagunas es muy buena, lo que hace pensar que si instalaciones de este tipo se usaran ampliamente en países tropicales, constituirían una herramienta muy valiosa para combatir el cólera y otras enfermedades diarreicas transmitidas por el agua.

Criterios propuestos para el diseño

Se propone que las aguas residuales de origen domiciliario sean tratadas mediante el paso por dos lagunas primarias en paralelo, ambas anaerobias y de alta carga, cuyos efluentes desembocan en una laguna alargada con una relación de longitud a ancho de 15:1. La profundidad que suelen tener estas lagunas varía de tres a cuatro metros si son anaerobias y de dos a tres metros si son facultativas.

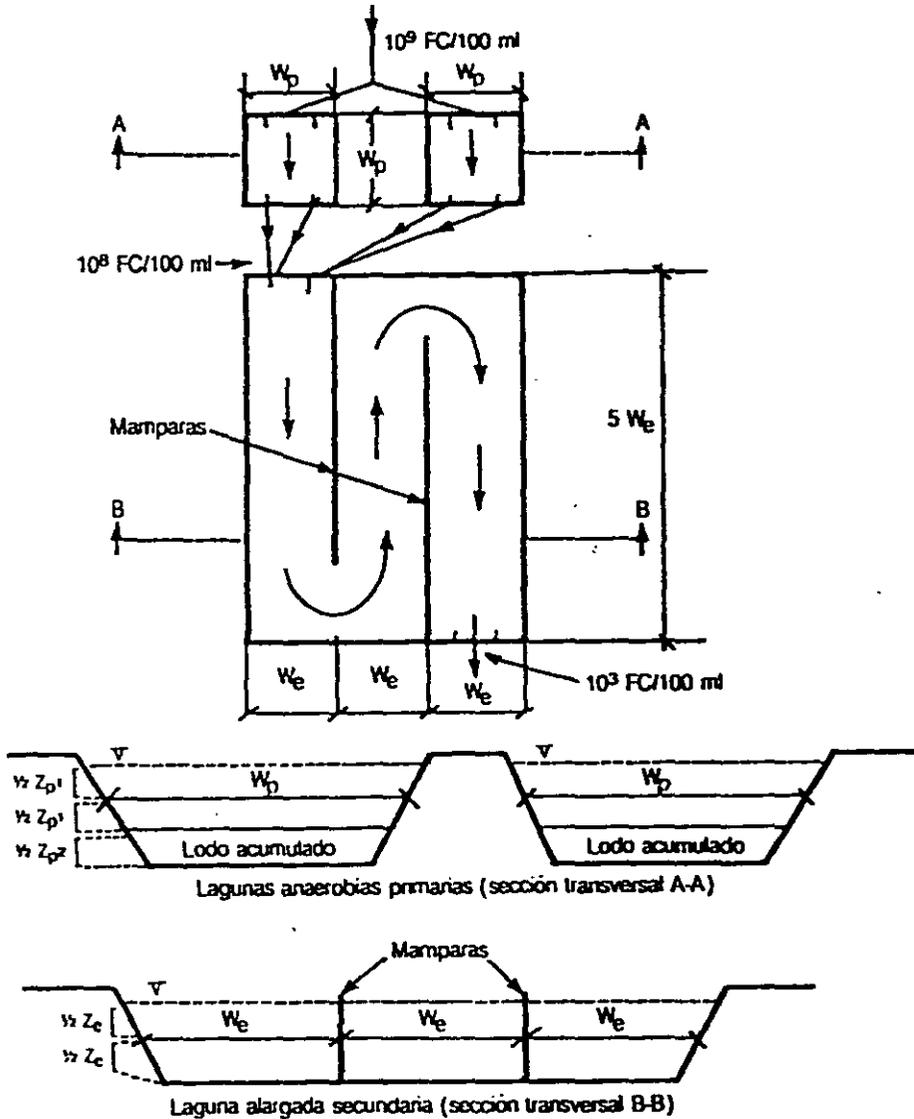
Las dos lagunas anaerobias primarias

Estas lagunas serán cuadradas y tendrán una profundidad funcional (Z_{p1}) de 4 m y una profundidad adicional (Z_{p2}) para la acumulación de lodo, que se sacará cada 2 años (es decir, que cada año se limpiará alternativamente una de las dos lagunas). La carga orgánica superficial aplicable por unidad de área y por día (i)³ y la profundidad adicional necesaria para el lodo acumulado dependerán de la temperatura promedio del agua durante el mes más frío del año, como se ilustra en el cuadro 1.

Si tienen las dimensiones propuestas, las lagunas primarias colocadas en pares pueden reducir la concentración de coliformes fecales en una potencia de 10. Pueden, además, preparar el agua residual para su entrada en la laguna facultativa alargada que recibe los efluentes.

³ i = carga orgánica superficial, equivalente a la demanda bioquímica de oxígeno per cápita en un periodo de 5 días (DBO₅), expresada en kilogramos por hectárea y por día.

FIGURA 2. Esquema para el diseño de lagunas anaerobias primarias y lagunas alargadas secundarias en terrenos planos o ligeramente inclinados



Por ejemplo, si q (producción diaria promedio de agua residual por habitante) fuera 200 l, P_5 (por los 5 000 habitantes servidos), y la temperatura 30°C (lo que da una constante K_b de 1,22, como en el cuadro 1), se obtiene el siguiente valor:

$$W_e = (0,83) (200 \times 5/1,22)^{1/2}$$

$$W_e = 0,83 \times 28,63$$

$$W_e = 23,76 \text{ metros, y}$$

$$15W_e = 356,4 \text{ metros}$$

Si suponemos que la producción promedio de agua residual per cápita (q) es de 200 l diarios y que N_0 tiene el valor citado; si suponemos, además, que la población es de 2 000 a 100 000 habitantes y que la temperatura y los valores de K_b son los que se indican en el cuadro 1, entonces se obtendrán los valores que aparecen en el cuadro 3. Como se indica en este cuadro y en las páginas anteriores, las ecuaciones (1) y (4) permiten determinar rápidamente las dimensiones

La laguna secundaria alargada

Esta laguna, que recibe el efluente de las lagunas primarias, funciona a base de un mecanismo de flujo a pistón, según el cual las aguas residuales que entran en la laguna la atraviesan sin mezclarse con el resto del agua que hay en ella. Las dimensiones de la laguna están dadas por la siguiente fórmula:

$$N = N_0(e^{-(4/9)(V/Q)K_b}) \quad (2)$$

donde

- N = concentración de bacterias en el efluente que sale de la laguna alargada
 N_0 = concentración de bacterias en el efluente que entra en la laguna alargada
 e = constante (aprox. 2,71828), base usada en el sistema logarítmico naperiano (natural)
 V = volumen de la laguna alargada (en metros cúbicos)
 Q = caudal que entra en la laguna alargada (en metros cúbicos por día) ①
 K_b = constante de remoción bacteriana (día^{-1}); en el cuadro ② se puede ver el valor de K_b a distintas temperaturas.

En la referencia 3 se explica esta fórmula,⁴ y en la 7 (páginas 57 a 67) se explica el origen del factor 4/9.⁵

Si el efluente de la laguna alargada va a volver a usarse de inmediato (p. ej., para la irrigación), la concentración de coliformes fecales (CF) debe ser menor de 1 000 por 100 ml.

Supongamos, por ejemplo, que aguas residuales no tratadas y con 10^9 CF/100 ml se purifican en un 90% al pasar por las lagunas primarias, y que el efluente resultante sale de estas lagunas con 10^8 CF/100 ml. En este caso,

si el efluente de la laguna alargada contiene 1 000 CF/100 ml,⁶ la siguiente ecuación es válida:

$$N/N_0 = 10^3/10^8 = 0,00001$$

La ecuación (2) daría lo siguiente:

$$\text{Log}_e(N/N_0) = -(4/9)(V/Q)K_b$$

$$\text{Log}_e(0,00001) = -(4/9)(V/Q)K_b = -11,51293$$

$$V/Q = (9/4)(11,51293)/K_b$$

$$V = 25,90408 Q/K_b$$

Si la laguna tiene la configuración indicada en la figura 2 y una relación de longitud a ancho de 15:1, como mínimo, lograda por medio de dos mamparas; y si, además, la profundidad es de 2,5 m, se obtienen los siguientes valores:

$$V = 2,5 \times 3W_e \times 5W_e$$

$$= 37,5 \times W_e^2 = 25,90408 Q/K_b$$

$$W_e^2 = 0,69Q/K_b$$

$$W_e = 0,83 (Q/K_b)^{1/2} \quad (3)$$

donde

- W_e = ancho promedio de la laguna alargada
 K_b = constante de remoción bacteriana (día^{-1}) a la temperatura promedio del mes más frío (cuadro 1)
 Q = caudal promedio ($\text{m}^3/\text{día}$).

Además, $Q = qP$, donde

- q = flujo de agua residual en litros/habitante/día, y
 P = población destinataria en miles de habitantes.

Por consiguiente,

$$W_e = 0,83(qP/K_b)^{1/2} \quad (4)$$

⁴ La ecuación (2) expresa, en términos matemáticos, la ley de Chick sobre la descomposición bacteriana en un reactor por lotes.

⁵ Se sabe que en condiciones de flujo laminar en un canal ancho y rectangular la velocidad media del agua es 2/3 de la velocidad máxima. Este factor se convierte en 4/9 cuando se tiene en cuenta el efecto de la restricción lateral del flujo en una laguna alargada.

⁶ Según las directrices de la OMS sobre la calidad del efluente de una laguna de estabilización, la concentración de coliformes fecales debe ser menor de 1 000 por 100 ml. Se recomienda, por lo tanto, que W_e (ancho promedio de la laguna alargada) sea mayor que el valor proporcionado por las ecuaciones (3) y (4).

CUADRO 6. Área total (L) en hectáreas y área por habitante (L_h) en metros cuadrados que debe tener el sitio para cada tipo de laguna de estabilización mencionado en el cuadro 4

Población (P) (en miles)	Área	Temperaturas promedio (°C) durante el mes más frío			
		15	20	25	30
2	L ₁	1,65	1,39	1,20	1,04
	L ₂	8,23	6,97	5,98	5,21
5	L ₁	3,16	2,60	2,17	1,84
	L ₂	6,31	5,21	4,34	3,68
10	L ₁	5,47	4,44	3,64	3,03
	L ₂	5,47	4,44	3,64	3,03
25	L ₁	11,96	9,57	7,71	6,31
	L ₂	4,78	3,83	3,09	2,52
50	L ₁	22,31	17,72	14,15	11,45
	L ₂	4,46	3,54	2,83	2,29
100	L ₁	42,44	33,52	26,58	21,35
	L ₂	4,24	3,35	2,66	2,13

cúbicos) que cada laguna debe tener per cápita. El cuadro 6 contiene información sobre el tamaño mínimo del sitio, en total y por habitante servido, si se tiene en cuenta el terreno adicional que hace falta para construir los diques y caminos accesorios y para separar adecuadamente a las lagunas de los terrenos circundantes.

CONCLUSIONES

El diseño final de un sistema de lagunas de estabilización solo se logra después de haber completado estudios topográficos y geotecnológicos, ya que son estos, en última instancia, los que determinan qué es factible. No obstante, las ecuaciones y cuadros que aquí se presentan serán de gran utilidad en la planificación y desarrollo de criterios preliminares. En las referencias 3, 4 y 7 se proporciona información adicional sobre las bases teóricas del modelo y se explican en detalle algunos aspectos de la construcción.

REFERENCIAS

1. Castro de Esparza ML, León G. *Estudio preliminar de la remoción de Vibrio cholerae en lagunas de estabilización*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente; 1992. (Informe técnico 387).⁷
2. Sáenz R. *Predicción de la calidad del efluente en lagunas de estabilización*. Washington, D.C.: Organización Panamericana de la Salud, Programa HPE; 1992.
3. Sáenz R. *Lagunas de estabilización y otros sistemas simplificados para el tratamiento de aguas residuales*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente; 1985. (Serie DTIAPA/BID/CEPIS/OPS/OMS; manual C-14).⁷
4. Organización Mundial de la Salud. *Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura*. Ginebra: OMS; 1989. (Serie de informes técnicos 778).
5. Esparza ML, Sáenz R. *Evaluación microbiológica y toxicológica sobre reuso de aguas residuales en riego*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente; 1989.⁷
6. Feachem, et al. *Vibrio cholerae and cholera*. En: *Sanitation and disease: health aspects of excreta and wastewater management*. Washington, D.C.: Banco Mundial; 1983. (Estudios del Banco Mundial sobre fuentes de agua y saneamiento no. 3).
7. Sáenz R. *Hidráulica básica para ingenieros sanitarios*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente; 1984. (Serie DTIAPA/BID/CEPIS/OPS/OMS; manual C-1).⁷

⁷ Las referencias publicadas por el CEPIS (2, 4, 5 y 7) pueden solicitarse por escrito a la siguiente dirección: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, Casilla Postal 4337, Lima 100, Perú; FAX No. (514) 378-289.

apropiadas para el diseño de lagunas en situaciones muy diversas.

En terrenos quebrados, las lagunas alargadas secundarias pueden seguir el contorno de la topografía. En terrenos planos, sin embargo, la construcción de lagunas alargadas es muy costosa, por lo que se recomienda usar mamparas, como se ilustra en la figura 2.

Áreas y volúmenes necesarios

Para cada conjunto de valores en los cuadros 2 y 3, el cuadro 4 muestra el área total (en hectáreas) necesaria para las tres lagunas y el volumen que estas tendrían al estar llenas. El cuadro 5 muestra el área (en metros cuadrados) y el volumen (en metros

CUADRO 3. Valores calculados de W_s (ancho mínimo de la laguna alargada) en metros, cuando la relación de longitud a ancho es de 15:1, la temperatura y la constante de remoción bacteriana (K_b) son como se indican en el cuadro 1, la población servida es de 2 000 a 100 000 habitantes,* el caudal diario de aguas residuales por habitante (q) es de 200 litros, y las concentraciones de coliformes fecales en los efluentes que entran y salen son de $10^6/100$ ml y de $10^2/100$ ml, respectivamente

Población (P) (en miles)	Temperaturas y K_b			
	15 °C. $K_b = 0,59$	20 °C. $K_b = 0,75$	25 °C. $K_b = 0,96$	30 °C. $K_b = 1,22$
2	21,61	19,17	16,94	15,03
5	34,17	30,31	26,79	23,76
10	48,32	42,86	37,88	33,61
25	76,41	67,77	59,90	53,14
50	108,06	95,84	84,71	75,14
100	152,82	135,54	119,80	106,27
Z_s^*	2,50	2,50	2,50	2,50

* Profundidad de la laguna secundaria. Véase la figura 2.

CUADRO 4. Área (en hectáreas) y volumen (en miles de metros cúbicos) que ocupan las lagunas cuando tienen las dimensiones indicadas en los cuadros 2 y 3

Población (P) en miles	Medida	Temperaturas promedio (°C) durante el mes más frío			
		15	20	25	30
2	Área	0,75	0,58	0,46	0,36
	Volumen	19,81	15,38	12,01	9,51
5	Área	1,88	1,46	1,14	0,90
	Volumen	49,54	38,44	30,04	23,78
10	Área	3,75	2,92	2,28	1,79
	Volumen	99,07	76,89	60,07	47,55
25	Área	9,38	7,31	5,69	4,49
	Volumen	247,68	192,23	150,18	118,88
50	Área	18,76	14,61	11,39	8,97
	Volumen	495,36	384,45	300,35	237,75
100	Área	37,53	29,22	22,78	17,94
	Volumen	990,72	768,90	600,70	475,50

CUADRO 5. Áreas (en metros cuadrados por habitante) y volúmenes (en metros cúbicos por habitante) de las lagunas presentadas en el cuadro 4

	Temperaturas y constante (K_b) de remoción bacteriana			
	15 °C. $K_b = 0,59$	20 °C. $K_b = 0,75$	25 °C. $K_b = 0,96$	30 °C. $K_b = 1,22$
Área	3,75	2,92	2,28	1,79
Volumen	9,91	7,69	6,01	4,76



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
TRATAMIENTO TERCARIO O
AVANZADO

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

10 TRATAMIENTO TERCIARIO O AVANZADO

- 10.1 DESINFECCION
- 10.2 FILTRACION
- 10.3 ELIMINACION DE COMPUESTOS TOXICOS - ADSORCION
- 10.4 ELIMINACION DE SUSTANCIAS INORGANICAS DISUELTAS
- 10.5 NITRIFICACION
- 10.6 DESNITRIFICACION
- 10.7 ELIMINACION DEL FOSFORO

10. TRATAMIENTO TERCIARIO O AVANZADO

Los tratamientos avanzados se definen como el tratamiento adicional necesario para eliminar las sustancias suspendidas y disueltas que permanecen después de un tratamiento secundario clásico. Estas sustancias pueden ser materia orgánica o sólidos suspendidos, o pueden variar de iones relativamente simples, tales que el potasio, el calcio, el sulfato, el nitrato y el fosfato hasta los cada vez más complejos compuestos orgánicos sintéticos.

En años recientes se ha entendido mejor el efecto de estas sustancias sobre el medio ambiente por lo que las exigencias en materia de tratamiento de agua se han hecho más severas en términos de concentraciones límites de estas sustancias en los efluentes.

La tabla 10.1 presenta los componentes típicos que se pueden encontrar en aguas residuales tratadas y sus efectos, en donde se pueden apreciar las concentraciones de las sustancias arriba mencionadas. El efecto potencial que estas sustancias residuales podrían tener varía considerablemente.

Así, aunque los sólidos suspendidos y algunos compuestos orgánicos son eliminados en el tratamiento secundario, en casos especiales de descargas a corrientes de agua y lagos o en algunos reusos, se puede requerir un eliminación adicional.

Los compuestos que tienen nitrógeno y fósforo disponible han llamado la atención, ya que aceleran la eutroficación de los lagos y promueven el crecimiento de plantas acuáticas. Recientemente, se ha hecho necesaria la eliminación de estos compuestos debido a que el agua residual tratada es utilizada para la recarga de acuíferos. Además, la eliminación del nitrógeno es necesaria para eliminar el amoníaco que puede tener un impacto por su toxicidad sobre algunos cuerpos receptores.

Desde la década de los ochentas se ha puesto atención sobre los compuestos tóxicos y los compuestos orgánicos volátiles presentes en las aguas residuales. En particular estos compuestos son de interés cuando se descarga el agua tratada en cuerpos de agua superficiales o es utilizada para la recarga de acuíferos, sobre todo si ésta va a ser utilizada posteriormente como fuente de agua potable.

Los sistemas de tratamiento avanzado pueden ser clasificados por el tipo de operación o proceso unitario o por la función principal de eliminación. En este capítulo se discutirán los principios y aplicaciones de los siguientes procesos y operaciones unitarias involucradas en el tratamiento avanzado o terciario de las aguas residuales:

1. Desinfección
2. Filtración
3. Eliminación de compuestos tóxicos - Adsorción
4. Eliminación de sustancias inorgánicas disueltas
5. Nitrificación
6. Desnitrificación
7. Eliminación del fósforo

Tabla 10 1 Componentes típicos que se pueden encontrar en las aguas residuales tratadas y sus efectos en el ambiente y la salud.

COMPONENTE	EFEECTO	CONCENTRACION CRITICA mg/l
Sólidos suspendidos	Puede causar depósitos de lodo o interferir con el cuerpo receptor	Variable
Orgánicos biodegradables	Puede reducir o agotar el oxígeno del cuerpo receptor	Variable
Contaminantes prioritarios	Tóxico para los humanos; carcinógeno Tóxico para el ambiente acuático	Varía con los componentes individuales Varía con base en la profundidad, biota o sedimentos
Orgánicos volátiles	Tóxico para los humanos; cancerígeno; forma oxidantes fotoquímicos	Varía con los compuestos individuales.
Nutrientes		
Amoniaco	Incrementa la demanda de cloro, pueden convertirse a nitratos y con el proceso reducir o agotar el oxígeno, con el fósforo puede inducir al desarrollo de crecimientos acuáticos indeseables. Tóxico para los peces.	Cualquier cantidad Variable ^a
Nitratos	Estimula el crecimiento de algas y plantas acuáticas Puede causar metahemoglobinemia en los infantes (niños azules)	0,3 ^b 45 ^c
Fósforo	Interfiere con el ablandamiento por el medio de cal-soda Estimula el crecimiento de algas y plantas acuáticas Interfiere con la coagulación	0.3 0.015 ^b 0.2-0.4
Otros inorgánicos		
Calcio y Magnesio	Incrementa la dureza y los sólidos totales disueltos	
Cloro	Imparte sabor salino Interfiere con la agricultura y los procesos industriales	250 75-200
Sulfatos	Acción catártica	600-1000
Otros orgánicos		
Agentes activos superficiales (Surfactantes)	Causa espuma y pueden interferir con la coagulación	1.0-3.0

10.1 DESINFECCION

La desinfección se refiere a la destrucción selectiva de los organismos patógenos, esta es la diferencia entre la desinfección y la esterilización, en esta última se destruyen todos los organismos presentes en el agua.

Agentes y medios

En el tratamiento de las aguas residuales la desinfección que comúnmente se emplea es mediante 1) agentes químicos, 2) agentes físicos, 3) medios mecánicos y 4) radiación.

Agentes químicos. Las características que debe tener un agente químico ideal se presentan en la tabla 10.2. Como se muestra, un desinfectante ideal debe tener un gran número de características. Es posible que no exista tal compuesto, pero las características que se presentan en la tabla deberán tomarse en cuenta al seleccionar un desinfectante. Para los ingenieros sanitarios, también es importante que el desinfectante sea seguro en su manejo y aplicación, y sea fácilmente medible su concentración al aplicarlo, también en su concentración residual.

Los agentes químicos que se han usado como desinfectantes incluyen: fenol y compuestos fenólicos, alcoholes, iodo, cloro y sus compuestos, bromo, ozono, metales pesados y sus compuestos, jabones y detergentes sintéticos, compuestos cuaternarios de amonio, peróxido de hidrógeno y varios álcalis y ácidos.

El desinfectante universalmente usado es el cloro. El bromo y el iodo ocasionalmente se usan en albercas. El ozono es un desinfectante sumamente efectivo, aún cuando no deja concentración residual, su uso se ha incrementado en el tratamiento de aguas. La acidez y alcalinidad extremas se pueden usar para destruir organismos patógenos, debido a que los valores de pH mayores de 11 y menores de 3 son relativamente tóxicos para la mayoría de las bacterias.

Agentes físicos. Los desinfectantes físicos que se han usado son calor y luz. Calentando el agua hasta el punto de ebullición se pueden destruir por ejemplo, las bacterias patógenas, no esporuladas. El calor se emplea comúnmente en la industria de bebidas y derivados de la leche, pero no es posible aplicarla a grandes cantidades de aguas por su alto costo.

La luz solar también es un buen desinfectante. En particular se emplea la radiación ultravioleta. Existen lámparas de luz ultravioleta para esterilizar pequeñas y grandes cantidades de agua. La eficiencia del proceso depende de la penetración de la luz en el agua, por esto, la geometría entre la lámpara de luz y el agua es muy importante, también la materia sólida suspendida y las moléculas orgánicas disueltas en el agua, pueden absorber la radiación al igual que los microorganismos. Por lo tanto es difícil emplear la radiación ultravioleta en la desinfección de aguas residuales cuando se tienen partículas suspendidas.

Medios mecánicos. Las bacterias se eliminan también por medios mecánicos durante el tratamiento de las aguas residuales. Las eficiencias típicas de remoción para varios procesos de tratamiento se reportan en la tabla 10.3., los primeros cinco procesos que se enlistan se pueden considerar físicos. La remoción es complemento de la función primaria de los procesos.

Radiación. Los principales tipos de radiación son: electromagnética, acústica y de partículas. Los rayos gamma emitidos por radioisótopos, como el cobalto 60, tienen una fuerte penetración, y se han usado para esterilizar agua y aguas residuales.

Factores que influyen en la acción de los desinfectantes.

Al aplicar alguno de los agente desinfectantes que ya se indicaron, se deben tener en cuenta los siguientes factores: 1) tiempo de contacto, 2) concentración y tipo de agente químico, 3) intensidad y naturaleza del agente físico, 4) temperatura, 5) número de organismos, 6) tipos de organismos, y 7) naturaleza del líquido.

Tabla 10.2 Características de un desinfectante químico ideal

Características	Indicaciones
Toxicidad para los microorganismos	Debe tener un amplio espectro de actividad a altas diluciones
Solubilidad	Debe ser soluble en agua o en los tejidos celulares
Estabilidad	La pérdida de su acción germicida en almacenamiento debe ser baja
No debe ser tóxico a las formas de vida superior	Deberá ser tóxico a los microorganismos patógenos y no ser tóxico al hombre y a otras formas de vida
Homogeneidad	La solución debe ser uniforme en su composición
Interacción con materias	No debe ser adsorbido por materia orgánica
Toxicidad a temperatura ambiente	Debe ser efectiva en un rango de temperatura ambiente
Penetración	Debe tener capacidad de penetración a través del agua
No corrosivo y no teñidor	No debe corroer los metales o manchar la ropa
Habilidad para deodorizar	Debe deodorizar mientras desinfecta
Capacidad detergente	Debe tener acción limpiadora para mejorar su efectividad desinfectante
Disponibilidad	Debe estar disponible en grandes cantidades y a un precio razonable

Tabla 10.3 Remoción de bacterias en diferentes procesos de tratamiento

Procesos	% de remoción
Filtros gruesos	0-5
Filtros finos	10-20
Cámaras grit	10-25
Sedimentación simple	25-75
Precipitación química	40-8
Filtros percoladores	90-95
Lodos activados	90-98
Cloración en efluentes tratados	98-99

Tiempo de contacto. Una de las variables más importantes en el proceso de desinfección es el tiempo de retención. En general, para una concentración dada de desinfectante, el mayor tiempo de contacto ocasiona una mayor mortandad. Esta observación se formalizó por Chick, y derivó la Ley de Chick:

$$dN/dt = -KN \quad (1)$$

Siendo:

N = números de organismos

t = tiempo

k = constante (tiempo)⁻¹

Si N_0 es el número de organismos cuando $t = 0$, la ecuación (1) se puede integrar:

$$N/N_0 = e^{-kt} \quad (2)$$

ó

$$\ln N/N_0 = -kt^m \quad (3)$$

Siendo m una constante. Si m es menor que 1, la tasa de mortandad decrece con el tiempo, si m es mayor que 1, la tasa de mortandad aumenta con el tiempo. Las constantes de la ecuación (3) se pueden obtener graficando $-\ln(N/N_0)$ contra el tiempo de contacto t en papel log-log. La línea recta de la ecuación es;

$$\log -\ln(N/N_0) = \log k + m \log t \quad (4)$$

Concentración y tipo de agente químico. Se ha observado que dependiendo del tipo de agente químico, la efectividad de la desinfección se relaciona con la concentración. El efecto de la concentración se ha formulado empíricamente:

$$C^n_{tp} = \text{constante} \quad (5)$$

Siendo

C = concentración del desinfectante

n = constante

t_p = tiempo requerido para lograr un porcentaje de mortandad constante

Las constantes de la ecuación (5) se pueden evaluar graficando en papel log-log, la concentración contra el tiempo necesario para tener un porcentaje de mortandad. La pendiente de la línea corresponde al valor $e^{-1/n}$.

En general, si n es mayor que 1, el tiempo de contacto es más importante que la dosis, si n es igual a 1 el efecto del tiempo y la dosis son casi el mismo.

Intensidad y naturaleza de los agentes físicos. Como ya se indicó, los agentes físicos que alguna vez se han empleado en la desinfección de aguas residuales, son el calor y la luz. Se ha encontrado que su efectividad está en función de su intensidad. Por ejemplo, si el

decaimiento de los microorganismos se representa con una ecuación de primer orden, se tiene:

$$dN/dt = - kN \quad (6)$$

Siendo:

N = número de organismos

t = tiempo, min

k = constante de velocidad de reacción, l/min

Por lo tanto, el efecto de la intensidad del desinfectante físico está reflejado en la constante k a través de la misma relación.

Temperatura. El efecto de la temperatura en la tasa de mortandad se puede representar con la relación de Van't Hoff-Arrhenius. Al aumentar la temperatura la rapidez de mortandad es mayor. En términos del tiempo t, necesario para lograr un determinado porcentaje de mortandad, la relación es:

$$\begin{aligned} \log (t_1/t_2) &= [E(T_2 - T_1)]/2.303RT_1T_2 \\ &= [E(T_2 - T_1)]/4.58T_1T_2 \quad (7) \end{aligned}$$

Siendo:

t₁ y t₂ tiempos para lograr los porcentajes dados de mortandad a las temperaturas T₁ y T₂, en °K respectivamente.

E = energía de activación

R = constante de los gases ideales (1.99 cal/°K-mol)

En la tabla 10.3 se presentan los valores típicos para la energía de activación de varios compuestos de cloro a diferentes valores de pH.

Tabla 10.4
Energías de activación para soluciones
de cloro y cloraminas a temperatura normal

Compuesto	ph	E, cal.
Cloro en solución	7.0	8,200
	8.5	6,400
	9.8	12,000
	10.7	15,000
Cloraminas	7.0	12,000
	8.5	14,000
	9.5	20,000

Número de organismos. En un sistema diluido como las aguas residuales, la concentración de organismos rara vez es importante. Sin embargo, se puede concluir de la ecuación (5) que una concentración grande de organismos necesita un tiempo grande para lograr una mortandad determinada. La relación empírica que se ha propuesto para representar el efecto

de la concentración de microorganismos es la siguiente:

$$C^q N_p = \text{constante} \quad (8)$$

Siendo:

C = concentración del desinfectante

N_p = concentración de organismos reducidos para un porcentaje dado en un tiempo dado

q = constante relacionada con la fuerza del desinfectante.

Tipos de organismos. La efectividad de los desinfectantes estará influenciada por la naturaleza de los microorganismos. Por ejemplo, las células de bacterias en crecimiento mueren fácilmente. En contraste, las esporas de bacteria son muy resistentes, y muchos de los desinfectantes comúnmente usados pueden tener poco o nulo efecto, y se debe usar otro tipo de agente desinfectante como el calor.

Naturaleza del material en suspensión. Al igual que los factores anteriores, la naturaleza del material en suspensión se debe evaluar cuidadosamente. Por ejemplo, el material orgánico extraño puede reaccionar con la mayoría de los desinfectantes oxidantes y llegar a reducir la efectividad, la turbiedad puede reducir la efectividad de los desinfectantes por adsorción y porque protege las bacterias atrapándolas.

Mecanismos de los desinfectantes. Para explicar la acción de los desinfectantes se han propuesto cuatro mecanismos: 1) daño a la pared celular, 2) alteración de la permeabilidad, 3) alteración de la naturaleza coloidal del protoplasma, y 4) inhibición de la actividad enzimática.

El daño o la destrucción de la pared celular ocasionará lisis en la célula y su muerte. Algunos agentes como la penicilina, inhiben la síntesis de las paredes celulares de las bacterias.

Otros agentes como los compuestos fenólicos y los detergentes alteran la permeabilidad de la membrana citoplasmática. Estas sustancias destruyen la permeabilidad selectiva de la membrana y dejan escapar nutrientes vitales como nitrógeno y fósforo.

El calor, la radiación y los agentes fuertemente ácidos o alcalinos alteran la naturaleza coloidal del protoplasma. El calor puede coagular la proteína de la célula, mientras que los ácidos y álcalis desnaturalizan las proteínas produciendo un efecto letal.

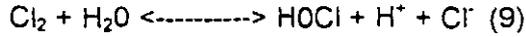
Otro modo de desinfección es la inhibición de la actividad enzimática. Los agentes oxidantes como el cloro, pueden alterar el arreglo químico de las enzimas e inactivarlas.

Desinfección con cloro

De todos los desinfectantes químicos, el cloro es posiblemente el más empleado en todo el mundo, debido a que satisface la mayoría de los requerimientos especificados en la Tabla 10.1.

Usos y reacciones del cloro. Reacciones químicas del cloro en el agua. Cuando el cloro en forma de gas Cl₂ se pone en contacto con el agua, tienen lugar dos reacciones: la hidrólisis y la ionización.

La hidrólisis se presenta con la reacción siguiente:

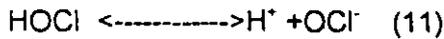


la constante de estabilidad para esta reacción es:

$$K = \frac{[\text{HOCl}][\text{H}^+][\text{Cl}^-]}{[\text{Cl}_2]} = 4.5 \times 10^{-4} \text{ a } 25^\circ\text{C} \quad (10)$$

Debido a la magnitud de este coeficiente (k), se pueden disolver grandes cantidades de cloro en el agua.

La ionización se presenta con la siguiente reacción:



la constante de ionización para esta reacción es:

$$K_i = \frac{[\text{H}^+][\text{OCl}^-]}{[\text{HOCl}]} = 2.7 \times 10^{-8} \text{ a } 25^\circ\text{C} \quad (12)$$

La variación en el valor de K_i con la temperatura se presenta en la Tabla 10.5

Tabla 10.5 Valores de la constante de ionización del ácido hipocloroso a diferentes temperaturas

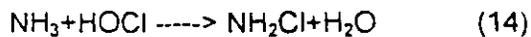
Temperatura °C	0	5	10	15	20	25
K _i x 10 ⁸ moles/litro	1.5	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7

La cantidad de HOCl y ion hipoclorito OCl⁻ que está presente en el agua se denomina cloro libre disponible. La distribución relativa de estas dos especies es muy importante por su eficiencia en la mortandad de bacterias. El HOCl es de 40 a 80 veces más eficiente que el OCl⁻. El porcentaje de distribución del HOCl para varias temperaturas se puede calcular usando la ecuación (13) y los datos de la Tabla 10.4.

$$\text{HOCl}/(\text{HOCl}+\text{OCl}^-)=1/[1+\text{OCl}^-/\text{HOCl}]=1/[1+K_i/H] \quad (13)$$

El cloro libre también puede adicionar al agua en forma de sales de hipoclorito. El hipoclorito de calcio, Ca(OCl)₂, se emplea comúnmente con este propósito. Los iones del hipoclorito están sujetas a la reacción representada en la ecuación (11).

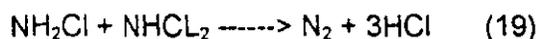
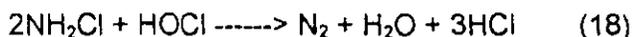
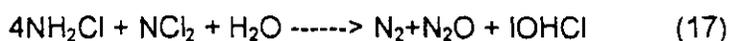
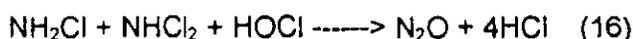
El cloro libre en solución puede reaccionar con el amonio en el agua residual para formar cloraminas. Las cloraminas también sirven como desinfectantes, siempre que sean extremadamente bajas en concentración, las reacciones de importancia son:



Las cloraminas (NH_2Cl), dicloraminas (NHCl_2), y el tricloruro de nitrógeno, se forman sucesivamente por reacciones de sustitución. Las dos especies que predominan, en la mayoría de los casos son las monocloraminas y las dicloraminas, y comúnmente se conocen como cloro combinado disponible.

Punto de quiebre en la cloración. El hecho de que el cloro libre puede reaccionar con el amonio, junto con el hecho de que el cloro libre es un fuerte agente oxidante, dificulta mantener un residual de cloro (libre o combinado) en la desinfección de las aguas residuales. El fenómeno que resulta cuando se adiciona cloro a un agua residual que contiene amonio, se puede explicar refiriéndonos a la figura 10.1.

Cuando se adiciona el cloro, rápidamente se oxidan sustancias como Fe^{++} , Mn^{++} , H_2S , y materia orgánica que reacciona con el cloro, reduciéndolo a ion cloruro (punto A en la figura 10.1). Después de esta demanda inmediata, el cloro continúa reaccionando con el amonio para formar cloraminas entre los puntos A y B. Para relaciones molares de cloro y amonio menor de uno, se formarán monocloraminas y dicloraminas. La distribución de esas dos formas está gobernada por sus tasas de formación, las cuales dependen del pH y la temperatura. Entre el punto B y el punto de quiebre, algunas de las cloraminas se pueden convertir a tricloruro de nitrógeno, ecuación (16), mientras que las cloraminas remanentes se oxidarán a Oxido de nitrógeno y nitrógeno con la reducción del cloro a ion cloruro. Al continuar la adición de cloro, esencialmente todas las cloraminas se pueden oxidar en el punto de quiebre. Las posibles reacciones que pueden ocurrir por la generación de gases y la desaparición de cloraminas son las siguientes, además de la ecuación (16):



Al continuar la adición de cloro, pasando el punto de quiebre, resultará un aumento directamente proporcional en la concentración de cloro libre disponible (hipoclorito sin reaccionar). La razón principal para adicionar suficiente cloro es obtener cloro libre residual que asegure la desinfección. Ocasionalmente, debido a la formación de tricloruro de nitrógeno y a los demás compuestos, se presentan serios problemas de olor durante la operación de cloración para llegar al punto de quiebre. En la práctica, el ácido clorhídrico que se forma durante la cloración reaccionará con la alcalinidad del agua residual y bajo ciertas circunstancias, el pH bajará ligeramente.

La presencia de otros compuestos que reaccionen con el cloro puede aumentar considerablemente la pendiente de la curva. La cantidad de cloro que debe adicionarse para alcanzar el nivel deseado de cloro residual se denomina demanda de cloro.

Tanque de contacto de cloro

Es importante el diseño del tanque de contacto del cloro, se recomienda diseñarlos con la relación largo-ancho mínimo de 10-1 y de preferencia de 40 a 1 para minimizar los cortos circuitos, también se reducen estas mediante la colocación de "baffles" a la entrada.

Si el tiempo de traslado del agua residual tratada desde el último proceso hasta el cuerpo receptor es igual o mayor al tiempo de contacto requerido, se puede eliminar el tanque de contacto de cloro.

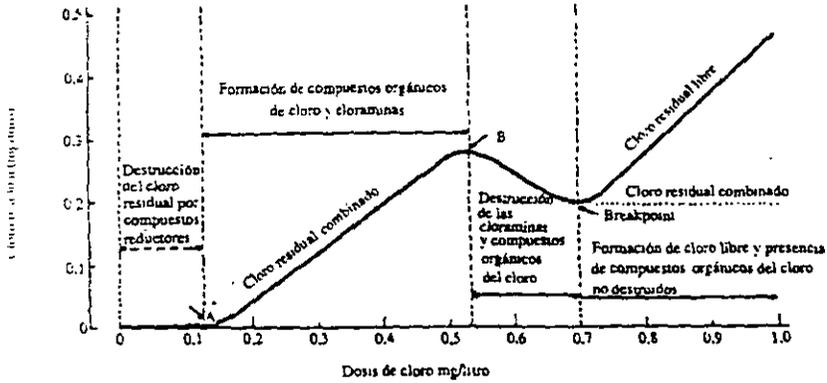


Fig. 10.1 Curva que generalmente se obtiene durante la cloración al punto de quiebre

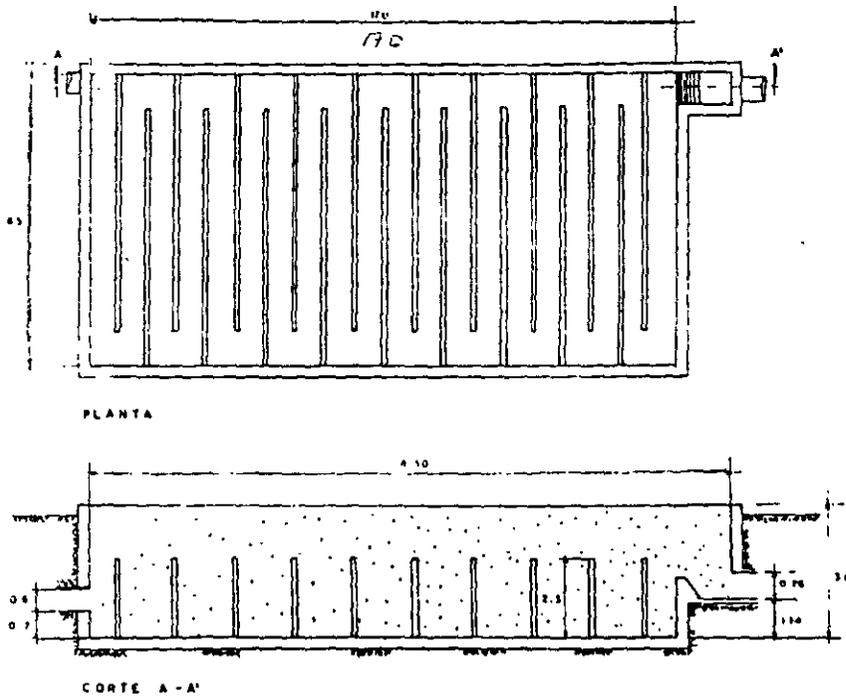


Fig. 10.2 Depósito longitudinal dividido con baffles con capacidad efectiva con relación largo-ancho mayor de 40-1 que suministra una distribución de cámara de contacto con tiempos de residencia aproximado al tipo flujo pistón.

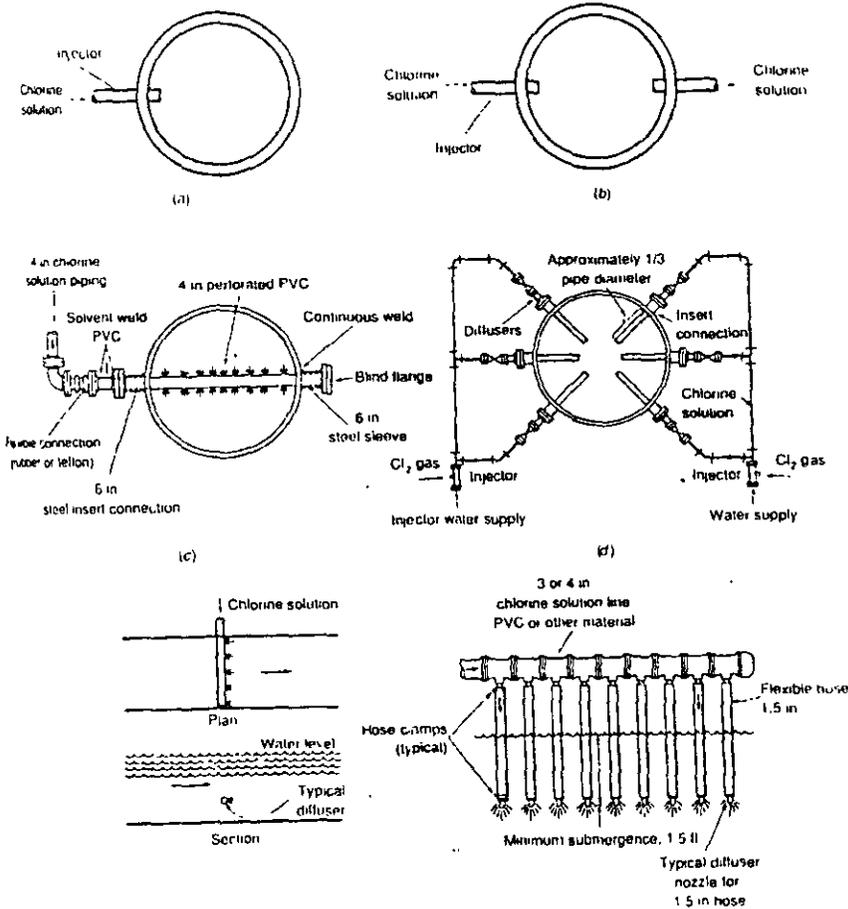


Fig. 10.3 Difusores típicos para inyectar solución de cloro, a) Simple para tubos pequeños, b) Doble inyector para tubos pequeños, c) Difusor para tubos mayores de 3", d) Difusores para tubos grandes, e) Difusor simple a través de un canal, f) Difusor para canales abiertas.

Declaración. En casi todos los sistemas de desinfección es necesario remover el cloro una vez que se ha completado su labor de desinfección para descargar los efluentes a los cuerpos receptores o para otros reusos. El dechlorador mas utilizado es un compuesto de azufre, el anhídrido sulfuroso (SO₂) que se maneja en cilindros y tanques parecidos a los utilizados con el gas cloro. También se utiliza el carbón activado. Se han usado otros compuestos químicos como sulfito de sodio (Na₂SO₃) y metabisulfito de sodio (Na₂S₂O₅)

Desinfección con luz Ultravioleta

Una apropiada dosis de radiación ultravioleta (UV) ha mostrado ser un efectivo bactericida y virucida, además de que no contribuye a la formación de compuestos tóxicos. Actualmente la lámpara de arco de mercurio de baja presión es la principal forma de generar UV usada para

la desinfección. La luz ultravioleta es un agente físico desinfectante que se puede utilizar en vez de agentes químicos, la radiación penetra la pared celular de los microorganismos y es absorbida por el material celular, incluyendo el DNA y RNA.

Desinfección con Ozono

El ozono es un oxidante reactivo extremo y se puede usar como desinfectante en aguas residuales, también puede utilizarse en el tratamiento para el control de olores y en tratamientos avanzados para remover los orgánicos solubles refractarios en lugar del proceso de adsorción con carbón activado. Debido a que el ozono es químicamente inestable, se descompone a oxígeno muy rápidamente después de que es generado y por lo tanto debe generarse en el sitio, el método más eficiente de producción de ozono actualmente es mediante descargas eléctricas.

Se cree que la acción bactericida de la ozonización ocurre directamente porque desintegra la pared celular (lysis celular), el ozono es también muy efectivo como virucida y generalmente se cree que es más efectivo que el cloro, la ozonización no produce sólidos disueltos y no es afectado por el ion amonio ni por el pH. Un beneficio adicional es que se eleva la concentración de oxígeno disuelto, ya que el ozono se descompone a oxígeno rápidamente después de su aplicación.

10.2 FILTRACION

Es el proceso más efectivo para la remoción de sólidos y es el proceso que vino realmente a hacer posible el tratamiento avanzado.

La filtración es una operación unitaria de separación sólido-líquido en la cual el líquido pasa a través de un medio poroso para eliminar la mayor cantidad posible de sólidos suspendidos. En el campo de tratamiento de aguas residuales es utilizada para filtrar:

- 1) Efluentes secundarios no tratados
- 2) Efluentes secundarios tratados químicamente
- 3) Aguas residuales brutas tratadas químicamente

El objetivo de la filtración es producir un efluente de alta calidad con la menor cantidad posible de partículas en suspensión (concentraciones menores a 10 mgSS/l). La operación completa de filtración consta de dos fases: filtración y retrolavado de los filtros.

Los filtros se clasifican de acuerdo con:

1. El medio filtrante:
 - a) Filtros con medio simple. Estos contienen un sólo tipo de medio que generalmente es arena.
 - b) Filtros con medio dual. Generalmente antracita y arena.
 - c) Filtros multimedia. Por lo común utilizan tres tipos de medio: antracita, arena y granate.
2. La velocidad de filtración

- a) Filtros lentos. Tasas de filtración entre 0.15 y 0.30 m³/m²-h
- b) Filtros rápidos. Tasas de filtración entre 2 y 15 m³/m²-h

3. La fuerza de filtración

- a) Por gravedad
- b) A presión

4. La dirección de flujo

- a) Filtración ascendente
- b) Filtración descendente

5. El control del flujo

- a) Filtración a tasa constante
- b) Filtración a tasa variable (tasa declinante)

Los mecanismos de eliminación de las partículas en la filtración son los siguientes:

1. Tamizado. Las partículas más grandes que el tamaño del poro son retenidas mecánicamente.
2. Sedimentación. Las partículas decantan en el medio filtrante.
3. Impacto. Las partículas más pesadas no siguen la línea de flujo.
4. Intercepción. Muchas partículas contenidas en la corriente son retenidas cuando éstas se ponen en contacto con la superficie del medio de filtración.
5. Adhesión. Las partículas floculantes se pegan a la superficie del filtro.

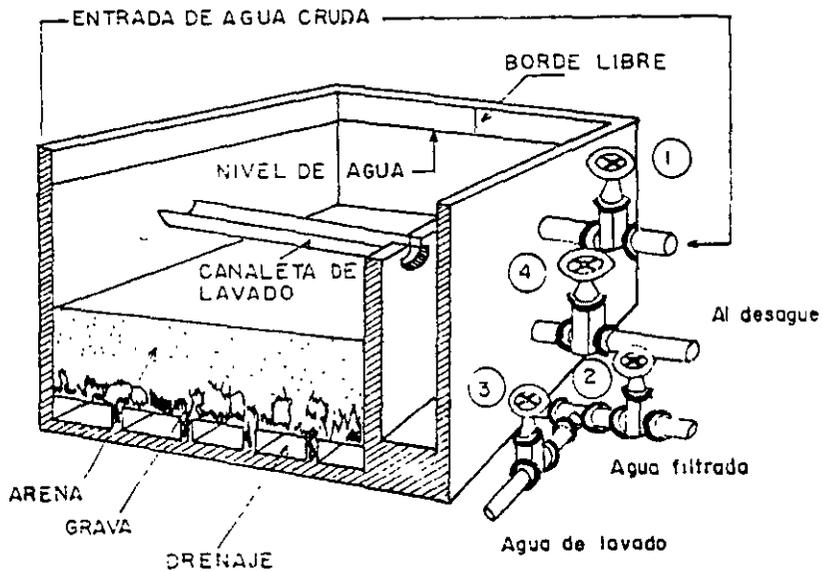


Fig. 10.4 Representación esquemática del funcionamiento de filtros de flujo descendente por gravedad de medio granular

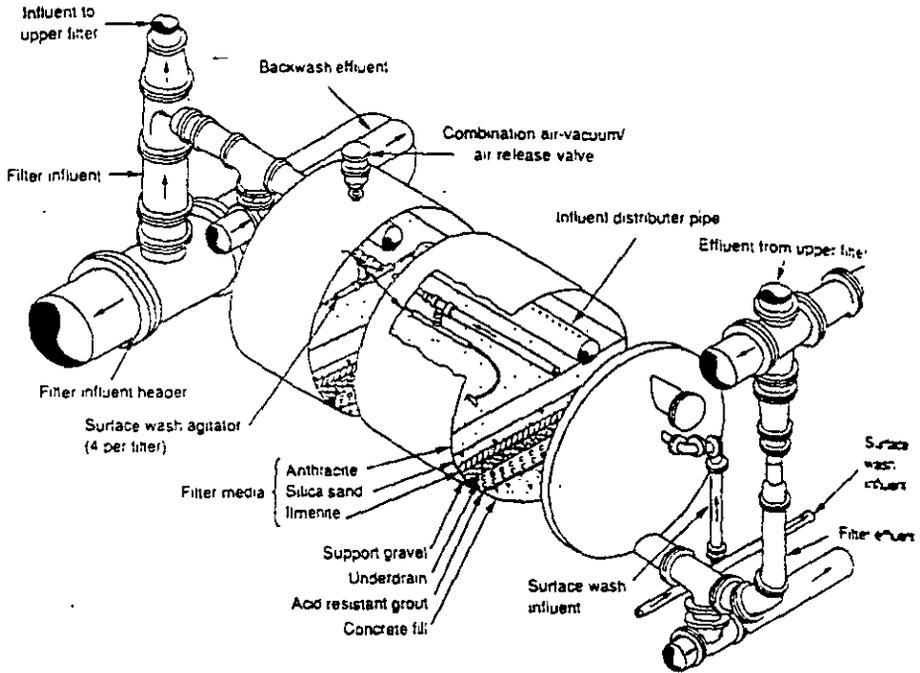


Fig. 10.5 Filtro a presión típico con cama filtrante multimedia y lavado de la superficie usado en el tratamiento de aguas residuales.

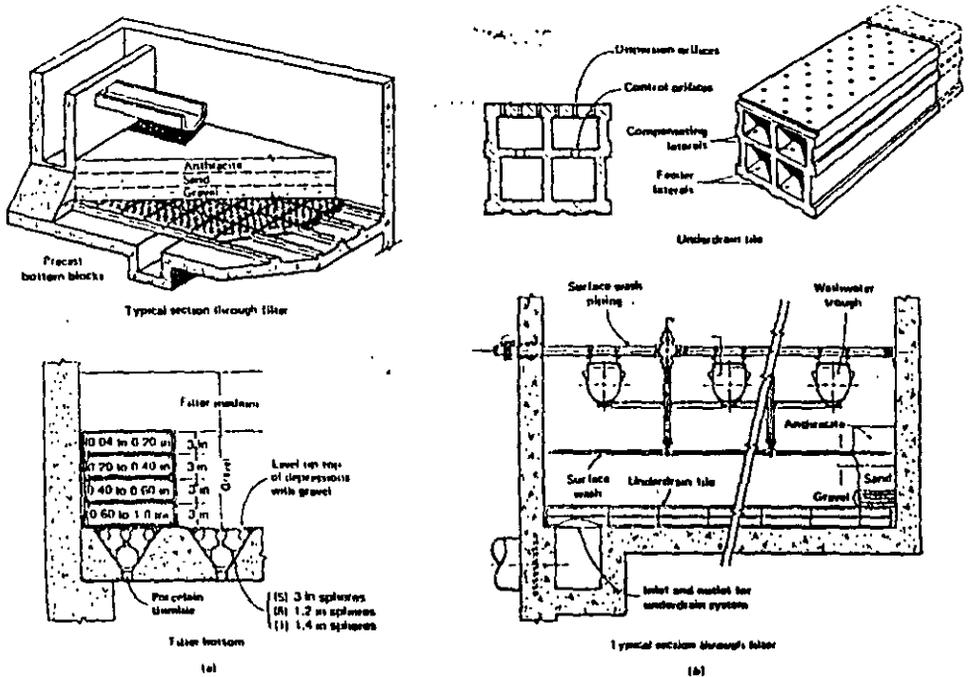


Fig. 10.6 Sistema de subdrenaje típico con capa de grava como soporte (a) y (b); sin soporte de cama de grava (c): (a) sistema de subdrenaje Wheeler y (b) Sistema de subdrenaje Leopold.

- a Depende del pH y la temperatura
- b Para lagos tranquilos
- c Como NO_3 , estándares para el agua potable de la EPA (E.U.A.)

Aplicaciones

Los filtros de medio simple son poco usados en tratamientos avanzados, generalmente se prefieren los filtros duales o multimedias debido a que se obtienen tasas de filtración más elevadas ya que estos filtros tienen un mayor porcentaje de volumen de poros (porosidad) lo que implica una mayor retención de sólidos.

En general los filtros para el tratamiento de aguas residuales reciben partículas más grandes, pesadas y de tallas más variables que los filtros utilizados en potabilización. Por ello es recomendado llevar a cabo estudios piloto para determinar las mejores condiciones de operación de los mismos.

La filtración de aguas residuales es utilizada para eliminar los flóculos de los efluentes secundarios antes de descargar las aguas. También se utiliza para eliminar los precipitados residuales de la precipitación con cal o sales de fosfatos. Puede considerarse como una operación de pretratamiento antes de que el agua residual tratada sea introducida a los filtros de carbón activado, antes de la radiación ultravioleta y antes de otros procesos.

En el caso de la reutilización del agua se requiere filtrar los efluentes antes de ser utilizados para los cultivos, el riego de áreas verdes y recreativas.

Las variables que controlan el proceso tienen que ver con las características del influente como son la concentración en sólidos suspendidos y la turbiedad, el tamaño de partícula y la fuerza del flóculo.

Microtamices, consiste en un tambor que sobre un eje horizontal y que está cubierto con una tela generalmente de acero. El agua entra por un lado abierto del tambor y se filtra a través de la cubierta, siendo retenidos los sólidos dentro del cilindro, conforme el tambor rota los sólidos son transportados hacia arriba y se remueven constantemente mediante un chorro dado con boquillas instaladas arriba y a lo largo del tambor cayendo los sólidos a un depósito, donde por gravedad son desalojados.

10.3 ELIMINACIÓN DE COMPUESTOS TOXICOS - ADSORCION

Los compuestos refractarios son compuestos resistentes a la degradación biológica en los procesos convencionales de tratamiento de aguas y en el medio ambiente. Los procesos utilizados para eliminar este tipo de compuestos son

Proceso	Aplicación
Adsorción con carbón activado	Eliminación de compuestos orgánicos sintéticos y naturales incluyendo los compuestos orgánicos volátiles, pesticidas, PCB's y metales pesados
Lodos activados adicionados con carbón activado	Metales pesados, amoníaco, compuestos refractarios
Coagulación química	Metales pesados y PCB's
Oxidación química	Amoníaco, compuestos tóxicos, halogenados alifáticos y aromáticos.
Procesos biológicos convencionales	Fenoles, PCB's, hidrocarburos halogenados

El cloro es generalmente utilizado en el proceso de oxidación química. La principal desventaja es que el cloro forma trihalometanos. Otros oxidantes son el ozono y el dióxido de cloro. La ventaja del ozono es que con este compuesto se elimina además el color.

ADSORCION

La adsorción es la colección y concentración selectiva sobre la superficie sólida de moléculas de tipos particulares contenidas en un líquido o en un gas. A través de esta operación unitaria los gases o líquidos de sistemas mezclados, aún a muy bajas concentraciones, pueden ser selectivamente capturados y eliminados de las corrientes gaseosas o líquidas usando una gran variedad de materiales específicos conocidos como adsorbentes. El material que es adsorbido sobre el adsorbente es llamado adsorbato. Existen dos mecanismos involucrados en la adsorción: la adsorción física y la adsorción química.

Tipos de adsorción.

Cuando las moléculas gaseosas o líquidas alcanzan la superficie de un adsorbente y permanecen sin ninguna reacción química, el fenómeno es llamado adsorción física. El mecanismo por el cual se explica la adsorción física puede ser las fuerzas electrostáticas intermoleculares o de Vander Waals, o puede depender en la configuración física del adsorbente como en el caso de la estructura de los poros del carbón activado. Los adsorbentes físicos típicamente cuentan con grandes áreas superficiales.

Actualmente el carbón activado es el adsorbente más ampliamente utilizado. Otros adsorbentes menos importantes son la alúmina activada, la sílica gel y las mallas moleculares. El carbón activado es catalogado como un adsorbente físico no polar. Se produce a partir de una gran cantidad de materiales carbónicos como son la madera, el aserrín, los huesos de frutas, las cáscaras de coco y de nuez, el carbón mineral o hulla, el lignito y los residuos del petróleo. El carbón activado posee una área superficial interna muy grande con una intrincada red de poros. Se han estimado áreas superficiales totales entre 450 y 1800 M²/gramo, pero solamente una parte de esta superficie está disponible para la adsorción. El carbón activado se presenta generalmente en tres tipos: granular o en gránulos naturales, en

pellets y en polvo. Los carbones para la fase líquida pueden presentarse en polvo o bajo la forma granular, el primer tipo es mezclado y luego filtrado del líquido mientras que, el carbón granular es empacado en forma de lecho.

Técnicas por contacto en columna y equipo utilizado.

La remoción de compuestos orgánicos en columnas de carbón activado ocurre en tres mecanismos: 1. La adsorción de las moléculas orgánicas, 2. La filtración de partículas mayores y 3. La sedimentación de materia coloidal.

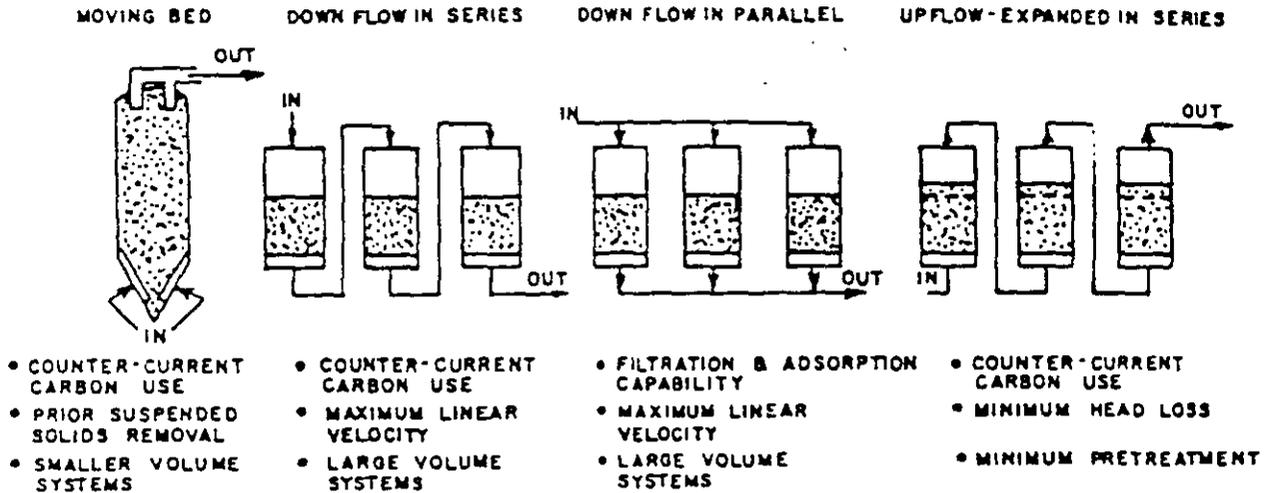


Fig. 10.7 Sistemas típicos de adsorción con carbón activado y sus atributos

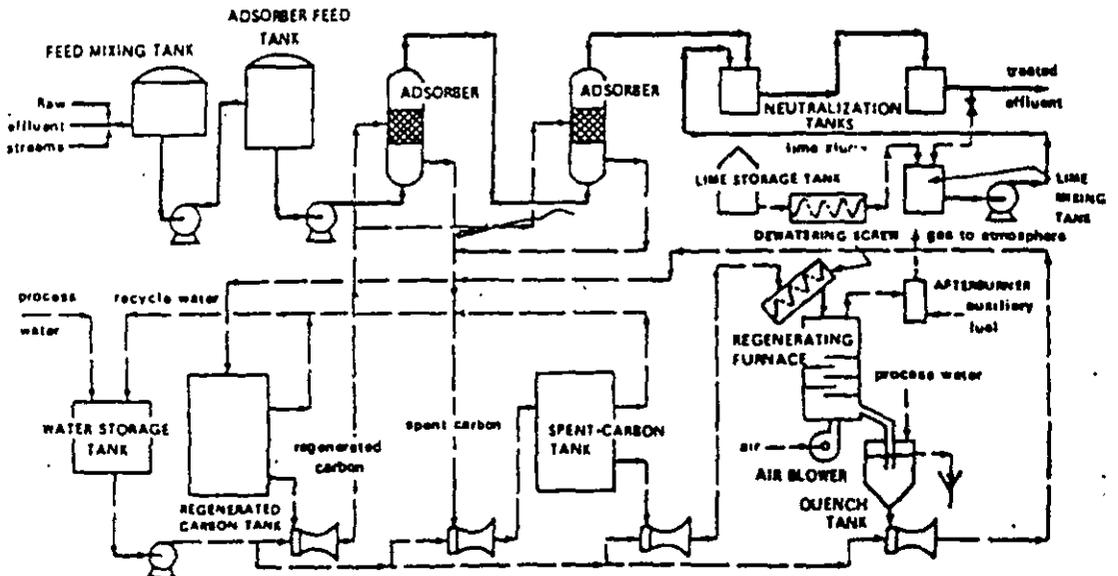


Fig. 10.8 Planta de adsorción y filtración con carbón activado para el tratamiento de residuos de plaguicidas.

Cuando se utiliza en el proceso de adsorción un adsorbente granular, el proceso se puede llevar a cabo en batch, en columna o por lechos fluidificados. Los sistemas de contacto más utilizados son los lechos fijos o lechos móviles a contracorriente debido a los bajos costos de operación y a la alta utilización de la capacidad de adsorción del adsorbente. Los lechos fijos pueden emplear flujos ascendentes o descendentes del fluido; sin embargo los flujos descendentes son más populares ya que el lecho del adsorbente también puede servir como filtro para los sólidos suspendidos. Los lechos móviles a contracorriente emplean un flujo ascendente del líquido y flujo descendente del adsorbente, ya que este se puede mover por la fuerza de la gravedad. Ambas configuraciones pueden operarse por gravedad o bajo presión del líquido.

Técnicas de tratamiento con carbón activado

El carbón activado se usa comúnmente para eliminar compuestos orgánicos que causan olores, sabores y otros efectos nocivos. El carbón puede utilizarse ya sea en polvo o en gránulos. El carbón granular se coloca en forma de lecho en columnas y el agua a tratar pasa sobre éste. Los sabores, colores y olores debidos a compuestos tales que los fenoles, pesticidas, colorantes orgánicos, surfactantes, etc., son eliminados de las aguas residuales industriales o municipales. El proceso de eliminación continua hasta que el carbón alcanza su saturación, después de lo cual éste debe ser regenerado; la reactivación se hace calentando el carbón hasta 930°C en una corriente de aire atmosférico (reactivación térmica). Esta operación se puede adaptar en una mufla o en un horno rotatorio, los compuestos orgánicos se queman y el carbón así activado restablece básicamente su capacidad inicial de adsorción:

Tratamientos biológicos adicionados con carbón activado

La utilización de carbón activado en polvo adicionado a los procesos biológicos se desarrolló con éxito en los años 70s. Este sistema es utilizado para tratar efluentes industriales contaminados con compuestos tóxicos. En este proceso se tienen las ventajas de la adsorción y de la biodegradación, por medio de organismos aclimatados, para la eliminación de los compuestos orgánicos. A esta combinación frecuentemente se le denomina como proceso PACT (Desarrollado por Du Pont). Se observó que existe una neta mejoría de las capacidades de depuración del proceso por la adición de este compuesto al tanque de aeración del proceso por todos activados. Se explicó la mejoría en los rendimientos del proceso no solamente por el efecto de la adsorción de los compuestos orgánicos sobre el carbón activado, sino también por el fenómeno llamado biorregeneración.

La biorregeneración es el proceso a partir del cual los compuestos orgánicos adsorbidos desorben, volviéndose disponibles para la biodegradación y dejando la superficie del carbón activado nuevamente disponible para una nueva adsorción. Algunos autores han sugerido que las tasas de desnitrificación también se mejoran con la adición del carbón activado. Esto es explicado por la adsorción de las sustancias inhibitoras sobre el carbón activado.

Este tipo de sistemas pueden eliminar las sustancias tóxicas o inhibitorias presentes en las aguas residuales como resultado del potencial de biooxidación del sistema. Así, los compuestos orgánicos son retenidos en el sistema por un periodo que se aproxima al tiempo de retención celular, en lugar del periodo dado por el tiempo de retención hidráulico, como ocurre en un proceso biológico tradicional.

Los residuos sólidos producidos en el sistema pueden ser depositados en un relleno sanitario adecuado para el caso o bien, ser llevados al proceso de oxidación/incineración tales que la oxidación por vía húmeda o la combustión térmica para su destrucción.

No obstante, este proceso tiene desventajas que son inherentes al manejo del carbón en polvo, al sistema de filtración requerido y a la eficiencia baja de adsorción. Por ello actualmente el interés está enfocado a los procesos adicionados con carbón activado granular.

La ventaja con la adición del carbón activado granular es que se pueden manejar los nuevos procesos biológicos como los lechos empacados con o sin biomasa fija o los sistemas mixtos como los lechos turbulentos. Recientemente, la aplicación del carbón activado granular ha sido estudiada en el caso de las aguas industriales problemáticas conteniendo compuestos tóxicos (Jaar y Wilderer, 1992; Fox y Suidan, 1993). Buitrón (1993) adicionó a un proceso biológico tipo SBR (reactores discontinuos secuenciales) carbón activado granular para disminuir la toxicidad de un efluente industrial contaminado con nitrofenoles. El piloto produjo altas eficiencias de eliminación (95% como carbono orgánico) y las cargas orgánicas eliminadas por los microorganismos aclimatados fueron de 2.3 kg de DQO/m³-d, valor entre ocho y diez veces superior al comúnmente reportado en la literatura para este tipo de efluentes.

10.4 ELIMINACIÓN DE SUSTANCIAS INORGANICAS DISUELTAS

Precipitación química

La eliminación del fósforo del agua residual se puede llevar a cabo por la adición de coagulantes para su precipitación (alúmina, cal, sales de hierro, polímeros orgánicos). Adicionalmente a la eliminación del fósforo estos compuestos químicos puede eliminar otros iones, principalmente, los metales pesados y reduce el contenido de coliformes y de virus.

Cuando se utiliza la precipitación química, la digestión anaerobia de los lodos no es posible debido a la toxicidad del precipitado el cual puede contener metales pesados. La desventaja de la precipitación química es la producción de una cantidad considerable de lodos difícilmente tratables debido a su toxicidad.

Intercambio iónico

El intercambio iónico es un proceso unitario mediante el cual los iones de una especie dada son desplazados de un material de intercambio insoluble por iones de diferentes especies en solución. El uso más generalizado de este proceso es en el ablandamiento del agua potable en donde el ión sodio de una resina catiónica es reemplazado por los iones calcio y magnesio del agua a tratar. Para la eliminación de los sólidos totales se deben utilizar resinas de intercambio iónico, catiónico y aniónico

Hasta los años de 1940 las zeolitas naturales fueron las resinas de intercambio disponibles. La capacidad de intercambio era relativamente baja, lo cual limitaba su factibilidad económica en el tratamiento de aguas residuales. Posteriormente las zeolitas naturales fueron reemplazadas por resinas sintéticas. Estas últimas son polímeros insolubles sobre los cuales se adicionan grupos básicos o ácidos mediante reacciones químicas. Estos grupos son

capaces de un cambio reversible con los iones presentes en una solución.

El número total de grupos funcionales por unidad de peso (o por unidad de volumen) de la resina determina la capacidad de intercambio, mientras que el tipo de grupo funcional determina la selectividad del ión y su posición en el equilibrio de intercambio. Las partículas de las resinas tienen diámetros de aproximadamente 0.5 mm y se emplean en columnas empacadas con flujos de agua residual del orden de 5 a 12 galones por pie² (1/cm²).

Para dar un ejemplo de la variedad de resinas de intercambio iónico se enlistan las siguientes.

1) Inorgánicos naturales:

Zeolitas: $x\text{Na}_2\text{O}$, y Al_2O_3 , $z\text{SiO}_2 \cdot z\text{H}_2\text{O}$

Silicoaluminatos hidratados como:

analcita	$\text{Na}[\text{Si}_2\text{AlO}_2]\text{H}_2\text{O}$
characita	$\text{Ca, Na} [\text{SiAlO}_5]_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$
harmotomita	$(\text{K, Ba}) [\text{Si}_5\text{Al}_2\text{O}_{14}] \cdot 5\text{H}_2\text{O}$
neulandita	$\text{Ca}[\text{Si}_3\text{Al}_2\text{O}_8] \cdot 5\text{H}_2\text{O}$
natrolita	$\text{Na}_2[\text{Si}_3\text{Al}_2\text{O}_{10}] \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
montomorilonita	$\text{Al}_2[\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2] \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
beidelita	$\text{Al}_2[(\text{OH})_2\text{AlSi}_{13}\text{O}_9\text{OH}] \cdot 4\text{H}_2\text{O}$

2) Inorgánicos sintéticos;

Sodalita	$\text{Na}_4[\text{Si}_3\text{Al}_3\text{ClO}_{12}]$
Apatita	$[\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3]\text{F}$
Hidroxiapatita	$[\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3]\text{OH}$

3) Orgánicos sintéticos;

Estas son estructuras tridimensionales de hidrocarburos entrelazados que contienen grupos ácidos o básicos.

De intercambio catiónico:

- Débilmente ácidos (carboxílicos)
- Medianamente ácidos (fosfónicos)
- Fuertemente ácidos (sulfónicos)

De intercambio aniónico:

- Débilmente básicas (alkilaminas)
- Fuertemente básicas (base cuaternaria de amonio).

Hay dos tipos básicos de intercambiadores iónicos: catiónicos y aniónicos.

El proceso es el siguiente primero se pasa el agua residual a través de un intercambiador de cationes donde los iones cargados positivamente son reemplazados por iones hidrógeno. El efluente del intercambiador catiónico es pasado a una resina aniónica donde los aniones son reemplazados por iones hidroxilo. Así, los sólidos disueltos son reemplazados por iones hidrógeno e hidroxilo, los cuales reaccionan para formar moléculas de agua.

Los intercambiadores de iones son generalmente columnas empacadas de flujo descendente. Cuando se satura la capacidad de las resinas, la columna es retrolavada para eliminar los sólidos retenidos y después es regenerada. La columna de intercambio catiónico se regenera con un ácido fuerte como el ácido sulfúrico. El hidróxido de sodio es utilizado para regenerar la columna aniónica. (Fig. 10.9)

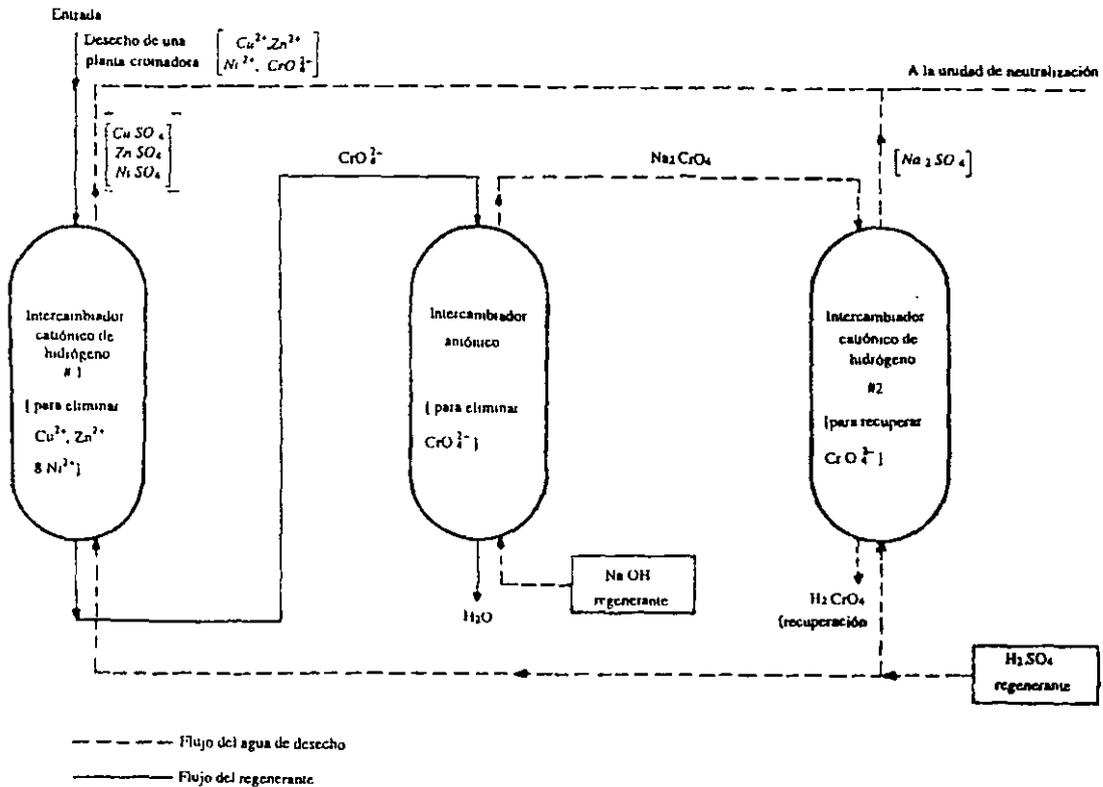


Fig. 10.9 Diagrama de flujo de un sistema de intercambio iónico

La desmineralización puede llevarse a cabo en columnas separadas en serie o ambas resinas se pueden mezclar. La tasa de flujo típica utilizada es del orden de 12 a 24 m^3/m^2-h y con profundidades de lecho entre 0.75 a 2.0 m.

No todos los iones disueltos se remueven de igual manera, cada resina está caracterizada por una actividad determinada y algunos iones son eliminados sólo parcialmente. Algunos compuestos orgánicos encontrados en las aguas residuales pueden ligarse disminuyendo la eficiencia de las resinas.

Ultrafiltración

La ultrafiltración (UF) es una operación a presión que utiliza membranas porosas para la eliminación de material coloidal y disuelto. Estos sistemas se diferencian de la ósmosis inversa, ya que en este caso se aplican presiones relativamente bajas 150 lb/in^2 (1034 kN/m^2). La ultrafiltración se utiliza para eliminar material coloidal y moléculas grandes con pesos moleculares superiores a 5000. Se aplica para la eliminación de aceite de corrientes acuosas, de turbiedad y color coloidales. También se ha sugerido utilizar UF para la eliminación de fósforo.

Ósmosis inversa.

La ósmosis inversa es un proceso en el cual el agua es separada de las sales disueltas en la solución por filtrado a través de una membrana semipermeable bajo presiones mayores que la presión osmótica causada por las sales disueltas en el agua residual. Las presiones de operación varían entre la presión atmosférica y 1000 lb/in^2 (6900 KN/m^2).

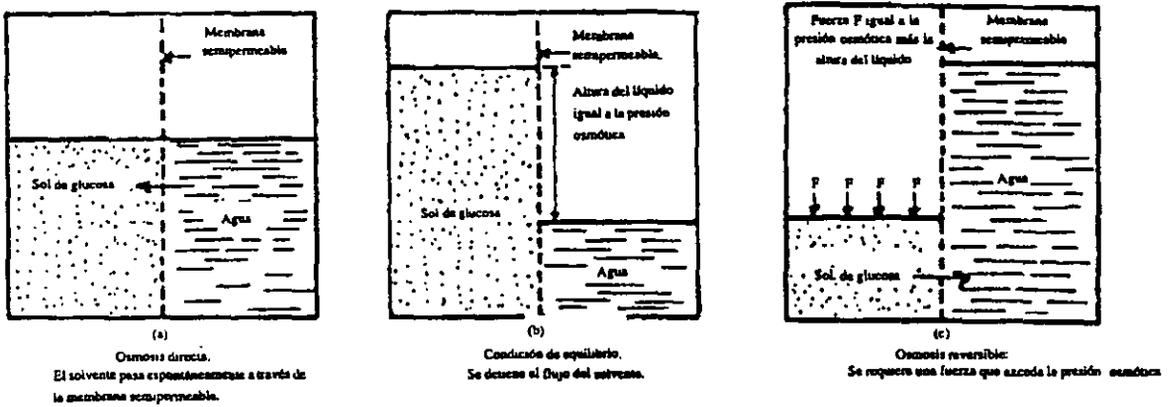
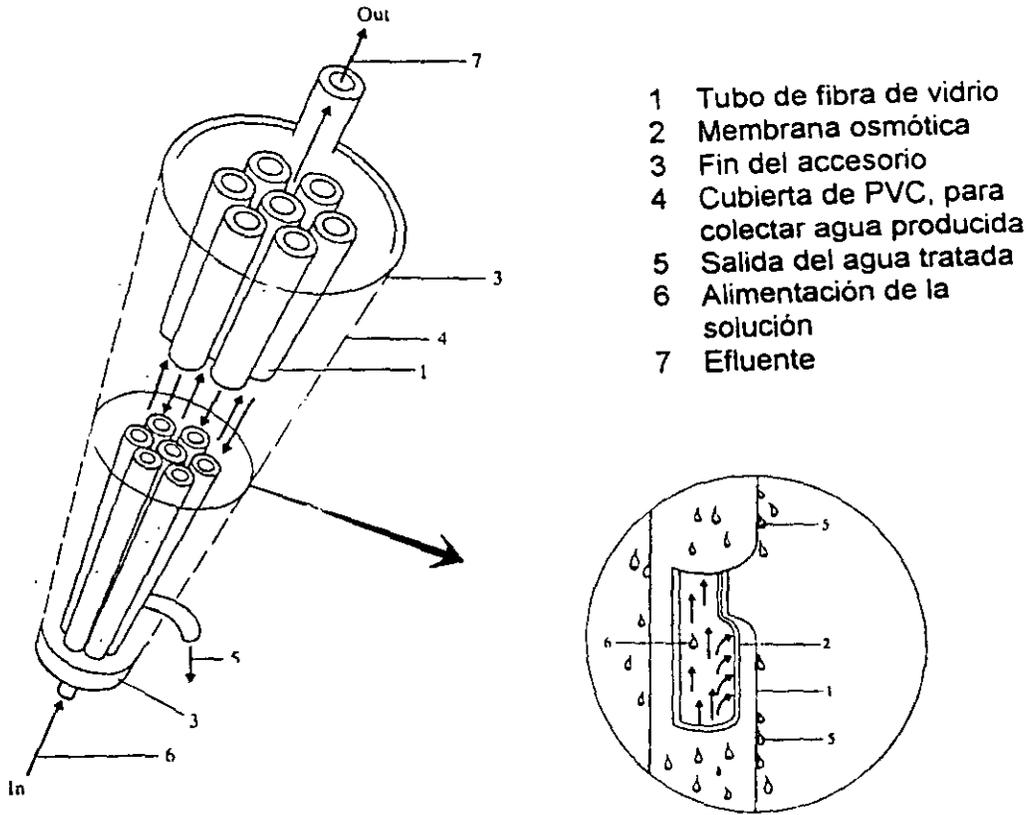


Fig. 10.10 Ilustración del principio de ósmosis

El principio de la ósmosis se ilustra con las figuras 10.10 a, b y c. En la figura a, se describe la ósmosis directa, donde el solvente fluye espontáneamente a través de la membrana semipermeable. La figura b ilustra la condición de equilibrio, en este caso el líquido fluye hasta que el flujo del solvente a través de la membrana iguala la presión osmótica y se detiene el flujo. En la figura c, sucede que la fuerza F excede la presión osmótica del compartimiento que contiene el agua contaminada hacia el compartimiento del agua pura, este fenómeno se denomina ósmosis inversa.

En el tratamiento de aguas residuales por ósmosis inversa, el influente contaminado se pone en contacto con una membrana adaptable a una presión que exceda a la presión osmótica de la solución. Bajo estas condiciones, el agua penetra en la membrana. Los contaminantes disueltos se concentran en el compartimiento del agua de desecho. Este concentrado, que corresponde a una pequeña cantidad del volumen total de agua residual a tratar, se desecha. El agua purificada se obtiene en el otro compartimiento.

En la práctica el proceso de ósmosis inversa se lleva a cabo en un sistema tubular. El flujo de aguas residuales a alta presión pasa a través de un tubo interno hecho de una membrana semipermeable y diseñado para operar a altas presiones. El agua purificada se obtiene en el tubo externo, el cual se encuentra a presión atmosférica y está hecho de material ordinario como se muestra en la figura 10.11



- 1 Tubo de fibra de vidrio
- 2 Membrana osmótica
- 3 Fin del accesorio
- 4 Cubierta de PVC, para coleccionar agua producida
- 5 Salida del agua tratada
- 6 Alimentación de la solución
- 7 Efluente

Fig. 10.11 Sistema de ósmosis inversa de configuración tubular

La ósmosis inversa se aplicó inicialmente en la desalinización del agua de mar. Se han hecho muchas investigaciones en plantas piloto sobre el uso de ósmosis reversible para separar ciertos contaminantes del agua residual, algunos de ellos como compuestos de nitrógeno y fósforo, de configuración tubular, cromatos y otros compuestos orgánicos que no se eliminan adecuadamente por otros procesos. En consecuencia el tratamiento convencional se complementa por ósmosis inversa con economía favorable.

Las investigaciones indican que, en principio, la ósmosis inversa se puede usar para obtener un efluente de cualquier grado de pureza deseado mientras que se mantenga una tasa de flujo razonable.

Muchos materiales naturales tienen características semipermeables. Algunas membranas de plantas y animales son buenos ejemplos. Se han empleado materiales como colodión, celofanes, vidrio poroso, vidrio finamente picado, precipitados orgánicos como ferrocianuro de cobre, zinc y fosfato de uranio. Todos ellos tienen defectos, como el permitir fugas, ser de corta duración, tener selectividad y poca reproducibilidad. Las membranas de acetato de celulosa (membranas AC) son las que han dado mejores resultados.

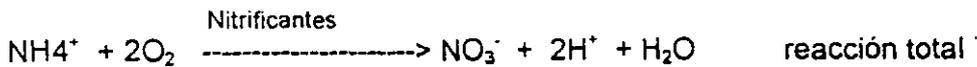
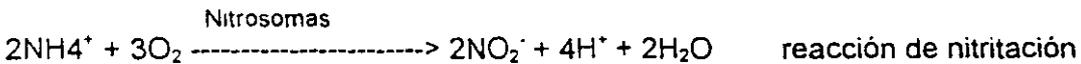
10.5 NITRIFICACION

Las principales especies químicas que contienen nitrógeno y que son importantes en el tratamiento de aguas residuales son el amoníaco, los compuestos orgánicos nitrogenados, los nitratos y los nitritos. El amoníaco existe en solución acuosa como amoníaco o como ión amonio. El nitrógeno total Kjeldahl (NTK), es el análisis empleado para determinar la concentración del nitrógeno orgánico y del amoníaco presentes en el agua residual. Para aguas municipales, las concentraciones típicas de NTK varían entre 15 y 50 mg/l.

Los inconvenientes por la descarga de efluentes conteniendo nitrógeno amoniacal son:

- 1) El amoníaco consume oxígeno de los cuerpos de agua receptores.
- 2) El amoníaco reacciona con el cloro para formar cloraminas, las cuales son menos efectivas que el cloro como desinfectante.
- 3) El amoníaco es tóxico para la vida acuática.

La nitrificación es el proceso mediante el cual a través de bacterias autótrofas, el nitrógeno amoniacal es oxidado a iones nitrato. Estas bacterias llamadas nitrificantes consisten en dos géneros Nitrosomonas y Nitrobacter. La oxidación del amoníaco se lleva a cabo en dos pasos:



En la reacción total se puede observar que existe un desprendimiento de iones H^+ , por lo que si la alcalinidad del sistema es insuficiente, el pH del medio va a decrecer. Es importante señalar que las bacterias nitrificantes son bastante sensibles a los cambios de pH. Cuando la alcalinidad es insuficiente, el sistema está limitado por carbono para los nitrificantes, por ello se debe agregar carbono en forma de carbonatos o bicarbonatos.

Los parámetros que afectan la nitrificación son:

- Oxígeno disuelto. Dado que la cinética depende de la concentración del O_2 , es importante que ésta se encuentre por arriba de 2 mg O_2 /l.
- Temperatura. La cinética de oxidación se ve severamente afectada por las variaciones de temperatura. La velocidad de oxidación aumenta si la temperatura aumenta.
- pH. Se ha observado que el pH afecta la tasa de crecimiento de las bacteria nitrificantes, situándose el óptimo entre 7.5 y 8.5. A bajos pH se produce el ácido nitroso libre y a altos pH se libera el NH_3 . Ambos compuestos son inhibidores.
- Inhibidores. Las bacterias nitrificantes son muy sensibles a numerosos inhibidores orgánicos y minerales.

- Relación DBO/NTK. Se ha comprobado que la fracción de organismos nitrificantes presentes en el licor mezclado está relacionada con el factor DBO/NTK. Para relaciones mayores a 5 la fracción de organismos nitrificantes decrece.

Aplicaciones

Existen dos técnicas de aplicación del proceso de nitrificación: el proceso a cultura fija y el proceso a biomasa suspendida. Suponiendo que el suministro de aire sea suficiente, en general, se puede asegurar la nitrificación a temperaturas moderadas en los sistemas convencionales de lodos activados. Este sería un proceso a bajas cargas orgánicas (0.5 kg DBO/kg SS-día) y con tiempos de retención celular mayores a los aplicados convencionalmente, es decir aproximadamente de 10 días.

La selección del proceso combinado de oxidación/nitrificación o un proceso con la etapa de nitrificación separada (Fig. 10.12) depende de la evaluación de las ventajas y desventajas de cada uno. La ventaja del proceso combinado es que la producción de lodos es minimizada. En el proceso separado las ventajas son las siguientes:

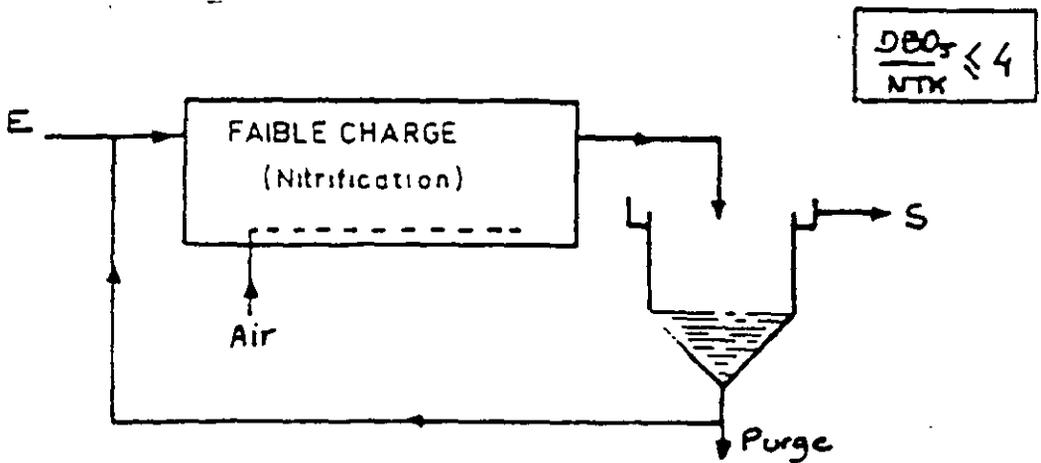
- 1) Mejor control y optimación de cada proceso
- 2) Se maximiza la eficiencia de eliminación del N
- 3) El proceso es menos dependiente de la temperatura
- 4) Los compuestos orgánicos que pueden ser tóxicos a las bacterias nitrificantes son eliminado en el primer tanque:

Para pequeños flujos el proceso combinado es el preferido. De todas formas a la salida de proceso es deseable contar con un efluente con no más de 15 mg de DBO/l y no más de 5 mg de NTK/l.

10.6. DESNITRIFICACION

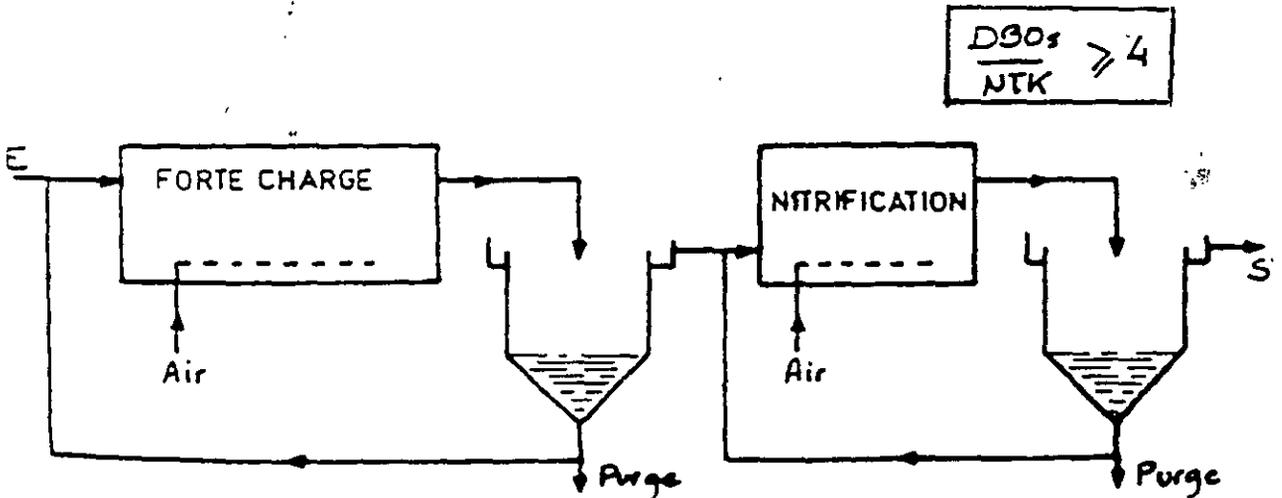
Aunque es preferible tener un efluente nitrificado a uno que contiene nitrógeno amoniacal, altas concentraciones de nitratos pueden estimular el crecimiento indeseable de plantas y por lo tanto contribuir al problema de la eutroficación. Un crecimiento abundante de la vegetación acuática reduce la calidad del agua ya que:

- 1) Se incrementa el costo de tratamiento del agua porque los filtros se colmatan más frecuentemente.
- 2) Aparecen olores y sabores
- 3) Se forman pigmentos coloreados
- 4) Se forman precursores de trihalometanos
- 5) Con altos contenidos de nitratos en el agua (mayores a 10 mg NO_3^- - N/l) se produce la methemoglobinemia infantil. (niños azules)
- 6) Existen fluctuaciones importantes de oxígeno en el cuerpo receptor.



Faible charge $C_m \ll 0,5 \text{ kg DBO}_5 / \text{kg MST. jour.}$
 Age de boue $\tau_b \approx 10 \text{ jours.}$
 Temps de passage $\theta \approx 6 \text{ à } 8 \text{ h (E.f. urbains)}$

Sistema Separado



Forte charge $1 \text{ à } 2 \text{ kg DBO}_5 / \text{kg MST. j}$
 Age de boue $\tau_b = 1-3 \text{ jours}$
 Temps de passage $\theta = 1-1,5 \text{ h}$

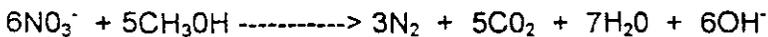
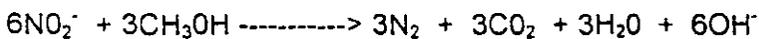
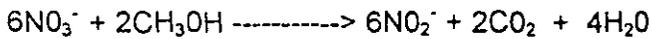
Faible charge $C_m = 0,2 \text{ kg DBO}_5 / \text{kg MST. j}$
 Age de boue $\tau_b = 5-10 \text{ jours}$
 Temps de passage $\theta = 2,5-3 \text{ h}$

Sistema Combinado

Fig. 10.12 Sistemas de Nitrificación separado y combinado

Se puede emplear un tratamiento biológico para eliminar los nitratos del agua residual. Este proceso es llamado desnitrificación. Es esencial que el nitrógeno amoniacal haya sido oxidado a nitritos (nitrificación).

Algunas bacterias facultativas son capaces de obtener energía usando a los nitratos como aceptores de electrones, en ausencia de oxígeno, o medio anóxico. Estas bacterias reducen los nitratos a gas nitrógeno el cual es eliminado del medio hacia la atmósfera. Cabe señalar que además de la nitrificación y del medio anóxico, es necesario que exista una fuente de carbono para que la desnitrificación se lleve a cabo. Se han utilizado el metano, el etanol y el agua residual como fuentes de carbono. Si se utiliza el metanol como fuente de carbono se obtienen las siguientes reacciones:



La nitrificación biológica seguida de la desnitrificación es probablemente el método más ampliamente utilizado para la eliminación del nitrógeno del agua residual.

Aplicaciones

Al igual que la nitrificación, la desnitrificación se puede llevar a cabo en los procesos a biomasa suspendida o a biomasa fija, en condiciones anóxicas. Una distinción adicional se basa en si la desnitrificación se realiza en reactores independientes o en sistemas combinados de oxidación del carbono, y nitrificación-desnitrificación utilizando agua residual como fuente de carbono.

El sistema de desnitrificación a biomasa suspendida es similar al proceso de lodos activados. Dado que el N_2 desprendido durante el proceso de desnitrificación se fija a menudo a los sólidos biológicos, se incluye una etapa de liberación del nitrógeno entre el reactor y los sedimentadores. Esta etapa se realiza por medio de aeración de los sólidos durante un corto periodo.

Los procesos combinados en los cuales se lleva a cabo la oxidación del carbono, la nitrificación y la desnitrificación, se han desarrollado para evitar la utilización de una fuente externa de carbono.

El proceso BARDENPHO utiliza agua residual urbana y la descomposición endógena de las bacterias como fuente externa de carbono. La tabla 10.6 presenta una comparación de los diferentes sistemas de desnitrificación.

Las variables que afectan al proceso de desnitrificación son:

- 1) Concentración del ión nitrato
- 2) Concentración del carbón
- 3) Temperatura. Si la temperatura es baja la velocidad del desnitrificación también lo es por lo que el volumen del reactor aumenta.

4) pH. El intervalo óptimo está entre 6.5 y 7.5.

10.7 ELIMINACIÓN DEL FOSFORO

El agua residual doméstica y el agua de drenaje de zonas agrícolas son las principales fuentes de fósforo, el que como se ha dicho es el principal responsable del crecimiento de las plantas acuáticas y de la contribución a la eutroficación en general.

El fósforo en el agua residual puede presentarse en tres formas: ortofosfato, polifosfato y fósforo inorgánico. En la mayoría de las aguas residuales el fósforo es eliminado por decantación primaria. Dado que no existe forma gaseosa del P, éste es eliminado por incorporación a una fase sólida. En los tratamientos biológicos convencionales es incorporado a la biomasa en exceso. Estos procesos presentan una eliminación muy baja de fósforo (del 2 al 3%). Así, alrededor de 10 a 15 mg P/l se encuentran en la salida del proceso (en Europa). Para prevenir la eutroficación es necesario que las concentraciones sean inferiores a 1 mg P/l.

La desfosfatación por adición de productos químicos.

Cuando se añaden sales de aluminio o hierro al agua residual bruta, éstas reaccionan con el ortofosfato soluble hasta producir un precipitado. Cuando se usa la cal, el calcio y el hidróxido reaccionan con el ortofosfato para formar hidroxapatita insoluble. -El fósforo orgánico y el polifosfato se eliminan a través de reacciones más complejas y por adsorción en partículas del floculo. El precipitado se elimina como lodos primarios. Existen tres esquemas de tratamiento: precipitación primaria, tratamiento terciario y precipitación simultánea en los lodos activados. Las principales ventajas y desventajas de cada uno de ellos se encuentran en la tabla 10.7.

Tabla 10 6 Comparación de sistemas de desnitrificación alternativos

Tipo de sistema	Ventaja	Inconvenientes
Crecimiento suspendido utilizando metanol después de una fase de nitrificación	Rápida desnitrificación: instalaciones de pequeño tamaño estabilidad de funcionamiento, pocas limitaciones en las operaciones de la secuencia de tratamiento Puede incorporarse fácilmente una etapa de oxidación del metanol en exceso, cada proceso puede optimizarse independientemente, es posible conseguir alto grado de eliminación de nitrógeno	Se requiere metanol, estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomasa, se precisa un mayor numero de procesos unitarios para la nitrificación, desnitrificación que en sistemas combinados
Crecimiento de cultivo fijo (columna) utilizando metanol después de una fase de nitrificación	Rápida desnitrificación: se precisan instalaciones de pequeño tamaño; estabilidad de funcionamiento demostrada; estabilidad no vinculada al clarificador al estar los organismos fijados al medio; pocas limitaciones en las opciones de la secuencia de tratamiento; posible alto grado de eliminación de nitrógeno, cada proceso del sistema puede optimizarse por separado	Se requiere metanol, no es fácil incorporar el proceso de oxidación del metanol en exceso, se precisa un mayor número de procesos unitarios para la nitrificación - desnitrificación que en sistemas combinados
Oxidación del carbono-nitrificación combinados en un reactor de cultivo suspendido utilizando una fuente de carbón endógena	No se necesita metanol, se precisa un menor número de procesos unitarios	Tasas de desnitrificación muy bajas; se precisan instalaciones de gran tamaño, eliminación de nitrógeno menor que en el sistema basado en el metanol, estabilidad de funcionamiento al clarificador para el retorno de la biomasa opciones de la secuencia de tratamiento limitada cuando se precisa eliminar tanto N como P, no existe protección de los nitrificantes contra los tóxicos, difícil de optimizar la nitrificación y desnitrificación independientemente.
Oxidación del carbón y nitrificación combinadas en reactor de crecimiento suspendido utilizando el agua residual como fuente de carbono	No se necesita metanol; se precisa menor número de procesos unitarios	Bajas tasas de desnitrificación, se precisan instalaciones de gran tamaño; menor eliminación de nitrógeno que en el sistema basado en el metanol; estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomasa; tendencia a la formación de bulking del fango, opciones de la secuencia de tratamiento limitadas cuando se requiere la eliminación tanto de N como de P, no existe protección de los nitrificantes contra los tóxicos; difícil de optimizar la nitrificación y desnitrificación independientemente

Tabla 10 7 Ventajas y desventajas de la eliminación de fósforo en diversos puntos de una planta de tratamiento

Nivel de tratamiento	Ventajas	Desventajas
Primario	Aplicable a la mayoría de las plantas; eliminación superior de DBO y de sólidos suspendidos; mínimo trato de pérdidas de producto químico; posibilidad demostrada de recuperación de la cal	Mínima eficiencia del uso del metal del producto químico; pueden requerirse polímeros para la floculación; fango más difícil de deshidratar que el primario
Secundario	Mínimo coste, menores dosis de productos químicos que el primario; mejora de la estabilidad del fango activado, no se precisan polímeros	La sobredosis de metal puede causar la toxicidad a bajo pH, con aguas residuales de baja alcalinidad, puede ser necesario un sistema de control del pH, no puede utilizar la cal a causa del excesivo pH, sólidos inertes añadidos al líquido mezcla del fango activado, reduciendo el porcentaje de sólidos volátiles
Avanzado (terciario)	Mínimo fósforo en el efluente; máxima eficacia del uso del producto químico; recuperación de cal demostrada	Máximo costo de inversión; máxima pérdida de metal del producto químico

EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA UNIDAD DE DESINFECCION A BASE DE CLORO

La unidad se compone de caseta de cloración y tanque de contacto de cloro.

Caseta de cloración.

Este lugar es ocupado por los tanques contenedores de cloro y el mismo clorador.

Contenedores de cloro.

Dichos contenedores comercialmente son de varios tipos y capacidades:

- cilindros de 50 a 70 kg. (100-150 lb.).
- Tanques de 908 kg. (2000 lb).
- Carros tanques de varias toneladas.

En estos recipientes el cloro se encuentra en estado líquido y gaseoso y se llenan con gas licuado a alta presión la cantidad de cloro líquido y gaseoso contenida en el recipiente varía de acuerdo con la temperatura.

Cuando se trabaja con la fase gaseosa, los dispositivos de salida de éstos contenedores operan mejor cuando se tiene una temperatura más baja que los sistemas de entrada del clorador. Se recomienda que la distancia entre el clorador y los tanques sea lo más corta posible.

Uno de los problemas de operación que se tiene en los conductos, es la relicuación del gas cloro, éste ocurre cuando el gas sale caliente del contenedor y fluye lentamente hasta el clorador y se enfría durante la noche, éste enfriamiento provoca que el gas se relicue. La frecuencia con que esto sucede depende de que tan fría se encuentre el área de almacenamiento, es por eso que se recomienda que los contenedores estén en un lugar cuya temperatura no sea menor de 10°C.

Clorador

Este aparato toma el cloro de los contenedores en estado gaseoso y lo mezcla con agua a presión para obtener una solución de cloro, esto sucede en el inyector, donde el gas ya medido es disuelto en el agua, la solución resultante se descarga en el punto de aplicación.

El agua que se mezcla con el gas cloro en el inyector es suministrado a presión por una bomba que por lo regular es una bomba centrífuga tipo turbina; la elección de la bomba depende del gradiente hidráulico existente desde la instalación del clorador hasta el punto de aplicación, de la capacidad del inyector y de las curvas de eficiencia del inyector que proporciona el fabricante. Es importante hacer constar que el cálculo de las tuberías se debe hacer de tal manera que trabajen al vacío.

Capacidad del clorador

La dosis para la desinfección del agua residual depende de la procedencia del efluente, en la tabla siguiente se muestran las dosis de cloro para cada proceso de tratamiento.

EFLUENTE	DOSIS mg/l
Agua residual cruda (precloración)	6-25
Agua residual con tratamiento preliminar y primario	5-20
Tratamiento de precipitación química	3-10
Agua residual con tratamiento completo:	
1) Filtros biológicos	3-10
2) Lodos activados	2-8
3) Lagunas de estabilización	5-10
Filtros de lechos mixtos mas lodos activados	1-5

Se da un intervalo de valores de las dosis ya que estas varían según las características del agua residual. Por ésta razón deben realizarse estudios de laboratorio para determinar la dosis óptima de cloro. En cualquier caso, cuando se especifique el contenido de cloro residual en el efluente o se limite el número final de bacterias coliformes, la cantidad de cloro a aplicar deberá determinarse experimentalmente, si ello es posible. Sin embargo, en ausencia de datos concretos, pueden usarse los valores de la tabla anterior como orientación para elegir el equipo de cloración.

Para este ejemplo se recomienda de 5 a 10 mg/l, por lo tanto para estar del lado de la seguridad se considerarán 10 mg/l.

La capacidad del clorador se calculará tomando en cuenta el gasto medio en este caso de 270 lps, por lo tanto la capacidad del clorador es de:

$$Cl_2/\text{día} = \text{Gasto [l/s]} \cdot \text{Dosis [mg/l]} = 270 (10) = 2700 \text{ mg/s} = 233.28 \text{ kg/día}$$

En la siguiente tabla se muestran algunos modelos y capacidades máximas de cloradores de una marca comercial.

MODELOS DE CLORADORES COMERCIALES		
MODELOS Y MAXIMAS	CAPACIDADES	ROTAMETROS CLORO EN KG/24 HRS.
V-2001 (45 kg/día de cloro)		1/4.5/0/20/45
V-2002 (90 " ")		4.5/9/20/45/90
V-2005 (225 " ")		4.5/9/20/45/90/180/225
V-2020 (900 " ")		20/45/225/450/900
V-2100 (4500 " ")		450/900/1800/2250/3600/4500

El clorador que se requiere para cubrir la capacidad calculada es el modelo V-2020 con rotámetro para 450 kg/día.

Contenedores de cloro

CARACTERISTICAS DE LOS CILINDROS DE CLORO

PESO DEL CONTENIDO		PESO SOLO		MAXIMO CLORO QUE SE PUEDA EXTRAER	
lb	kg	l/s	kg	lb/día	kg/día
100	50	73	33	26	11.7
150	75	90-130	50-59	40	18.2
2000	908	1500	680	400	182

Para definir las dimensiones de la caseta de cloración es necesario conocer el tipo y número de contenedores que se requieren para satisfacer la demanda promedio diaria de cloro.

Dada la capacidad calculada el contenedor que se empleará es el de 908 kg (2000 lb).

La cantidad máxima de cloro en estado gaseoso que se puede extraer de éstos tanques a la temperatura del área de almacenamiento es de 182 kg/día, por lo tanto se tendrán conectados dos tanques en forma simultanea. (para 233.28 lts/día)

Los cilindros que se utilizan se colocan sobre balanzas de plataforma, a nivel del suelo y la pérdida de peso se usa como un registro del consumo de cloro.

Para definir el área de almacenamiento es necesario conocer el número de tanques que servirán de reserva, esto está en función del tiempo de almacenamiento el cual depende de lo distante que se encuentre el proveedor del gas cloro, por lo regular el tiempo de almacenamiento es de 30 días.

Para conocer el número de tanques que se deben adquirir el CEPIS(OMS/OPS) recomienda la siguiente fórmula:

$$N = \frac{1.25 Q t}{C}$$

Q = Consumo de cloro kg/día

t = tiempo de almacenaje o traslado

C = capacidad del tanque

Con la fórmula anterior, además se puede establecer el espacio necesario para el almacenaje y la forma de hacerlo.

El Ing. Jorge Arboleda Valencia, recomienda que además se sume un coeficiente "k" que varía de 2 a 12, según el tamaño de la planta y el número de unidades vacías y en transporte, quedando entonces la fórmula en la siguiente forma:

$$N = \frac{1.25 Q t}{C} + K$$

Para éste caso, dado que el proveedor está en la ciudad de México el tiempo de almacenamiento será de 15 días, por lo que el número de tanques que se requieren se calcula de la siguiente manera:

$$\text{No. de tanques al mes} = \frac{15 \times \text{Consumo máximo de Cl}_2 \text{ al día}}{\text{Capacidad del tanque}} \times 1.25$$

El número de tanques que se necesitan son:

$$\text{No. de tanques al mes} = 1.25 \times \frac{15 \times 233.28}{908} = 4.82 \approx 5 \text{ tanques}$$

Tanque de contacto de cloro

Aquí se realiza el mezclado del agua residual que viene del tren de agua con la solución de cloro, con el fin de eliminar organismos patógenos remanentes. Para asegurar un mejor contacto del cloro con el agua a éstos tanques se les instala una serie de mamparas en la figura 10.2 se mostró una de varias formas de tanque de contacto con mamparas.

Para éste ejemplo, suponemos que por razones de espacio y funcionamiento conviene construir un tanque de contacto de cloro, el cual cubrirá la variación de gastos de todo el periodo de diseño.

Por lo general estos tanques se diseñan con tiempos de contacto de 15 a 30 min., para garantizar un buen mezclado durante todo el período de diseño el tiempo de contacto será de 15 min.

Por lo tanto el volumen del tanque es de:

$$\begin{aligned} \text{Volumen} &= \text{Gasto [m}^3/\text{s]} \times \text{tpo. de contacto [seg]} \\ &= 0.270 \times 900 = 243 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

El tirante puede ser de 1 a 2 m. en éste caso se utilizará un tirante de 1.70 m.

La forma del tanque es rectangular y tendrá una relación de largo (l) y ancho (b) de 2 a 1, por lo que el área es igual a:

$$\text{Area} = b \times l = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tirante}} = \frac{243}{1.7} = 142.9 \text{ m}^2$$

Conocido el valor del área, el ancho del tanque medirá:

$$b \times l = b \times 2b = 142.9$$

El ancho se ajustará a 8.5 m, y según la relación dada, el largo será de 17 m. Las dimensiones definitivas del tanque de contacto de cloro son:

$$b = \frac{142.9}{2} = 8.45 \text{ m}$$

Ancho . 8.5 m.

Largo: 17 m

Tirante: 1.7 m.

Considerando 5 canales en el tanque, tenemos:

$$\frac{8}{5} = 1.7 \text{ m}$$

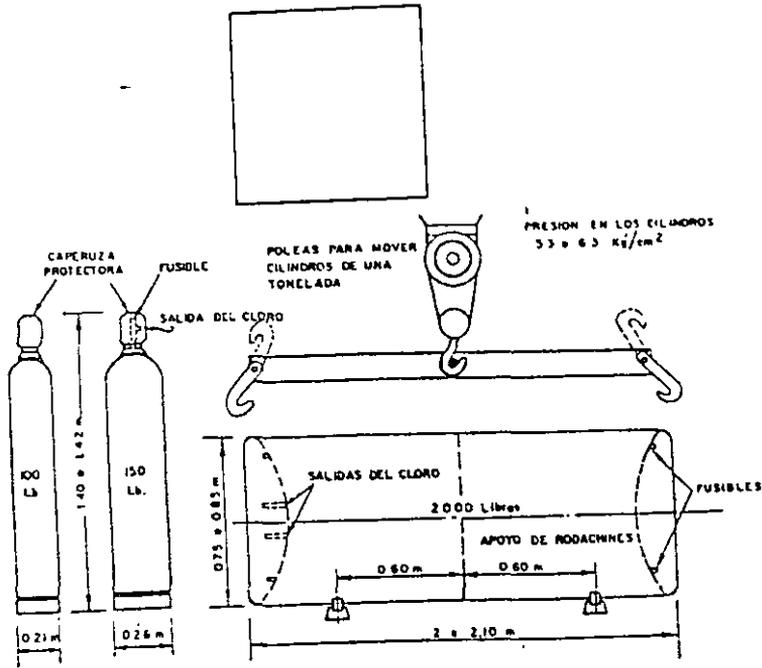
L_t = Longitud total = $17 \times 5 = 85 \text{ m}$

Relación L:W = 50:1

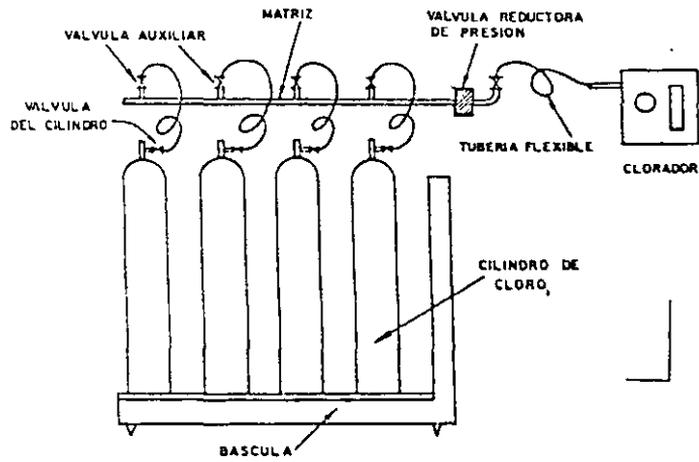
$$v = \frac{Q}{a} = \frac{0.270}{1.7 \times 1.7} = 0.0934$$

$$t = \frac{L_t}{v} = \frac{85}{0.0934} = 910 \text{ seg} = 15.16 \text{ min}$$

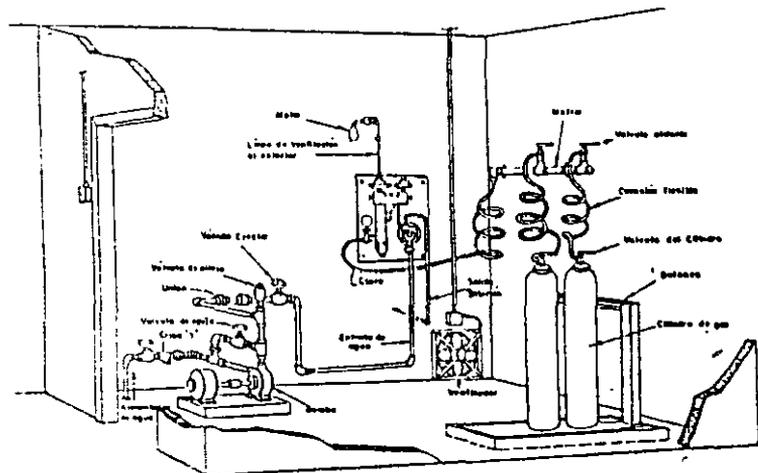
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES



Tamaños de cilindros para cloro gaseoso



Sistema de conexión de cilindros de cloro (esquema)



Estación de cloración



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
TRATAMIENTO EN SISTEMAS
NATURALES

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

11 TRATAMIENTO EN SISTEMAS NATURALES

- 11.1 TRATAMIENTO EN SUELO A BAJA VELOCIDAD
- 11.2 TRATAMIENTO EN SUELO, INFILTRACION RAPIDA
- 11.3 TRATAMIENTO EN SUELO, ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL
- 11.4 TRATAMIENTO EN AGUA, HUMEDALES (WETLANDS)
- 11.5 TRATAMIENTO EN AGUA, PLANTAS ACUATICAS

11 TRATAMIENTO EN SISTEMAS NATURALES

Desde que el ser humano apareció sobre la tierra, entre otros modos de disposición ha depositado y dispuesto las aguas residuales que producía en el suelo, al hacerlo observó que la disposición de desechos orgánicos en el terreno mejoraba las condiciones del mismo, actuando como abono de las tierras agrícolas. En la actualidad se ha intentado desarrollar tecnología para la disposición del agua residual al suelo y para contar con métodos que permitan controlar este sistema, ya que la disposición de las aguas residuales en los sistemas naturales del suelo se pueden considerar como alternativas de tratamiento que pueden ser tan eficaces como otros procesos mas modernos.

En el medio ambiente natural los procesos físicos, químicos y biológicos suceden cuando interactúan el agua, suelo, plantas, microorganismos y la atmósfera, el tratamiento en sistemas naturales se diseña para sacar ventaja de estos procesos; las plantas de tratamiento de aguas residuales aprovechan el conocimiento de los procesos físicos y biológicos que se presentan en los medios naturales tales como sedimentación, filtración, transferencia de gases, adsorción, intercambio iónico, precipitación química, oxidación química y procesos biológicos, pero son apoyadas por una serie compleja de equipos electrónicos que utilizan energía en forma intensiva lo que encarece su operación.

El término "tratamiento en sistemas naturales" generalmente se utiliza para describir los procesos que dependen principalmente de los componentes naturales mencionados anteriormente para lograr el tratamiento deseado, este tratamiento puede incluir bombas y tuberías para el transporte de los desechos líquidos, pero no dependerá en forma exclusiva de la energía externa para obtener el mejor tratamiento.

Los principales procesos de tratamiento de este tipo se muestran en el siguiente esquema



Características del tratamiento en sistemas naturales

La comparación de las características del sitio, características de diseño de los principales tipos de sistemas naturales se presentan en los cuadros 11.1 y 11.2

Cuadro 11.1 Comparación de las características de sitio para tratamiento en sistemas naturales

CARACTERÍSTICAS	BAJA VELOCIDAD	INFILTRACIÓN RÁPIDA	ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL	HUMEDALES (WETLANDS)	PLANTAS ACUÁTICAS FLOTANTES
Condiciones climáticas	Se requiere almacenamiento para el invierno y las lluvias	no influye (posible modificación de operaciones en invierno)	Se requiere almacenamiento para el invierno y las lluvias	se puede necesitar almacenamiento en invierno	se puede necesitar almacenamiento en invierno
Profundidad del nivel freático	2 a 3 pies mínimo	10 pies (se aceptan profundidades menores cuando se instala drenaje)	No es crítico	No es crítico	No es crítico
Pendiente	Menor del 15% en tierras cultivadas, menor de 40% en bosques	No es crítico. pendiente excesiva requiere mucho movimiento de tierras	Pendientes finales de 1-8%	Usualmente menor de 5%	Usualmente menor de 5%
Permeabilidad del suelo	Moderadamente lento a moderadamente rápido	Rápido (arena, mantillo de arena)	Lento (arcilla, cieno con barreras impermeables)	Lento a moderado	Lento a moderado

Cuadro 11.2 Comparación de características de diseño de las alternativas de tratamiento en sistemas naturales.

Características	Baja Velocidad		Infiltración Rápida	Esgurrimiento Superficial	Humedales (Wetlands)	Plantas acuáticas flotantes
	Tipo 1	Tipo 2				
Técnicas de aplicación	Aspersión o superficiales	Aspersión o superficie	Superficie generalmente	Aspersión o superficie	Aspersión o superficie	Superficie
Tasa anual de aplicación pies/año	5.6 - 200	2.0-6.7	20-300	24-186	18-60	18-60
Superficie requenda acres/mgal/d)	56-200	170-550	3.7-56	6-45	18-62	18-62
Tratamiento mínimo necesario previo a la aplicación	Sedimentación primaria	Sedimentación primaria	Sedimentación primaria	Cribado y desarenado	Sedimentación primaria	Sedimentación primaria
Eliminación del agua residual aplicada	Evapotranspiración y percolación	Evapotranspiración y percolación	Principalmente percolación	Esgurrimiento superficial evaporación y algo de percolación	Evapotranspiración, percolación y escorrentia	Algo de evapo transpiración
Necesidad de vegetación	Requerida	Requerida	Opcional	Requerida	Requerida	Requerida

Todos los tratamientos de este tipo esta precedidos por alguna forma de pretratamiento. Para las aguas residuales es necesario como mínimo cribado o sedimentación primaria cuando es necesario remover sólidos gruesos que puedan obstruir el sistema de distribución y conducir a condiciones molestas. La necesidad de tener un tratamiento previo a la aplicación mas allá de un nivel mínimo dependerá de los objetivos del sistema y los requerimientos legales. La capacidad de los sistemas naturales es finita, por lo que deben ser designados y manejados en función y dentro de su capacidad.

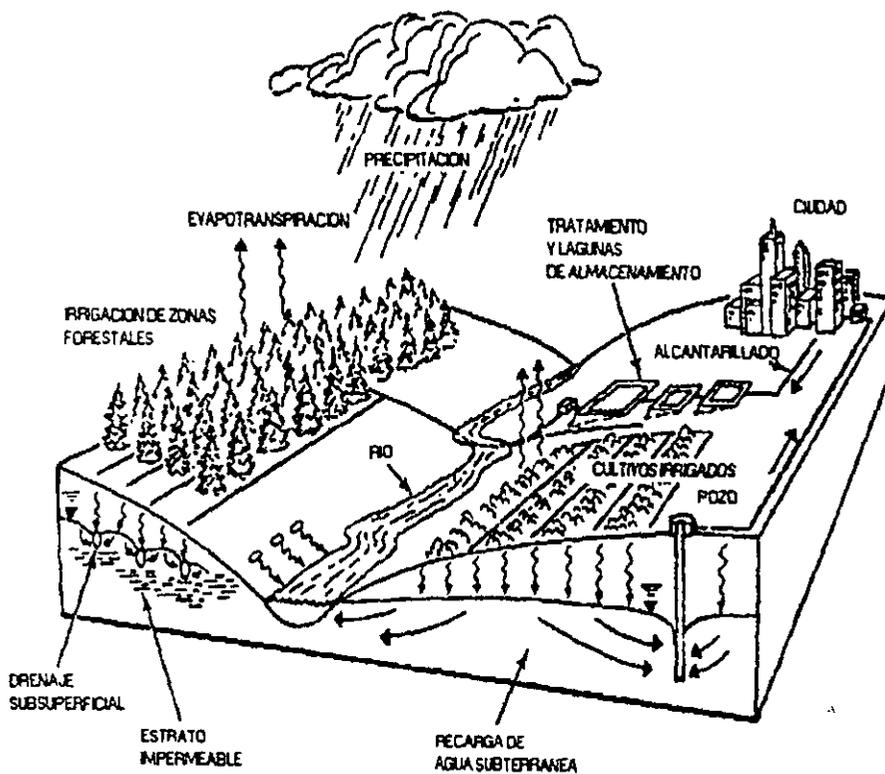


Fig. 11.1 Aplicación de aguas residuales en suelo

11.1 BAJA VELOCIDAD

Este tipo de tratamiento es el que predomina actualmente, incluye la aplicación de aguas residuales a tierras con vegetación para obtener tratamiento y para cubrir las necesidades de crecimiento de la vegetación. El agua aplicada, también se consume a través de la evapotranspiración o la percolación vertical y horizontal a través del perfil del suelo (Fig. 11.1). Cualquier escurrimiento superficial es recolectado y vuelto a aplicar al sistema. El tratamiento ocurre cuando el agua aplicada percola a través del perfil del suelo. En muchos casos el agua percolada pasará al nivel freático, pero en algunos casos el agua percolada puede ser interceptada por las aguas naturales o recuperada

mediante drenajes subterráneos o pozos de recuperación. La velocidad a la cual se aplica el agua en la tierra por unidad de área (carga hidráulica) y la selección y el manejo de la vegetación son función de los objetivos planteados para el sistema y las condiciones del sitio.

Los sistemas de baja velocidad se clasifican en tipo 1 y tipo 2 dependiendo de los objetivos. Se considera tipo 1 cuando el principal objetivo es el tratamiento de las aguas residuales y la velocidad de la carga hidráulica no es debida a las necesidades de agua de la vegetación, sino que es limitado por los parámetros de diseño como la permeabilidad del suelo o la carga que contiene. Se le llama tipo 2 cuando el objetivo es el reuso del agua es para el cultivo o irrigación para cultivo ornamental o bosques.

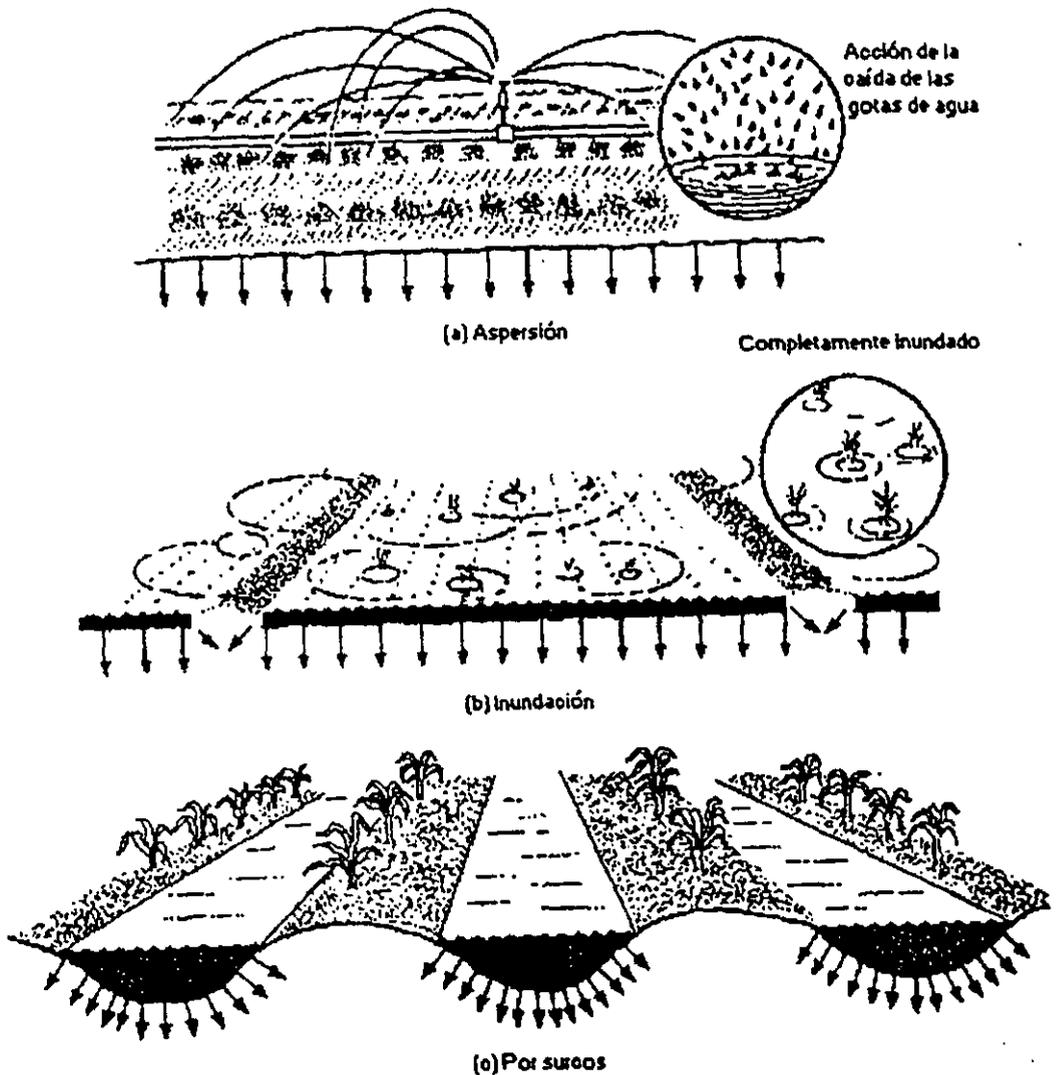


Fig. 11.2 Tratamiento en suelo, baja velocidad: a) aspersión, b) inundación y c) por surcos

El agua residual se puede aplicar al cultivo o vegetación por una variedad de métodos de rociado, o por técnicas superficiales como bordos y surcos (Fig. 11.2) Se usan ciclos intermitentes de aplicación generalmente cada 4 a 10 días, para mantener condiciones predominantes aerobias en el perfil del suelo. Las relativamente bajas velocidades de aplicación combinado con la presencia de vegetación y el ecosistema activo del suelo permite que este sistema tenga el mas alto potencial de tratamiento de todos los sistemas de tratamiento naturales como se muestra en el cuadro 11.3

Cuadro 11.3 Comparación de la calidad esperada en el efluente de agua tratada en sistemas naturales con base en el suelo.

COMPONENTE	VALORES EN mg/lt					
	Baja Velocidad		Infiltración rápida		Esguerrimiento superficial	
	Promedio	Máximo	Promedio	Máximo	Promedio	Máximo
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	<2	<5	2	<5	10	<15
Sólidos suspendidos	<1	<5	2	<5	15	<25
Nitrógeno amoniacal como N	<0.5	<2	0.5	<2	1	<3
Nitrógeno total como N	3	<8	10	<20	5	<8
Fósforo total como P	<0.1	<0.3	1	<5	4	<6

Una variante de este proceso y que se experimenta en Francia consiste en adicionar al suelo una capa superficial de arena, a esta tecnología le llaman GEODEPURACION. El principio base de esta tecnología consiste en explotar la intensa actividad biológica y fisicoquímica de un macizo de arena. El campo de experimentación fue una planta piloto instalada en Orléans-La Source, que recurre al proceso de geodepuración por infiltración controlada (GEOPIC). Dimensionada para tratar las aguas negras de una población de 100 habitantes, la estación está constituida por cuatro cuencas, cada una rellena con 1.50 m de arena lavada sacada de un río cercano.

Cada día, se envía a cada una de las cuencas una ola de 40 cm de aguas negras pretratadas y decantadas. Gracias a la acción del oxígeno que contiene la arena, las materias orgánicas se oxidan. Los resultados son convincentes, ya que la carga bacteriana se reduce y disminuye en por lo menos 30 % el porcentaje de nitratos.

Numerosos sitios costeros son susceptibles de ser utilizados como estaciones de depuración. Con el uso de Sólo 1 m de superficie de tratamiento por habitante (contra los 10 m que utiliza el proceso clásico de lagunas), este método es aplicable sobre todo a las pequeñas comunidades de menos de 2 000 habitantes. Aunque el costo de instalación de una estación de geodepuración es casi igual al de una instalación tradicional (entre 190 y 230 dólares por habitante), los gastos de mantenimiento son menores.

Por último, este sistema puede adaptarse a los flujos de la población en lugares donde el turismo se halla más desarrollado, poniendo a funcionar todas las "cuencas" en temporada alta y sólo una parte en temporada baja. El agua tratada por geodepuración podría ser recuperada y ser reutilizada, especialmente para el riego de cultivos.

Cuadro 11.4

DATOS DE PROYECTO TÍPICOS PARA SISTEMAS DE APLICACION SUPERFICIAL		
CARACTERÍSTICA	VALOR O DESCRIPCION	
	Intervalo	Valor típico
SISTEMA DE SURCOS		
Topografía ¹	Desde terrenos prácticamente planos hasta pendientes ligeras	
Dimensiones		
Longitud del surco (m)	183-427	
Espacio entre surcos (cm) ²	51-102	
Aplicación³		
Tipo de tubo		Aluminio perforado
Longitud del tubo (m)	24.4-30.5	
Períodos de descanso de la aplicación	Hasta de 6 semanas	De 7 a 14 días
SISTEMA POR INUNDACION		
Dimensiones de los bordos⁴		
Ancho de los bordos (m)	6.1-30.5	12.2-18.3
Pendientes (%)	0.2-0.4	
Longitud de los bordos (m)	183-427	
Método de distribución ⁵	Canales o zanjas revestidas de concreto, tubería enterrada o superficial de aluminio perforada	
Período de descanso de la aplicación	Hasta 6 semanas	De 7 a 14 días
Tasa de aplicación por metro de ancho de bordo⁶		
Arcilla (l/m.s)	2-4	
Arcilla (l/m.s)	10-15	

¹ Los terrenos relativamente planos son ampliamente utilizados en el riego por surcos que se trazan siguiendo la pendiente o si el terreno tiene una pendiente ligera los surcos se trazan a lo largo de las curvas de nivel.

² De acuerdo con el cultivo se determina el espacio entre surcos

³ Se recomiendan tramos cortos de tubería, buscando con ello tener diámetros menores de los tubos y disminuir las pérdidas de carga. Las tuberías de alimentación pueden colocarse un poco más elevadas para dar una carga hidráulica de 0.9 a 1.2 m para lograr una distribución uniforme.

⁴ Las dimensiones de los bordos dependen del tipo de cultivo, de suelo y de la pendiente.

⁵ La distribución del agua residual para riego se lleva a cabo mediante un canal o zanja revestida con concreto, con compuertas en sus extremos, con tuberías enterradas como tubos de salida que conducen el agua a cada parcela en particular o con tuberías de aluminio perforada

⁶ Las tasas de aplicación varían dependiendo del tipo de suelo.

Cuadro 11.5

DATOS DE PROYECTO PARA SISTEMAS DE ASPERSION FIJOS		
Características	Valor o descripción	
	Intervalo	Valor típico
Espaciamiento entre aspersores (m) (Rectangular, cuadrado o triangular) Tasa de aplicación (cm/hora) ¹	De 12.2 por 18.3 a 30.5 por 30.5 0.25-2.5 o mayores	De 18.3 por 24.4 a 24.4 por 30.5 0.4-0.6
Boquillas de los aspersores		
Tamaño de los orificios o aberturas (cm) Descarga por las boquillas (l/s) Presión de descarga (kN/m ²) Sistemas de control ³	0.64-2.54 0.25-6.3 200-700 Automático, manual, Semiautomático	0.5-1.6 350-400 Automático
Tubos de salida ⁴		
Tipo Altura (m)	Tubo galvanizado o de PVC	0.915-1.22

¹ Expresión para el cálculo de la tasa de aplicación:

$$\text{Tasa de aplicación (cm/hr)} = \frac{360 \text{ l/s (por aspersor)}}{\text{Superficie (m}^2\text{)}}$$

² Son recomendables los aspersores con una sola boquilla, pues es más difícil que ésta se obstruya.

³ El control puede efectuarse mediante válvulas de funcionamiento hidráulico o eléctrico.

⁴ La altura debe ser tal que permita extraer el cultivo, el dato que se presenta en el cuadro es para la hierba. Debe estar bien sujeto al tubo de salida para que las vibraciones de los aspersores de impacto no los dañen.

Cuadro 11.7

FACTORES Y CRITERIOS DE ELECCION DEL SITIO EN QUE SE EFECTUARA EL RIEGO CON AGUAS RESIDUALES	
FACTOR	CRITERIO
SUELO	
Tipo	De preferencia suelos de tipo margoso, siendo aceptables suelos arenosos y arcillosos
Drenabilidad	Recomendable un suelo bien drenado
Espesor	Se recomienda un espesor relativamente uniforme de 1.5 m a 1.8 m o mayor, para todo el terreno de cultivo
AGUA SUBTERRANEA	
Distancia hasta la capa freática	Al menos 1.5 m. En caso de ser necesario puede utilizarse drenaje para tener esta distancia
Control del agua subterránea	Se requerirá para recargar el agua subterránea en casos en que el nivel de aguas freáticas se encuentre por debajo de 3.1 m de la superficie.
Movimiento del agua subterránea	Debe determinarse la velocidad y la dirección del movimiento
Pendientes	Hasta del 20% con o sin terrazas
Aislamiento	Es recomendable que el emplazamiento se encuentre retirado de la población. La distancia dependerá de las características del agua residual, del método de aplicación y del tipo de cultivo
Distancia de la fuente de agua residual	Deberá determinarse aplicando criterios económicos
Formaciones subterráneas	Resulta recomendable obtener mapas y estudiar las formaciones del subsuelo, para determinar si se pueden contaminar los acuíferos al infiltrarse y/o percolarse el agua residual aplicada

11.2 INFILTRACION RAPIDA

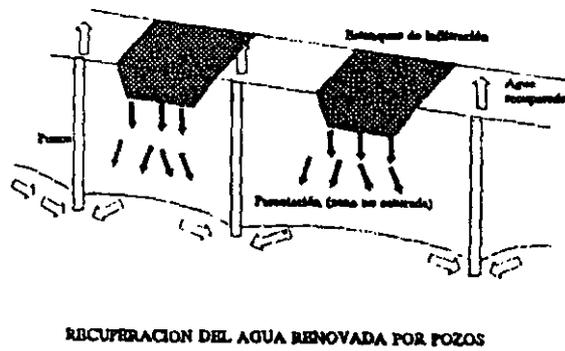
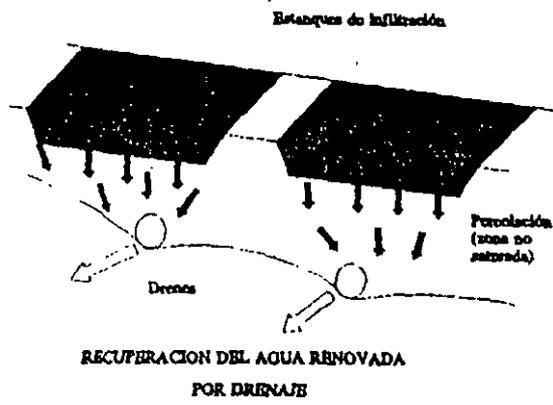
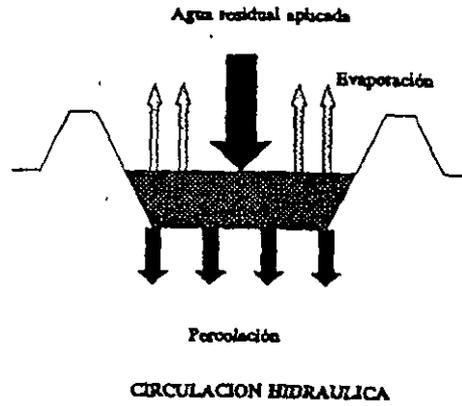
En este sistema, las aguas residuales que han recibido algún tratamiento previo a su aplicación, se aplican en un horario intermitente una infiltración superficial en depósitos separados como se muestra en la figura 11.3. También se han practicado aguas residuales por aspersión a alta velocidad. Generalmente no se provee de vegetación a los depósitos de infiltración, pero si es necesaria cuando se aplica la aspersión. Las pérdidas por evaporación son una pequeña fracción del agua aplicada, debido a que las velocidades de aplicación son relativamente altas, por lo que la mayoría del agua aplicada percola a través del perfil del suelo. Los objetivos de diseño para estos sistemas incluyen: 1. Tratamiento seguido por una recarga de acuíferos para aumentar los abastecimientos de agua o para prevenir intrusión salina. 2.- Tratamiento seguido de recolección utilizando subdrenajes o extraído por bombeo.- 3.- Tratamiento seguido por un flujo del acuífero y descarga en la superficie. El tratamiento

Cuadro 11.6

VALORES TÍPICOS PARA EL PROYECTO DE SISTEMAS DE ASPERSIÓN MÓVILES CON PIVOTE CENTRAL	
Característica	Valor o descripción
	Intervalo típico
Tamaño	
Longitud lateral (m)	180-425
Superficie de riego por unidad (ha)	14-55
Propulsión	
Tipo de transmisión	Hidráulica o eléctrica
Duración de un giro	De 8 horas a 1 semana
Primaria (presión con que se despiden el agua por el aspersor)	
En la boquilla (kN/m ²)	350-450
En el pivote (kN/m ²)	550-650
Topografía	Los sistemas pueden funcionar correctamente hasta en terrenos ondulados y hasta con pendientes de 15-20%

Fuente; Metcalf y Eddy. Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Barcelona, España, 1985

Fig. 11.3 Procesos principales en los sistemas de infiltración rápida



potencial de los sistemas de infiltración rápida es algo menor que los de baja velocidad, porque la pequeña capacidad de retención de los suelos permeables y la relativamente alta carga hidráulica (cuadro 11.3).

La aplicación de las aguas residuales a los estanques se realiza de manera intermitente, es decir, proporcionando etapas de descanso para el terreno. El período de aplicación del influente depende de las características del suelo y de la tasa de aplicación de las aguas residuales y puede estar en un rango de pocas horas hasta varias semanas. Durante los períodos de no aplicación del agua debe permitirse el drenado del suelo con lo que ocurre la entrada de aire, evitando que en él se presente un estado anaerobio. Este sistema puede ser utilizado cuando se dispone de terrenos con la extensión y características convenientes. El efluente que se obtiene es de buena calidad y puede dársele reuso agrícola, industrial, municipal y un la recarga de acuíferos. ver cuadros.

Criterios de diseño

El diseño de un sistema de tratamiento por infiltración rápida involucra elementos tales como los objetivos del mismo, las características que debe tener el terreno, el nivel de tratamiento previo que se requiere, las cargas de aplicación y las condiciones climatológicas.

Para el proyecto de un sistema de tratamiento por infiltración rápida se pueden utilizar los valores de los parámetros de diseño que muestra el cuadro 11.8

Cuadro 11.8

CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE INFILTRACION RAPIDA	
Parámetro	Valor típico
Carga Orgánica*	2.2 a 11.2 g DBO/día-m ²
Períodos de aplicación	9 horas a 2 semanas
Períodos de drenado	15 horas a 2 semanas
Número mínimo de estanques de infiltración	2
Altura de bordos	1.2
Profundidad de drenes subterráneos	1.8 m o más.

*Esta restricción en la carga orgánica disminuye el rango de aplicación de carga hidráulica a un intervalo de 0.02 a 0.08 m³/día-m, equivalentes a requerimientos de área de 1080 a 4320 m² por cada l/s de gasto medio. En caso de tratarse de efluentes secundarios, la limitación de carga orgánica resulta de requerimientos de terreno de 200 a 400 m² por cada l/s de gasto medio.

Fuente: CNA. Manual para la selección de sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos.

Resulta indispensable que la aplicación se realice por etapas, es decir, de manera intermitente; esto ayuda a conservar las cargas de proyecto y que el suelo pueda renovar sus características y propiedades que propician la depuración de las aguas residuales que hayan sido dispuestas en él. Durante un período de entre 5 y 20 días debe darse reposo al suelo evitando aplicar aguas negras en él; gracias a ello se logra la aereación del suelo mediante la penetración del oxígeno en las partículas del suelo con lo que se mantiene el estado aerobio. Cuando se alcanza el secado de la superficie tiene lugar la descomposición de la materia orgánica y el proceso de nitrificación. Estos procesos a su vez ayudan a mantener las condiciones de infiltración aceptables en el suelo; por ejemplo: la capa de materia orgánica que obstruye el flujo del agua a través del suelo es removida al ocurrir su descomposición; la nitrificación permite la liberación de puntos de adsorción de amonio en los suelos de tipo arcilloso y en los humus.

Cuadro 11.10

VALORES TÍPICOS DE CARGAS ORGÁNICAS PARA SISTEMAS DE INFILTRACIÓN RÁPIDA		
Tipo de influente y ubicación del sistema	Carga orgánica (Kg de DBO ₅ /ha-día).	Relación entre el tiempo de descanso o secado del terreno y periodo de aplicación
Agua residual producida por industrias alimenticias		
Leicester, Nueva York	560	5:1
Delhi, Nueva York	270	3:1
Sumter, Carolina del Sur	120	2:1
Agua residual municipal		
Santee, California	64	1:1
Flushing Meadows, Arizona	50	1:1
Whittier Narrows, California	22	1.6:1
Lake George, Nueva York	21	13:1
Westby, Wisconsin	10	1:1

Fuente: Metcalf y Eddy. Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Barcelona, España, 1985

Carga de nitrógeno. La desnitrificación constituye el principal proceso de remoción del nitrógeno en los sistemas de infiltración; cuando se trata de sistemas con altas tasas de aplicación, no es sólo el procedimiento de eliminación más significativo, sino que es el único que ocurre.

La degradación de este elemento puede verse notablemente incrementada si se aplica periódicamente el agua residual en los suelos y se deja una etapa de descanso o reposo para ellos, teniendo entonces condiciones aerobias y anaerobias de acuerdo con el ciclo de aplicación y reposo que se ejecute. Con ello es factible obtener eficiencias hasta del 80% en la degradación del nitrógeno con el efecto conjunto de la desnitrificación y la adsorción de amoníaco durante la etapa de aplicación e inundación.

Cargas de otros componentes. Debido a que en los sistemas de infiltración rápida se disponen elevadas cargas hidráulicas, resulta factible el que se presenten concentraciones significativas de elementos tales como fósforo, metales pesados y sales solubles; sodio, cloruros y sulfatos. La capacidad de retención de los tipos de suelos empleados en sistemas de infiltración rápida es baja para asimilar sales solubles, pero resulta elevada para metales pesados y fósforo. También resulta limitada la remoción de sodios, cloruros y sulfatos.

11.3 ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

Los sistemas de escurrimiento superficial, también conocidos como sistemas de circulación superficial en lámina, se caracterizan porque el agua residual es aplicada en la parte superior de terrenos inclinados o terrazas dispuestas para éste fin; tales terrenos son poco permeables y generalmente cuentan con una cubierta vegetal. Se permite el escurrimiento del agua residual a través del terreno y se recolecta por medio de canales o zanjas.

La remoción de los contaminantes tiene lugar gracias efecto combinado de procesos físicos, químicos y biológicos que ocurren en la lámina de agua que se encuentra en contacto con el suelo, la vegetación y los microorganismos. Los principales mecanismos de remoción que ocurren en este tipo de sistemas son: la filtración simple del agua, la nitrificación biológica, adsorción de nutrientes por las plantas; inactivación de microorganismos patógenos por la luz solar, intercambios iónicos con el suelo y bioxidación.

Una vez que haya transcurrido el tiempo en que se da descanso al terreno e inicie nuevamente la aplicación del agua residual hasta inundar el emplazamiento, el nitrato se lixivia hasta que se establezcan condiciones anaerobias y tenga lugar la desnitrificación.

Comúnmente, las tasas de aplicación fluctúan en un intervalo de 6 a 120 m/año. En el cuadro 11.9 se muestran valores de las cargas hidráulicas comunes en sistemas de infiltración rápida, tomando como ejemplos algunos sistemas ubicados en los Estados Unidos de América.

Cuadro 11.9

TASAS DE APLICACION COMUNES Y DIFERENTES TIPOS DE SUELOS EN SISTEMAS DE INFILTRACION RAPIDA			
Ubicación del emplazamiento	Carga hidráulica (m/año)	Tipo de suelo	Nivel de tratamiento previo del efluente
Whittier Narrows (Los Angeles, California)	127	Arena	Secundario
Flushing Meadows, Arizona	110	Arena	Secundario
Santee, California	81	Grava	Secundario
Lake George, Nueva York	43	Arena	Secundario
Calumet, Michigan	34	Arena	Sin tratamiento
Ft. Devens, Massachusets	29	Arena y grava	Primario
Hemet, California	33	Arena	Secundario
Westby, Wisconsin	11	Marga limosa	Secundario

Carga Orgánica. La concentración de materia orgánica que se tenga en el influente aplicado, determinará las condiciones aerobias o anaerobias que se presenten en el suelo. Puede ejercerse un control de dichos estados por medio de ciclos de aplicación intermitentes; es decir que, durante las etapas en que no se aplica agua residual al terreno, el aire penetra en el suelo con lo que se proporciona oxígeno a los microorganismos que intervienen en la descomposición de la materia orgánica. Algunos ejemplos de cargas orgánicas de aplicación en sistemas de infiltración rápida en los Estados Unidos de América se muestran en el Cuadro 11.10.

Cuadro 11.12

CARACTERÍSTICAS DEL PROCESO DE INFILTRACION RAPIDA Y CALIDAD DEL EFLUENTE	
Característica	Valores típicos
Disposición del agua residual	Superficial, por anegamiento del terreno
Tasa anual de aplicación (m/año)	6 a 171
Requerimientos de área (m ² por l/s)	185 a 5 174
Tasa semanal de aplicación (cm/semana)	10 a 305
Tratamiento previo mínimo recomendado	Sedimentación primaria
Destino final del agua tratada	Recuperación con drenes o percolación al acuífero
Requerimientos de cubierta vegetal	Opcional
Pendiente del terreno	No es un factor crítico; pendientes muy grandes requieren de mayor de tierras para construcción de bordos
Permeabilidad del suelo	Alta (arenas o limos arenosos)
Profundidad del nivel de aguas freáticas	Al menos de 3 m. Se pueden aceptar menores profundidades si se cuenta con drenes subterráneos
Calidad del efluente	Percolación de efluente primario o secundario a través de 4.5 m de suelo
DBO (mg/l)	Promedio: 2 Máxima: 5
SST (mg/l)	Promedio: 2 Máxima: 5
N-NH ₃	Promedio: 0.5 Máxima: 2
NTK	Promedio: 10 Máxima: 20
P	Promedio: 1 Máxima: 5

Fuente, CNA Manual para la Selección de sistemas alternativos de tratamiento de las aguas residuales y todos producidos. México, 1989.

La técnica del escurrimiento sobre el terreno no es un simple sistema de vertido sino que implica la recolección una vez que el agua ha fluido a través del suelo; es aplicable a suelos poco permeables y puede utilizarse como un proceso de tratamiento terciario, cuando su objetivo es mejorar la calidad de los efluentes tratados hasta un nivel secundario.

El terreno debe cubrirse con árboles o plantas (como henos de forrajes) con la finalidad de disminuir el riesgo de erosión y ayudar a la eliminación de nutrientes; la percolación que se puede producir es por lo general, poco significativa debido a la naturaleza impermeable del terreno seleccionado. Es necesario efectuar la preparación del terreno pues se precisa nivelarlo e igualarlo, con el fin de evitar la formación de pequeños canales y de puntos bajos que interfieran en el escurrimiento del agua a través de las terrazas.

El agua residual suele aplicarse mediante boquillas rociadoras u otros sistemas de aplicación que la distribuyen sobre la superficie del terreno. La pendiente del terreno depende de la carga hidráulica aplicada, siendo el tiempo de retención un factor importante para lograr un tratamiento completo; la

Cuadro 11 11

PERIODOS DE APLICACION EN SISTEMAS DE INFILTRACION RAPIDA					
Localización y/ estación del año	Objetivo de la disposición	Tiempo de aplicación	Período de descarga	Tipo de terreno	
Calumet, Michigan	Obtener mayores tasas de infiltración	1 a 2 días	7-14 días	Arena, sin limpiar	
Flushing Meadows, Arizona					
Infiltración máxima	Aumentar la capacidad de adsorción amoníaco	2 días	5 días	Arena con una capa vegetal	
Verano	Elevar la eliminación de nitrógeno	2 semanas	10 días	Arena con una capa vegetal	
Invierno	Elevar la eliminación de nitrógeno	2 semanas	20 días	Arena con una capa vegetal	
Fort Devens, Massachusets	Maximizar las tasas de infiltración	2 días	14 días	Hierba sin limpieza	
	Maximizar la eliminación de nitrógeno	7 días	14 días	Hierba sin limpieza	
Lake George, Nueva York					
Verano	Aumentar las tasas de infiltración	9 horas	4-5 días	Arena sin impurezas	
Invierno	Aumentar las tasas de infiltración	9 horas	5-10 días	Arena sin impurezas	
Tel Aviv, Israel	Elevar la renovación del agua residual aplicada	5-6 días	10-12 días	Arena	
Vineyard, Nueva Jersey	Maximizar las tasas de infiltración	1-2 días	7-10 días	Arena con sólidos ⁽²⁾	
Whittier Narrows, California	Maximizar las tasas de infiltración	9 horas	15 horas	Gravilla	
Westby, Wisconsin	Aumentar al máximo las tasas de infiltración	2 semanas	2 semanas	Con hierba	

(1) Limpiar el terreno consiste en eliminar físicamente los sólidos suspendidos

(2) En la superficie del suelo ocurre la mezcla de las partículas de éste y de los sólidos

Fuente: Metcalf y Eddy, Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Barcelona, España 1985.

c) Mantener o conservar la humedad suficiente para que sobrevivan los microorganismos en la superficie del suelo.

La aplicación del agua puede efectuarse mediante canales abiertos con compuertas o tuberías con válvulas u orificios. En algunos casos, de acuerdo con la geometría del sistema, puede requerirse construir planchas de concreto o mampostería con estructuras de disipación de energía del agua y a su vez como un medio de distribución de la misma sobre el terreno.

Generalmente el agua recorre distancias entre 30 y 60 m. pero son recomendables recorridos al menos de 90 m. por lo explicado anteriormente, el empleo de terrazas es común en terrenos extensos. La determinación de la pendiente adecuada del terreno debe ser estudiada cuidadosamente, dado que si es muy pequeña puede provocar encharcamientos y si es muy grande, ocasiona erosión.

Para este tipo de sistemas son útiles suelos con baja permeabilidad, como pueden ser arcillas y limos arcillosos. Las pendientes pueden considerarse en rangos de 2 a 8% y se debe contar con superficies suficientemente lisas para permitir el escurrimiento del agua residual. En caso de utilizarse pendientes mayores al 8%, pueden ocurrir problemas de erosión; ser necesarias longitudes mayores para lograr la depuración esperada y presentar dificultades al utilizar maquinaria para la labranza. Es recomendable sembrar pasto en el terreno, para que en él puedan subsistir los microorganismos que llevan a cabo la degradación de la materia orgánica presente en el agua residual aplicada; debe preverse la construcción de obras para desalojar las excedencias, como puede ser una canal de demasías.

Debido a la baja permeabilidad de los suelos utilizados en este tipo de sistemas, el peligro de la contaminación de las aguas subterráneas es reducido, pero a pesar de esto, es recomendable que el nivel de aguas freáticas tenga una profundidad de al menos 60 cm; de manera tal que no se encuentre saturada la región de las raíces de las plantas.

Cuadro 11.13

EFICIENCIAS DE REMOCION EN LOS PROCESOS DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL	
Parámetro	Eficiencia de remoción (%)
DBO	80 a 95
DQO	80
Sólidos suspendidos	80 a 95
Nitrógeno total	70 a 90
Fósforo total	40 a 80
Metales	50
Microorganismos	98
Sólidos disueltos	30
Coliformes fecales	90 a 99

Fuente: "Land Treatment of Municipal Wastewater Effluents". G. Mor an Powell, Denver, U.S.A., 1975

velocidad de circulación debe ser baja para evitar la erosión. La pendiente no puede ser muy reducida, pues esto puede ocasionar que se desarrollen condiciones anaerobias, si ocurre el almacenamiento del agua. Pueden aplicarse hasta 175 mm/semana y con etapas de descanso de 16 a 18 horas por cada 6 a 8 horas de funcionamiento.

Es recomendable que el agua residual dispuesta sobre las terrazas recorra al menos una distancia de 90 metros, para que a lo largo de este trayecto ocurra el tratamiento; sin embargo tal longitud dependerá de las características del agua vertida, de las propiedades del terreno, de la cubierta vegetal y de los microorganismos presentes en el suelo. En la figura 11.4 puede observarse las principales características de los sistemas de aplicación superficial.

El principal objetivo del riego por escurrimiento superficial en lámina es el tratamiento del agua residual aplicada sobre las terrazas. Un objetivo secundario es la producción agrícola; entre los cultivos recomendados se encuentran forrajes, cultivos perennes, tolerantes a altas humedades en el suelo y con raíces profundas.

Criterios de aplicación

La disposición del agua residual debe cumplir con los siguientes puntos:

- Evitar encharcamientos en el suelo ya que pueden provocar condiciones insalubres.
- Impedir que se presenten condiciones anaerobias en el agua

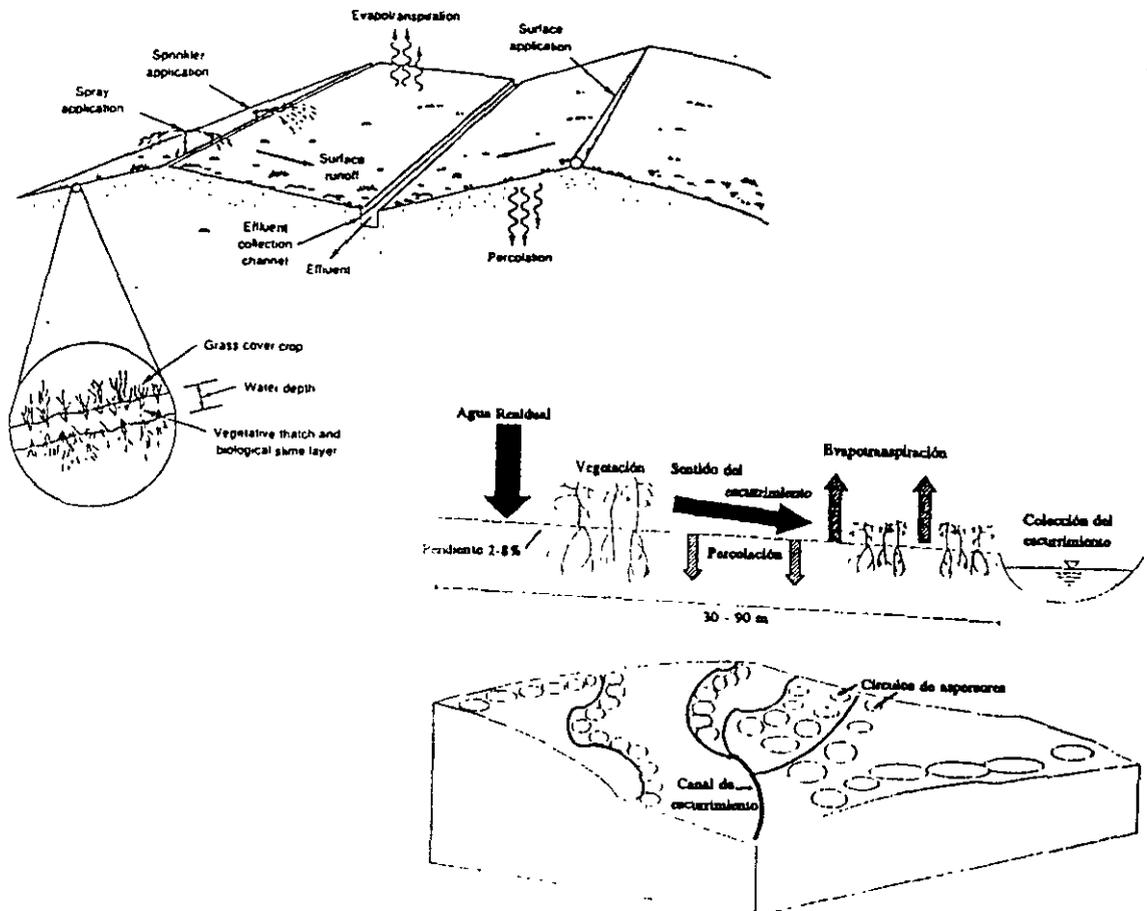


Fig. 11.4 Sistemas de escurrimiento superficial

11.4 HUMEDALES (WETLANDS)

Las ciénegas o pantanos son áreas de tierra inundadas, con profundidades típicas menores de 60 centímetros que apoyan el crecimiento de plantas "emergentes", tales como el tule, espadaña, carrizo y junco (ver fig. 11.5). La vegetación provee la superficie para la formación de una película de bacterias, ayuda en la filtración y adsorción de los componentes de las aguas residuales, transferencia de oxígeno en la columna de agua y controla el crecimiento de algas al restringir la penetración de la luz solar. Además de las ciénegas naturales, también se crean artificiales, ambas se han sido usadas para el tratamiento de las aguas residuales, sin embargo el uso de ciénegas naturales es limitado generalmente al pulido o al tratamiento secundario o tratamiento avanzado del efluente.

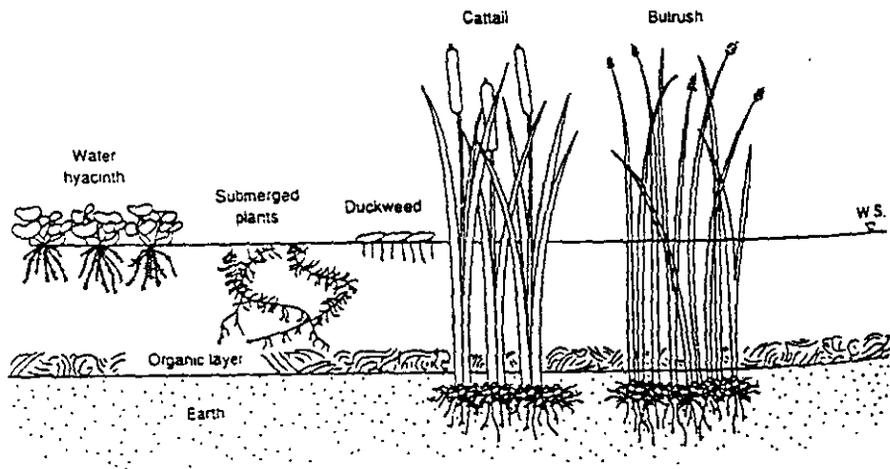


Fig. 11.5 Plantas acuáticas comunes

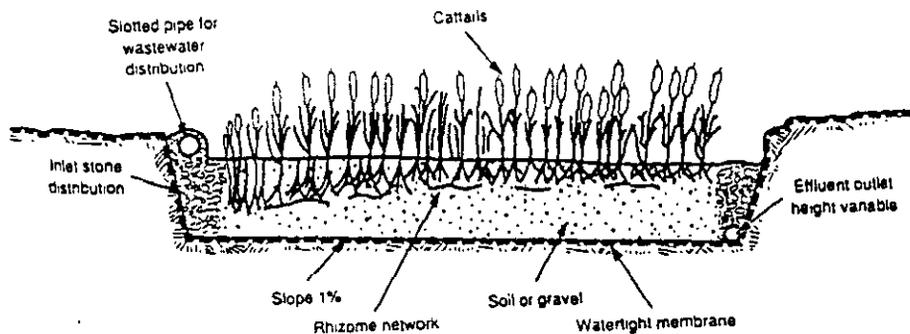


Fig 11.6 Sección de un sistema de flujo subsuperficial

Cuadro 11.14

SISTEMAS DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL CARACTERÍSTICAS DEL PROCESO Y CALIDAD DEL INFLUENTE	
Técnica de aplicación del agua residual	Mediante aspersión o de manera superficial con el uso de canales con compuertas, tuberías con orificios o con válvulas
Tasa anual de aplicación (m/año)	3.1-21.4
Necesidades de área (M ² por l/s)	1 478 a 10 164
Tasa semanal de aplicación (cm/semana)	Efluente secundario. 15.24 a 40.64
Carga hidráulica Requerimientos de terreno	3.3 a 9.8 m/año 3200 a 9240 m ² por l/s
Carga orgánica Requerimientos de terreno	0.56 a 5.6 g de DBO ₅ por m ² /día, para influente con 150 mg/l de DBO ₅ De 2300 a 23000 m ² por cada l/s de gasto medio
Tratamiento previo mínimo recomendado	Pretratamiento (cribado y desarenación)
Destino final del agua tratada	Escorrimento superficial, evapotranspiración, percolación al acuífero y captación del agua tratada en zanjas de recolección
Cubierta vegetal	Es necesaria su existencia
Pendiente del suelo o de las terrazas (bancales)	2 a 8%
Permeabilidad del suelo	Baja, menor a 0.5 cm/año
Profundidad del nivel de aguas freáticas	No es un factor de importancia para este tipo de sistemas
Calidad del efluente, para un escurrimiento de aguas municipales con pretratamiento a lo largo de una distancia de 45 m de terreno	
DBO ₅	Promedio: 10 mg/l Máxima: 15 mg/l
SST	Promedio: 10 mg/l Máxima: 20 mg/l
N-NH ₃	Promedio: 0.8 mg/l Máxima: 2 mg/l
NTK (Nitrógeno total Kjeldhal)	Promedio: 3 mg/l Máxima: 5 mg/l
P	Promedio: 4 mg/l Máxima: 6 mg/l
Régimen hidráulico de aplicación	6 a 8 horas de aplicación y 16 a 18 horas de descanso, de 5 a 6 días por semana
Recuperación del agua en canales colectores	40 a 80% del agua aplicada, dependiendo de la temperatura, humedad relativa, velocidad del viento y tipo de cultivos

Fuente: CNA. Manual para la selección de sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos. México, 1989.

Humedales artificiales, ofrecen todas las capacidades de tratamiento de las ciénegas naturales, pero sin las limitaciones asociadas con las descargas a los ecosistemas naturales. Se han desarrollado la construcción de dos tipos de sistemas de ciénegas artificiales para el tratamiento de las aguas residuales: 1.- Sistemas de superficie libre (FWS) y 2.- Sistemas de flujo subsuperficial (SFS). Cuando se usan para dar un nivel de tratamiento secundario, o niveles avanzados de tratamiento, FWS consisten en depósitos paralelos o canales con un suelo de fondo relativamente impermeable o barreras subsuperficiales, vegetación emergente y superficial con profundidades de 0.1 a 0.6 metros. El agua residual tratada previamente, se aplica normalmente en forma continua a estos sistemas, y el tratamiento ocurre cuando el agua fluye lentamente a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente. Los sistemas de superficie libre (FWS) también pueden diseñarse para crear nuevos hábitats de especies silvestres o aumentar las ciénegas naturales cercanas existentes. Semejantes sistemas normalmente incluyen una combinación de vegetación y áreas abiertas de agua e islas con vegetación apropiada para proveer aves acuáticas con hábitats para procreación. Los sistemas de flujo subsuperficial, se diseñan con el objetivo de tratamiento a nivel secundario o avanzado, a estos sistemas también se les llama "zona de raíces", biofiltro horizontal o "filtros roca-carrizo", y consisten en canales o zanjas con fondo relativamente impermeables rellenos con arena o grava para soportar la vegetación emergente (ver figura 11.6.).

Biofiltro Horizontal (SFS)

Consiste en un filtro biológico de grava o arena, sembrado con plantas del pantano y atravesado de forma horizontal con aguas residuales pretratadas.

Las bacterias, responsables para la degradación de la materia orgánica, utilizan la superficie del sustrato para la formación de una película bacteriana y de ésta manera una población bastante estable que no puede ser arrastrada hacia la salida, como sucede en las lagunas de oxidación.

El tratamiento biológico en un Biofiltro Horizontal, debe ser del tipo facultativo, lo que significa que en el cuerpo del filtro hay microzonas sin y con oxígeno. Las aguas residuales crudas tienen una concentración de oxígeno disuelto entre 0.8 y 1.2 mg/l, y las aguas que pasaron por un tratamiento anaeróbico son completamente libres de oxígeno. Esto conlleva a la necesidad de agregar oxígeno, al agua, ya sea de forma artificial o natural, con el fin de establecer una población de bacterias aeróbicas que no solamente puedan contribuir de esta manera con la descomposición de la materia orgánica, sino también en la nitrificación del nitrógeno amoniacal al nitrato.

La oxigenación natural a través de algas, en un Biofiltro Horizontal, no es posible debido a la ausencia de la luz solar. Por lo tanto, la única manera de suministrar el oxígeno al Biofiltro Horizontal es a través de las raíces de plantas de pantano. Estas plantas poseen un tejido celular que permite el paso del aire de la atmósfera al subsuelo, formándose alrededor de las raíces una población de bacterias aerobias.

La planta más famosa y utilizada en Biofiltros a nivel mundial, es la *Phragmites australis*, que según los científicos es capaz de introducir entre 5 y 12 mg de oxígeno por m² por día. Los rizomas bien desarrollados de ésta planta pueden llegar hasta una profundidad de 1.5 metros después de dos o tres años. Otra de las muchas ventajas en el uso de plantas de pantano, es su gran tamaño y superficie de hojas que permite una evaporación considerable del agua extraída del subsuelo, se han reportado Biofiltros, construidos en zonas muy secas del África, que debido a la alta evaporación ya no tenían efluente, lo que puede ser una desventaja, cuando hay necesidad de agua para riego agrícola, pero por otro lado contribuye en el cambio del microclima alrededor de la planta.

Ventajas del biofiltro, comparandolo con las lagunas de estabilización.

1. El costo de operación por persona según cálculos preliminares está por debajo de los costos para lagunas de estabilización, debido a las siguientes razones:
 - Ahorro de las colectoras costosas que conducen las aguas afuera de la ciudades; el Biofiltro no requiere de una distancia mínima a la población.
 - Menor volumen de excavación, no se necesita revestimiento de concreto en los taludes.
 - El área de terreno por persona para el tratamiento biológico de las aguas residuales domésticas, es menor de 1.6 m² ; para las lagunas de oxidación se calcula con 2 – 2.5 m².
2. El espejo del agua está 10 cm por debajo de la superficie de la grava ⇒ no hay acceso para los mosquitos, que pueden transmitir enfermedades y no hay generación de malos olores.
3. Ausencia de algas en el efluente ⇒ mayor remoción de materia orgánica (DBO, DQO).
4. El proceso de tratamiento no requiere sol para la producción de oxígeno ⇒ igual eficiencia de purificación en verano e invierno.
5. Fijación del fósforo en el lecho filtrante y fijación del nitrógeno en las hojas de las plantas.
6. La remoción de los gérmenes patógenos, utilizando la misma carga superficial, es mejor que en las lagunas de oxidación.
7. Menos necesidad de mantenimiento que en las lagunas de estabilización.
8. El lodo removido del tanque de sedimentación que se utiliza como pretratamiento, se puede vender como abono organico.
9. Utilizando Zacate Taiwan como planta, se puede vender cada dos meses como pasto de corte para ganado vacuno.

Tabla 11.15 Criterios de diseño para ciénegas artificiales

Parámetros	Unidad	Tipo de sistema	
		Sistema de superficie libre (FWS)	Sistema de flujo subsuperficial (SFS)
- Tiempo de retención hidráulica	día	4-15	4-15
Profundidad del agua	pies	0.3-2.0	1.0-2.5
DBO ₅ tasa de carga	lb/acres . día	<60	<60
Tasa de carga hidráulica	Mgal/acre.día	0.015-0.050	0.015-0.050
Area especifica	Acre/Mgal/día	67-20	67-20

11.5 PLANTAS ACUATICAS FLOTANTES (FWS)

El sistema de plantas acuáticas es similar conceptualmente a las ciénegas con sistemas de superficie libre, excepto que las plantas son especies flotantes como el lirio, menufary otra maleza (ver figura 11.5). La profundidad del agua es semejante a la profundidad de las ciénegas variando entre 0.5 y 1.8 metros. Se ha utilizado aereación suplementaria con el sistema de plantas flotantes para incrementar su capacidad de tratamiento y para mantener las condiciones aerobias necesarias para el control biológico de mosquitos. Ambos sistemas de lirio y menufar se han utilizado para remover algas de los efluentes de lagunas y lagunas de estabilización. El sistema de lirio se ha utilizado para proveer niveles de tratamiento secundario y terciario. La carga hidráulica anual y el área especifica requerida par este sistema es similar a los de las ciénegas (ver tabla 11.16).

Tabla 11.16 Criterios de diseño y calidad esperada del efluente del sistema de plantas flotantes

Parámetros	Tipo de sistema de tratamiento de lino		
	Secundario aerobio (sin aerear)	Secundario aerobico (aereado)	Remoción de nutrientes aerobio (sin aerear)
Agua residual del influente	Cribada sedimentada	Cribada sedimentada	Secundario
DBO ₅ influyente mg/lit	130-180	130-180	30
Carga DBO ₅ lb/acre.día	40-80	150-300	10-40
Profundidad agua, pies	1.5-3	3-4	2-3
Tiempo de retención días	10-36	4-8	6-18
Carga hidráulica Mga/acre.día	0.02-0.06	0.10-0.30	0.04-0.16
Temperatura del agua °C	>10	>10	>10
Calendario de cosechas	Anual a estacional	Dos veces al mes a continuamente	Dos veces al mes a continuamente

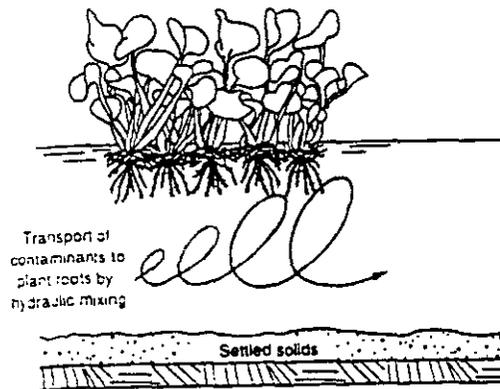


Fig. 11.7 Esquema del transporte de las aguas residuales para tratarse en la zona de raíz del lirio

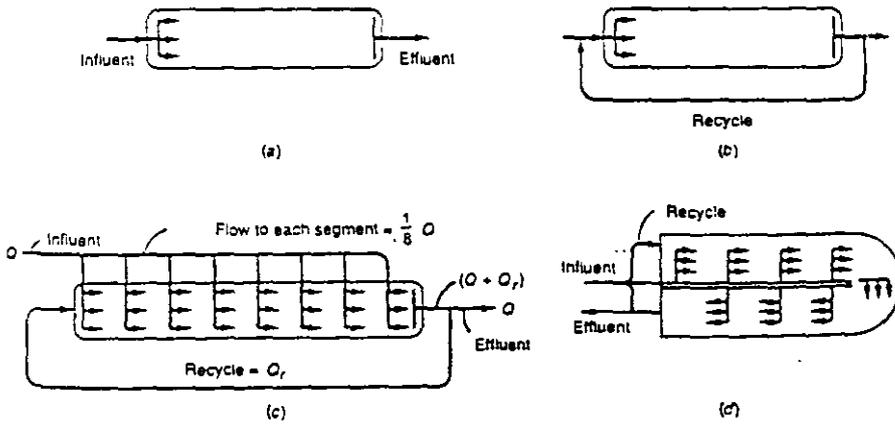
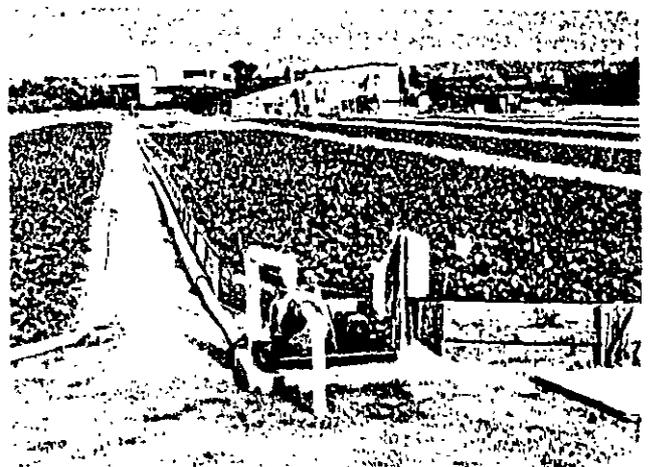
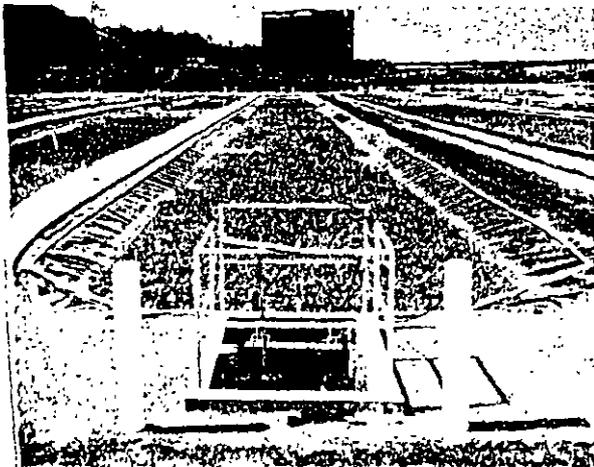


Fig. 11.8 Alternativas de flujo en depósitos de lirio: a) flujo pistón, b) flujo pistón con recirculación, c) alimentación por etapas con recirculación y d) alimentación por etapas con recirculación en estanque.





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
TRATAMIENTO DE LODOS

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 12 TRATAMIENTO DE LODOS

- 12.1 GENERALIDADES
- 12.2 CARACTERISTICAS FISICOQUÍMICAS Y MICROBIOLÓGICAS DE LOS LODOS
- 12.3 TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE LOS LODOS
- 12.4 CONCENTRACION
- 12.5 DIGESTION
- 12.6 ACONDICIONAMIENTO DE LOS LODOS
- 12.7 DESHIDRATACION Y SECADO
- 12.8 INCINERACION
- 12.9 DISPOSICION DE LODOS Y CENIZAS

12.1. GENERALIDADES

El lodo residual es un subproducto del tratamiento de las aguas residuales. Este generalmente contiene de un 93 a un 99.5% de agua, así como sólidos y sustancias disueltas que están presentes en el agua residual y que fueron adicionados o generados por un proceso de tratamiento. Generalmente estos sólidos residuales deben tratarse para su uso o disposición.

Las características del lodo dependen tanto de la composición inicial del agua residual, como de los sistemas usados para el tratamiento del agua residual y el lodo. Diferentes procesos de tratamiento generan diferentes tipos y volúmenes de lodo. En una planta en particular, las características del lodo producido pueden variar anualmente, estacionalmente o diariamente debido a las variaciones tanto de la composición del agua residual como de los procesos de tratamiento. Esta variación es particularmente grande en sistemas de tratamiento de aguas residuales que reciben una gran cantidad de descargas industriales.

Las características del lodo afectan la viabilidad para las opciones de su uso y disposición. Así, cuando se evalúan las alternativas de uso o disposición, se debe determinar primeramente la cantidad y características del lodo y el rango de variaciones en sus características.

Dependiendo del lugar donde se generan los lodos dentro de la planta de tratamiento se pueden clasificar en: primarios, secundarios y terciarios, como muestra la Fig. 1, en donde se esquematiza la generación de los lodos residuales de acuerdo a la clasificación anterior, los tratamientos más utilizados y los sistemas para su uso y disposición.

Lodos primarios. Son lodos generados durante el tratamiento primario del agua residual, que remueve sólidos que se sedimentan fácilmente.

El lodo primario contiene de 3 a un 7% de sólidos; generalmente este contenido de agua puede ser reducido por deshidratado o desaguado. Este tratamiento es esencialmente de tipo físico.

Lodos secundarios. También llamado "lodo biológicamente procesado" es generado por un tratamiento biológico. En este tratamiento los microorganismos degradan el contenido de materia orgánica que se encuentra suspendida o disuelta en el agua. Al final del proceso se obtienen como productos finales bióxido de carbono y agua. Este proceso incluye los sistemas de lodos activados y sistemas de película fija como los filtros percoladores y biodiscos.

El lodo secundario, debido a su bajo contenido de sólidos (0.5 a 2%) es más difícil de deshidratar que el primario.

Lodos terciarios. Es producido por sistemas avanzados de tratamiento, tales como precipitación química o filtración. Las características del lodo terciario dependen de los procesos de tratamiento anteriores. Los lodos químicos resultan de procesos de tratamiento con químicos, tales como cal, polímeros orgánicos y sales de hierro y aluminio. Generalmente la cal y los polímeros ayudan al deshidratado y desaguado, mientras que las sales de hierro y aluminio reducen la capacidad de deshidratado y desaguado por la producción de lodos hidratados con agua ligada.

Según sean sus características fisicoquímicas, los lodos residuales pueden clasificarse en los siguientes grupos:

- Orgánico hidrófilo
- Aceitosos
- Mineral hidrófobo
- Mineral hidrófilo
- Fibroso.

La composición de los lodos residuales varía según sea su origen, dependiendo del tipo de efluente industrial o urbano tratado. En la tabla 12.1, se presenta la composición química típica de lodos crudos y digeridos.

Origen y cantidades de lodos generados

El origen de los lodos de una planta de tratamiento varía de acuerdo al tipo de planta y a su método de operación.

En el diseño de un tratamiento de lodos es importante conocer todas las fuentes posibles de lodos en la planta de tratamiento que los genera, con el fin de poder identificar sus características y decidir que tipo de tratamiento sería el más adecuado.

TABLA 12.1 COMPOSICION QUIMICA DE LODOS CRUDOS Y DIGERIDOS

Parámetro	Lodos primarios crudos		Lodos digeridos	
	Rango típico		Rango típico	
Sólidos totales (ST,%)	2.0-7.0	4.0	6.0-12.0	10.0
Sólidos volátiles (%ST)	60-80	65.0	30.60	40.0
Grasas y aceites (soluble en éter % ST)	6.0-30.0	...	5.0-20.0	...
Proteínas (% ST)	20-30	25.0	15-20	18.0
Nitrógeno (N, %ST)	1.5-4.0	2.5	1.6-6.0	3.0
Fósforo (P ² O ⁵ , %ST)	0.8-2.8	1.6	1.5-4.0	2.5
Potasio (K ² O % ST)	0.0-1.0	0.4	0.0-3.0	1.0
Celulosa (% ST)	8.0-15.0	10.0	8.0-15.0	10.0
Hierro (no como sulfuro)	2.0-4.0	2.5	3.0-8.0	4.0
Sílice (Si O ² %ST)	15-20	...	10-20	...
pH	5.0-8.0	6.0	6.5-7.5	7.0
Alcalinidad (mg/l CaCO ³)	500-1,500	600	2,500-3,500	3000
Acidos orgánicos (mg/l HAc)	200-2,000	500	100-600	200
Poder calorífico (BTU/lb)	6800-1000	7,600 ^(a)	2,700-6,800	4000 ^(b)

Nota: (a) Basado en 65% materia volátil. (b) Basado en 40% materia volátil

Además para el cálculo de la capacidad de las unidades de tratamiento de los lodos, se debe

conocer las cantidades que se generan, su fluctuación respecto al tiempo y la capacidad potencial de las unidades de sedimentación y tanques de aereación, en los cuales se puede almacenar temporalmente una cierta cantidad de lodos. Este almacenamiento puede auxiliar en los puntos pico de carga.

12.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICOQUÍMICAS Y MICROBIOLÓGICAS DE LOS LODOS

En el diseño y elección de los procesos para el tratamiento de los lodos es importante conocer las características fisicoquímicas:

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Los lodos de origen primario o secundario se presentan en la forma de un líquido que contiene partículas no homogéneas en suspensión. Su volumen representa del 0.05 al 0.5 del volumen de agua tratada para los lodos frescos, mientras que es ligeramente inferior para los lodos activados y otros procedimientos biológicos. La floculación del agua aumenta el volumen de los lodos, y sobre todo su peso, en aproximadamente un 10%.

El color de los lodos varía entre el pardo y el gris, y su olor es a menudo desagradable puesto que se trata de productos fácilmente fermentables y existe un inicio de descomposición.

Es necesario conocer, para su tratamiento posterior, varios parámetros que definirán su capacidad de deshidratación y filtración, como son:

- a) Contenido de materia seca.
Se trata de medir el peso del residuo seco después de su calentamiento a 105. C, hasta peso constante.
- b) Contenido de materia volátil.
Se mide este valor por la diferencia entre el peso del lodo seco (a 105.C) y el del mismo lodo después de que se caliente hasta peso constante a 550. C.
- c) Contenido de agua intersticial.
El agua contenido en el lodo se presenta bajo dos formas:
 - Agua libre que se elimina fácilmente por filtración o decantación.
 - Agua ligada, contenida en las moléculas químicas, las sustancias coloidales y las células de materia orgánica que no se pueden eliminar sino por el calor.

Se mide la proporción entre el agua ligada y el agua libre por la pérdida de peso a temperatura constante en función del tiempo. Así se obtiene una curva termogravimétrica que suministra la velocidad de evaporación en función de la sequedad del lodo.
- d) Carga específica.
Este parámetro permite medir la capacidad de decantación de los lodos, se expresa en $\text{Kg/m}^2/\text{d}$; es la cantidad de materia seca decantada por unidad de superficie. Esta carga depende del contenido de materias volátiles
- e) Resistencia específica
Se trata de medir la capacidad de filtración de los lodos bajo una presión dada.

- f) **Compresibilidad.**
 Cuando se incrementa la presión en la parte superior de un filtro, se obtiene un aplastamiento de la torta y un aumento de la resistencia a la filtración.
 Cuando la presión aumenta y alcanza valores del orden de 10 lbs, la filtración del agua contenida en el lodo está prácticamente bloqueada; entonces se llega a la sequedad límite.
- g) **Poder calórico.**
 El contenido de materia orgánica de los lodos les proporciona a éstos una capacidad de combustión que no es despreciable, lo que permite su incineración. Se definen dos poderes caloríficos:
- El poder calorífico inferior PCI, que es la cantidad de calor desprendida en la combustión completa de un kilo de lodos.
 - El poder calorífico superior PCS, que es la cantidad de calor desprendida en la combustión completa de un kilo de lodos, suponiendo que toda el agua que se desprende en la combustión se encuentra en estado condensado en los productos de combustión.
- h) **Propiedades reológicas.**
 El conocimiento de ésta característica es muy importante para el bombeo, tuberías y transporte de los lodos.
 Los lodos tienen la propiedad de solidificarse en ausencia de agitación y transformarse en líquidos aplicando una ligera agitación, a esta propiedad se le llama tixotropía.
- i) **Tipo de agua contenida en los lodos.**
 El agua en los lodos está formada por agua libre (fácilmente eliminable) y agua de enlace.
 La cantidad de agua en los lodos (libre y de enlace) es determinante en su capacidad de deshidratación.
- j) **Características de sedimentación.**
 La velocidad de sedimentación de los lodos depende de su concentración en sólidos.
- k) **Características para la deshidratación.**
 Los procesos empleados para la deshidratación dependen de la concentración del lodo, grado de agregación, características estructurales de las partículas, viscosidad, fuerza iónica y pH del agua.

CARACTERISTICAS QUIMICAS.

En los lodos se pueden encontrar las siguientes características:

- a) **Materia orgánica.**
 Generalmente de origen animal (grasas, aceites, etc) o vegetal (fibras, almidones, etc). Se encuentran también microorganismos y sus productos de desecho.
- b) **Elementos nutrientes.**
 Se trata del contenido de nitrógeno total, fósforo y potasio. Son sustancias que

favorecen el crecimiento de las plantas y que tienen por consiguiente mucha importancia para la utilización agrícola de los lodos.

Los lodos de origen industrial y en menor grado los de origen municipal pueden presentar algunos de los siguientes compuestos:

- c) **Microcontaminantes orgánicos**
Son sustancias que pueden tener una acción negativa sobre el tratamiento de los lodos y sobre su utilización en la agricultura. Se trata generalmente de productos químicos de síntesis que se utilizan comúnmente y que se encuentran en las aguas domésticas de desecho. Se hallan particularmente contenidos importantes de detergentes y medicinas.
- d) **Tóxicos orgánicos**
Muchos lodos provenientes de aguas residuales industriales presentan concentraciones de tóxicos orgánicos, tales como los PCB's (bifenilos policlorinados), hidrocarburos aromáticos polinucleares y plaguicidas.
- e) **Metales pesados**
Muchos lodos residuales contienen grandes cantidades de metales pesados que reducen su valor como fertilizantes, ya que pueden acumularse en los tejidos de las plantas y representan un riesgo para la salud pública. Por citar algunos: Cd, Zn, Cu, Pb, As, Se, Hg, Co, Cr, Mn, Ni, Fe, V y Mo.

Las características más importantes de los lodos son:

- f) - Sólidos Totales (ST)
- g) - Sólidos Volátiles (SV), llamados también materia volátil (MV)
- h) - Materia orgánica (mg/l)
- i) - Nitrógeno y Fósforo
- j) - Composición química en general

CARACTERISTICAS MICROBIOLOGICAS

Las aguas residuales contienen una flora y una fauna variadas que se encuentran en parte de los lodos. El tratamiento biológico de las aguas residuales modifica la composición biológica por la multiplicación de ciertas especies en detrimento de otras.

Los microorganismos patógenos se encuentran generalmente en los lodos y en los efluentes; por lo tanto, es preciso tener cuidado de eliminarlos en ambos casos.

Los principales patógenos encontrados en lodos residuales pueden ser divididos en cuatro grupos: bacterias, protozoos, helmintos y virus. Los procesos de tratamiento reducen el número de los organismos mencionados, pero no en su totalidad.

- a) **Bacterias**
Se cuentan numerosos tipos de bacterias en los lodos; una parte de ellas es de origen fecal y algunas provienen de portadores de gérmenes y por consiguiente pueden ser patógenos.

- b) Virus: Se encuentran los causantes de poliomielitis y hepatitis infecciosa entre otros.
- c) Parásitos: Se encuentran numerosos parásitos en los lodos de origen fecal. Su eliminación es mucho más difícil puesto que estos parásitos toman una forma vegetativa cuando las condiciones les son hostiles, mientras que se desarrollan cuando se encuentran en los animales o en el hombre.
- d) Hongos
Se trata esencialmente de las levaduras y los saprófitos que están normalmente presentes en el aire; por lo general, no son patógenos para los animales o el hombre, con excepción de algunos que pueden llegar a serlo cuando las condiciones son favorables.
- e) Algas
No se encuentran en gran cantidad en los lodos primarios y secundarios; por el contrario, en las lagunas naturales, gran parte de los lodos están constituidos por detritus de algas.
- f) La macrofauna (gusanos, larvas de insectos)

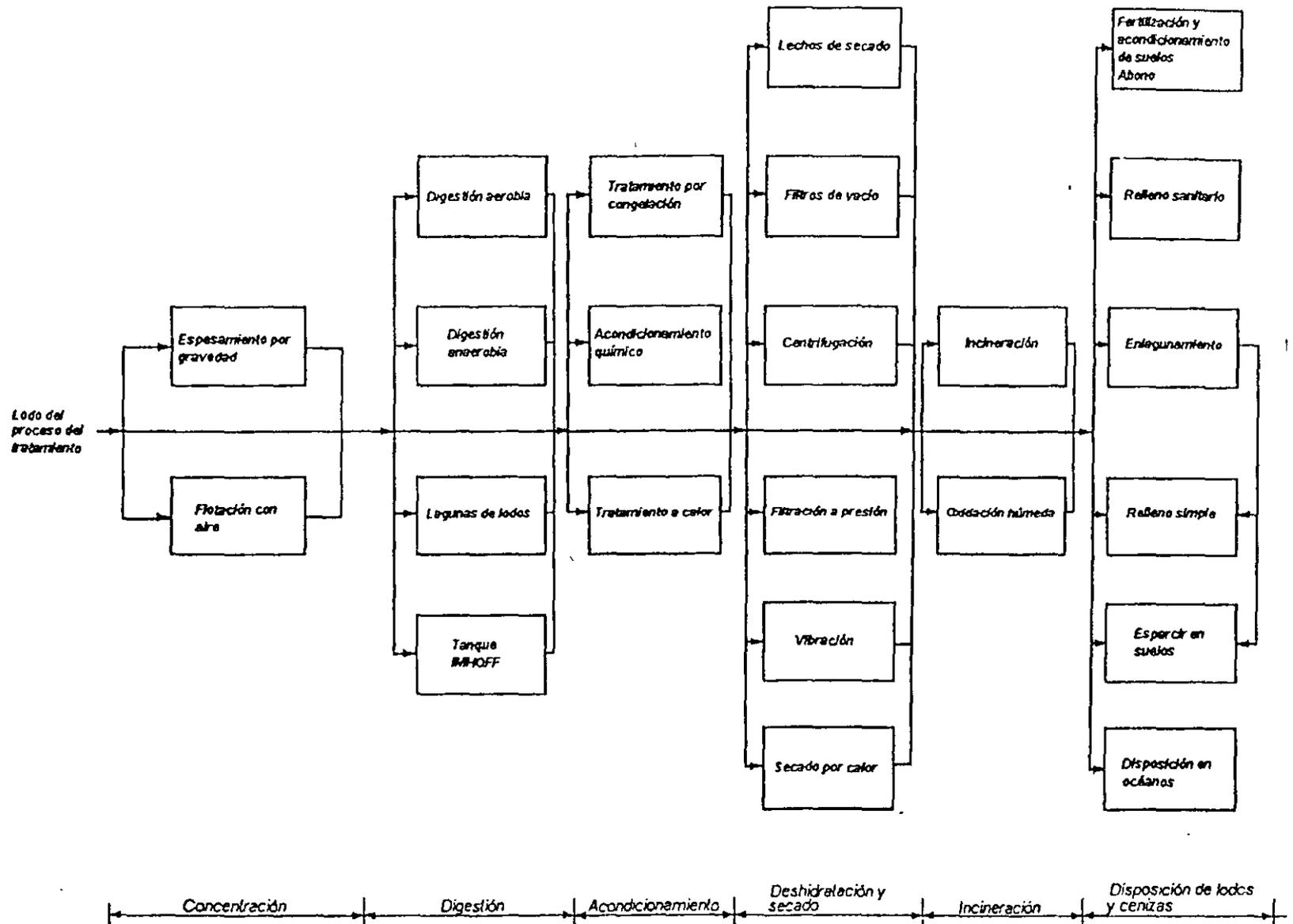


FIG. 12.1 Procesos de tratamiento y disposición de lodos residuales

12.3 TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS

Debido a sus características y composición, los lodos residuales tal como salen de los procesos, no pueden ser depositados directamente al medio ambiente, ya que ocasionarían problemas de olores y contaminación del lugar debido a las altas concentraciones de los contaminantes químicos (mayor que en las aguas residuales originales) y a la materia orgánica separada por los procesos biológicos que no se encuentran totalmente degradada en compuestos estables, produciendo olores desagradables. Además, la consistencia de los lodos hace que sean problemáticos para su transportación y disposición final. Por tales motivos, es necesario el tratamiento de los lodos residuales para la estabilización de la materia orgánica y eliminar la mayor cantidad de agua posible para poderlos transportar y depositarlos en lugares autorizados, en condiciones adecuadas para no contaminar el medio ambiente.

El tratamiento de los lodos está enfocado a la reducción de su contenido de agua y la estabilización de su materia orgánica.

En general los procesos empleados en el tratamiento de los lodos son los siguientes:

- Espesamiento (Concentración)
- Elutriación
- Digestión (Estabilización) anaerobia
- Digestión (Estabilización) aerobia
- Acondicionamiento
- Deshidratación
- Secado
- Incineración y oxidación húmeda
- Disposición final.

La digestión, incineración y la oxidación húmeda son utilizados principalmente para el tratamiento de la materia orgánica en los lodos.

Los procesos de concentración, deshidratación y secado son usados principalmente para remover el agua de los lodos. En la figura 12.1 se muestra un diagrama de flujo de los principales procesos de tratamiento y sus interrelaciones.

En la práctica, la elección del tipo de tratamiento que se debe aplicar al lodo problema, depende de sus características naturales, estructura, composición y su comportamiento ante la deshidratación.

12.4 CONCENTRACIÓN

Espesamiento de los lodos

El espesamiento o concentración de los lodos es la primera operación que se lleva a cabo en el tratamiento, con el fin de reducir su volumen y además hacerlos más accesibles para su transporte y manejo en las posteriores operaciones a las que son sometidos.

Las ventajas que se tienen con el espesamiento de los lodos son:

- Mejora la operación de digestión y reduce sus costos.
- Aumenta la economía de los sistemas de deshidratación de los lodos (centrifugación,

filtración al vacío, filtros-prensa, etc).

- Se reduce el volumen de los equipos de acondicionamiento.
- Facilita el manejo y transportación de los lodos.

Las desventajas del espesamiento son la inversión suplementaria y en el caso de lodos orgánicos, la producción de olores indeseables. Los olores pueden eliminarse mediante un encalado previo, el cual, además es efectivo para el oreado directo de los lodos crudos o durante el período de arranque de los digestores anaerobios.

El espesamiento de los lodos se puede realizar mediante agitación durante un tiempo suficiente para formar agregados que se sedimenten más fácilmente con un contenido menor de agua. Así tenemos por ejemplo, el espesamiento de los lodos activados de 3 a 6 veces su volumen mediante su agitación durante 8-12 horas, agregándosele, si es necesario cloro para evitar su descomposición.

En forma general podemos decir que el espesamiento de los lodos se realiza principalmente mediante espesadores por sedimentación o por flotación.

Comúnmente se concentra el volumen de lodos mediante espesadores. La carga hidráulica en éstos, no deben exceder de $0,75 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ni tampoco de una carga específica de $50 \text{ kg}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$.

El lodo que llega a los espesadores puede ser de los tipos: primario, secundario o, más usualmente, lodos mixtos de primario y secundario. Todos ellos proceden de purgas de decantadores y llegan mediante bombeo a los espesadores.

Estos espesadores son tanques cilíndricos de hormigón terminados en forma cónica y tienen una entrada (para los lodos a espesar) y dos salidas: una -por la parte inferior- para el lodo espesado y otra -por la parte superior- para el sobrante o agua separada de los lodos.

Los espesadores pueden ser estáticos o mecanizados. Los primeros sólo constan del tanque en sí, contando con un cono de descarga con gran pendiente. Solamente se construyen de diámetro pequeño comprendido entre 5 y 8 m como máximo.

Los espesadores mecanizados constan de un conjunto de rastras giratorias, que operan constantemente a poca velocidad con lo que se facilita el desprendimiento de los lodos, así como la colección de los mismos del fondo del tanque. En la Fig. 12.3 se presenta la sección de un espesador.

Estos sistemas trabajan con una concentración del 2 al 3% para lodos mixtos de primario y secundario, pudiendo llegar la misma hasta un 4-6 %.

Una de las variantes de los espesadores es la elutriación, la cual consiste en un lavado del lodo con agua depurada para mejorar alguna de sus condiciones fisicoquímicas. La alcalinidad y la extracción de compuestos amoniacales son algunas de sus principales aplicaciones. La elutriación se realiza en una o varias fases, siendo normalmente efectuada en dos.

Es necesario advertir que el espesamiento precede siempre a la digestión con el fin de ahorrar volumen en la misma. Por el contrario, la elutriación se realiza antes del acondicionamiento químico y después de la digestión.

Los elutriadores son iguales que los espesadores, con la diferencia de que se añade al lodo a

En la Fig. 12.3 se indica un diagrama de este proceso que puede llevarse a cabo con recirculación del agua clarificada en un porcentaje del 25-50% del caudal de entrada.

Espesamiento por flotación con aire disuelto

En los casos en que el espesamiento por gravedad resulta poco eficiente, la flotación se ha empleado con buenos resultados para el espesamiento de lodos, aunque con mayores problemas técnicos y operacionales (Preiss, 1988).

En el espesamiento por flotación se utilizan diminutas burbujas de aire que quedan atrapadas en las partículas sólidas. La fuerza ascendente del conjunto partícula de lodos y burbuja de aire hace que las partículas floten, concentrándose en la superficie.

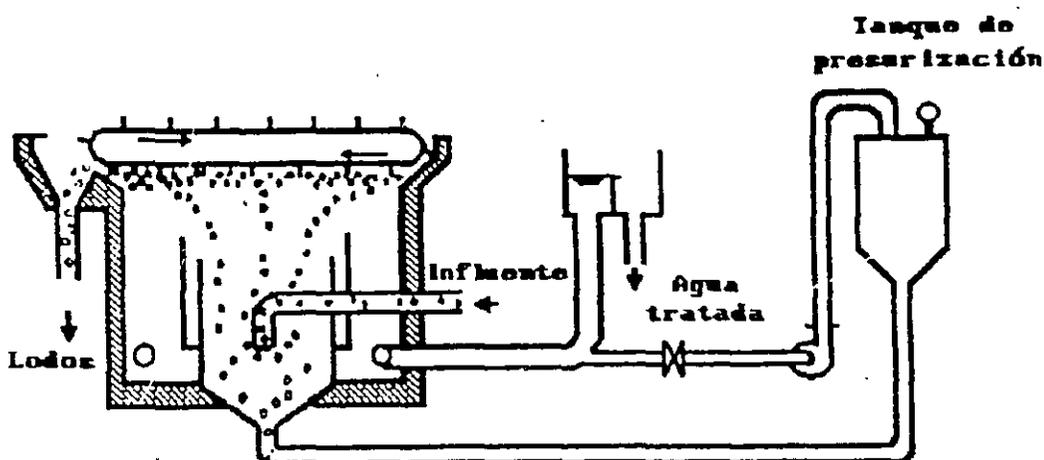


Fig. 12.3 Sistema de flotación para la separación de lodos.

El aire bajo presión de varias atmósferas se mezcla con el lodo, ya sea con la corriente de alimentación o con la recirculación, manteniéndolo durante varios minutos en un tanque de retención para dar tiempo a que el aire se disuelva. Se hace pasar entonces a través de una válvula reductora de presión para ser descargado al tanque de flotación que opera a presión atmosférica. El aire deja de estar en solución y se desprende en forma de burbujas.

La principal ventaja de la flotación sobre el espesamiento por gravedad es la facilidad para remover más rápida y completamente aquellas partículas que sedimentan lentamente. Sin embargo, este método es más costoso, principalmente por los gastos ocasionados para mantener el aire bajo presión. En la mayoría de los casos el espesamiento por flotación requiere acondicionamiento con productos químicos como coadyuvantes de la flotación (Metcalf y Eddy, 1979).

Espesamiento por centrifugación.

La centrifugación constituye un medio eficiente para completar la sedimentación y sustituir el espesamiento por gravedad. Se emplea tanto para el espesamiento, como para la deshidratación de lodos. En primer caso, su uso está prácticamente restringido al

la entrada del tanque una cantidad considerable de agua. La concentración de los lodos por elutriación es comparable con la obtenida por espesamiento. El efluente está, generalmente cargado de materias finas y coloidales, las cuales una vez recirculadas son reabsorbidas por los lodos floculados (biológicos o químicos).

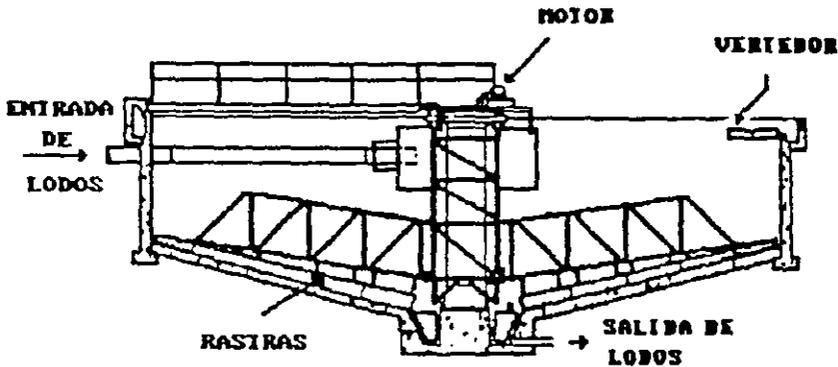


Fig. 12.2 Espesador cilíndrico de lodos (sedimentador).

La elutriación separa de los lodos, por lavado, sustancias que interfieren física o económicamente en el acondicionamiento químico y la filtración por vacío. Por ejemplo, la reducción de la alcalinidad de los lodos digeridos y con ella la de las cantidades de productos químicos que es necesario agregar antes de la filtración; también elimina materias finas y coloidales, con lo cual acelera el espesamiento de los lodos e incrementa la eficiencia de los sistemas de secado mecánico (filtros al vacío, filtro-prensa, centrifugado, etc.).

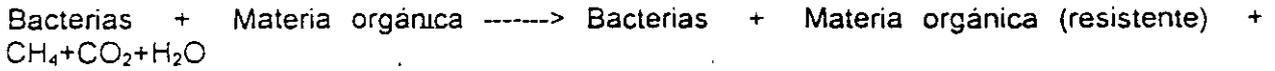
En el caso de lodos muy fermentados, la elutriación con agua depurada aireada reduce las posibilidades de su descomposición anaerobia.

La elutriación de los lodos se lleva a cabo en tanques sencillos o múltiples mediante lavados sencillos o repetidos, utilizándose si se desea, el agua de lavado en forma seriada. Durante el lavado, los sólidos se mantienen en suspensión por agitación mecánica o con aceite. El uso en serie del agua de lavado se llama elutriación a contracorriente. El agua de lavado se trata o evacua junto con el licor de los digestores y filtros.

Flotación

Con anterioridad, se ha descrito la posibilidad de concentrar los lodos en los espesadores. Otro sistema de concentración es el de flotación con presurización, técnica similar a la utilizada en la recuperación de fibras como la celulosa.

Este proceso no es muy usual en las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales por su gran costo y difícil mantenimiento. Además, éste proceso requiere la adición de sustancias floculantes, como pueden ser polielectrolitos, para mejorar la capa flotante que generalmente tiene de 20 a 40 cm de espesor.



La eficiencia del tratamiento anaerobio depende del balance entre los dos grupos de bacterias, la alimentación al sistema, la temperatura, el pH y el tipo de materia orgánica suministrada.

Los factores más importantes que se controlan en los procesos anaerobios son: producción de gas (cantidad y composición), balance de los sólidos en el sistema (totales, volátiles y fijos), DBO, acidez y pH, ácidos volátiles, grasas, características del lodo y olor.

La digestión anaerobia es inhibida por sustancias tóxicas tales como, metales pesados (cobre, níquel, zinc, cromo), exceso de iones NH_4^+ , sulfuros, cianuros, fenoles, concentración alta de detergentes.

El grado de reducción de los sólidos volátiles depende de la concentración de materia volátil en el lodo crudo.

En el proceso, el gas (Biogas) producido esta compuesto principalmente de metano (65-70% Vol.) y gas carbónico (25-30% Vol.), conteniendo además en proporciones infimas oxígeno (0-03%), monóxido de carbono (2-4%), nitrógeno (1%), sulfuro de hidrógeno, hidrocarburos, etc., dependiendo del origen de lodo.

En los lodos digeridos, la mayor parte de los microorganismos patógenos ha sido destruida, sin embargo, se discute la destrucción de ciertos virus y del bacilo de Koch.

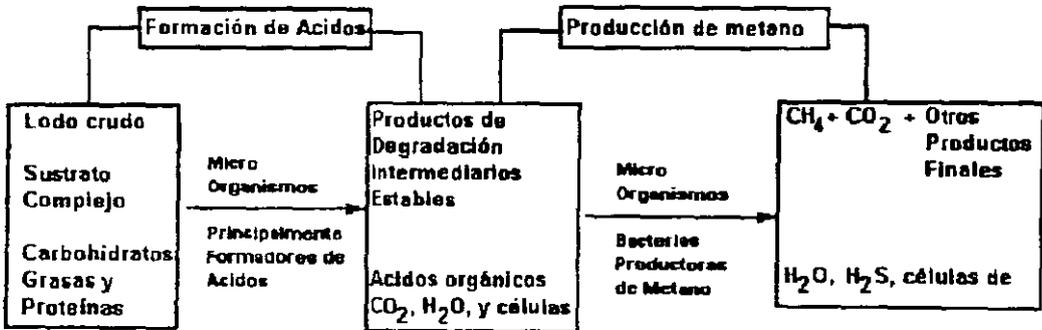


Fig. 12.4 Diagrama simplificado de los procesos y transformaciones que se llevan a cabo durante la digestión anaerobia de lodos.

espesamiento de lodos provenientes del sistema de lodos activados. Existen tres tipos de centrifugas apropiadas para espesar lodos: centrifuga de discos, centrifuga horizontal de transportador helicoidal o de tornillo y centrifuga de tazón (Metcalf y Eddy, 1979).

La centrifuga de discos opera en forma continua. Consiste de una unidad formada por una serie de discos ordenados verticalmente. Cada disco, actúa como una centrifuga de baja capacidad. El líquido se va clarificando gradualmente al pasar entre los discos. Los sólidos se concentran en la periferia del tambor y se descargan a través de pequeños orificios.

La centrifuga de transportador helicoidal es la más empleada en el tratamiento de lodos. La unidad central es un tambor montado en forma horizontal en donde se aloja un "gusano sinfin" que gira a una velocidad ligeramente diferente a la del tambor. Los lodos son arrojados hacia las paredes por efecto de la fuerza centrífuga y son transportados por medio del "gusano sinfin" hacia el extremo de descarga de la unidad. En la mayoría de los casos, el tambor está diseñado con un diámetro decreciente en el sentido de la trayectoria de los sólidos, creando una zona en donde los lodos pueden concentrarse un poco más. Este equipo opera en forma continua con alta eficiencia.

La centrifuga de tazón opera intermitentemente. En este sistema, el lodo se alimenta a un recipiente rotatorio montado verticalmente sobre una flecha; al girar éste los sólidos se acumulan en las paredes del recipiente y el agua sale por el centro. Cuando el equipo completa la separación, el tazón se detiene gradualmente y se procede a descargar la torta de lodo.

12.5 DIGESTIÓN

Digestión anaerobia

La digestión anaerobia de los lodos es un proceso que tiene como finalidad la estabilización de la materia orgánica que contengan.

En términos generales, el tratamiento consiste en depositar los lodos en digestores cerrados que impidan el paso de aire para tener condiciones anaerobias, con la finalidad de descomponer la materia orgánica por medio de microorganismos anaerobios. La velocidad de descomposición, depende de una inoculación adecuada, el pH, tipo de sólidos, temperatura y un mezclado adecuado de los sólidos crudos con el inóculo. Los lodos digeridos, posteriormente pueden ser secados e incinerados o usados como fertilizante.

El proceso se lleva a cabo por dos grupos de microorganismos: (Fig. 12.4)

- Bacterias hidrolíticas.

Son microorganismos saprófitos, aerobios facultativos, que metabolizan los carbohidratos, grasas y proteínas convirtiéndolos en ácidos orgánicos (ácido acético, butírico) y alcoholes de bajo peso molecular.

- Bacterias metanogénicas.

Son microorganismos anaerobios estrictos, utilizan los ácidos orgánicos y alcoholes de bajo peso molecular (producidos por las bacterias hidrolíticas)

La estabilización de los lodos por vía anaerobia se puede resumir de la siguiente forma:

Tipos de digestores anaerobios

Existen dos tipos de sistemas de digestión anaeróbica de lodos:

1. Digestión convencional y 2. Digestión de alta tasa. Los primeros pueden ser de una etapa (paso) ó de dos etapas (pasos)

Digestores de una etapa o paso.

Estos sistemas constan de un sólo digestor, en donde se lleva a cabo la digestión del lodo crudo y la concentración de los lodos digeridos.

El proceso de digestión se mantiene a temperaturas entre el rango de 85-115° F por medio de calentadores externos, el gas metano puede ser utilizado como combustible para mantener la temperatura en el digestor. Los tiempos de retención en este tipo de digestores son relativamente altos: entre 30 y 50 días.

La digestión, el espesamiento y la formación de material flotante se llevan a cabo separadamente dentro del tanque. Operacionalmente, el lodo crudo se alimenta en la zona de digestión activa y el gas producido se remueve del tanque por la parte superior. Mientras el gas sube a la superficie, éste eleva consigo partículas de lodos y otros materiales, tales como grasas y aceites, formando una capa de natas. Como resultado de la digestión, el lodo se mineraliza (aumentando el porcentaje de lodos fijos), y por gravedad éste se espesa; lo que causa la formación de una capa de material flotante sobre la zona de digestión de lodo. El volumen del tanque se utiliza únicamente a un 50% debido a la estratificación y falta de mezcla. Por lo anterior, la digestión convencional se lleva a cabo en un proceso de dos pasos.

Digestores de dos etapas o pasos.

Este tipo de sistema tiene como finalidad el proveer un mayor volumen útil, para disminuir los tiempos de retención. Está formado por dos etapas, en la primera se lleva a cabo la digestión con mezclado mecánico o por recirculación de gas y a temperaturas controladas por calentamiento, con un tiempo de retención entre 10-15 días; en la segunda etapa sólo se lleva a cabo la separación de los sólidos, el acabado del proceso de digestión y la remoción del gas. (Fig. 12.5)

Digestores de alta tasa.

Este difiere del proceso anterior en que la carga de sólidos es mayor. El lodo se mezcla íntimamente por la recirculación del gas, bombeo, o por mezcladores mecánicos y se calienta para obtener una digestión óptima. El equipo de mezcla, en este proceso debe tener mayor capacidad, que el proceso anterior, y debe de llegar hasta el fondo del tanque. El tanque es más profundo. El lodo deberá bombearse continuamente o en ciclos de 30 minutos a 2 horas. El lodo digerido tiene una concentración de aproximadamente la mitad de la del influente, ya que no existe una separación del lodo.

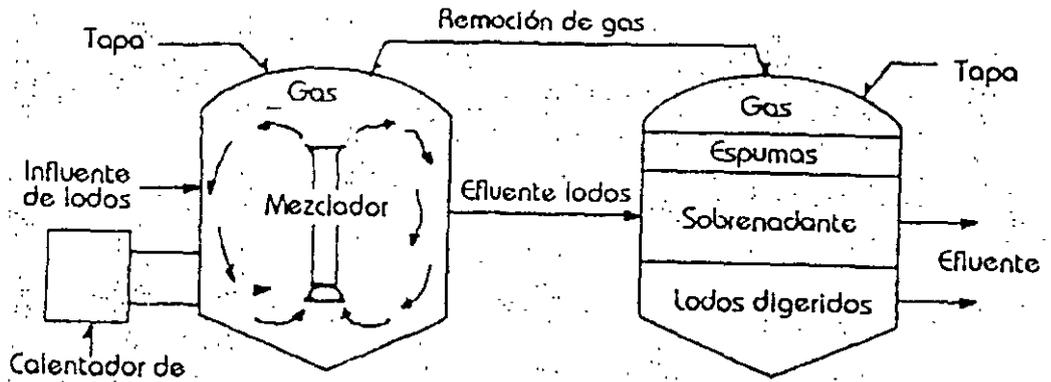


Fig. 12.5 Esquema de un proceso de digestión en dos pasos

Criterios de diseño

Criterio Volumétrico	pies ³ /capita	m ³ /capita
Lodos primarios	1.3-3	0.037-0.085
Lodos prim. + fil. percoladores	2.6-5	0.074-0.142
Lodos primarios + activados	2.6-6	0.074-0.170

CAPACIDAD REQUERIDA PARA EL TANQUE DE DIGESTION *

TIPO DE TRATAMIENTO	LODO HUMEDO			VOLUMEN REQUERIDO
	Sólidos secos g/hab.d	Sólidos (%)	l/hab/d	35-45 días de retención l/hab
Primario	54	5	1.076	37-48
Primario + filtro percolador	81	4	2.03	71-91
Primario + lodos activos	86	3	2.83	99-127

* Datos a aplicar en lodos primarios y obtenidos para lograr la recuperación del 90% del gas producido

TIEMPO REQUERIDO PARA LA DIGESTION A VARIAS TEMPERATURAS *

ITEM	DIGESTION MESOFILICA					DIGESTION TERMOFILICA				
	10	15	21	26	32	37	43	48	54	60
Temperatura, ° C	10	15	21	26	32	37	43	48	54	60
Periodo de digestión, d	75	56	42	30	25	24	26	16	14	18

* Datos a aplicar en lodos primarios y obtenidos para lograr la recuperación del 90% del gas producido

Digestión aerobia

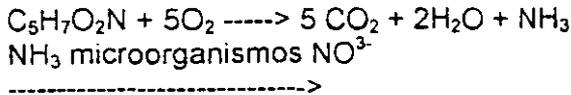
El proceso de la digestión aeróbica es un método alternativo para el tratamiento de lodos orgánicos. Los digestores pueden ser usados para tratar solamente lodos activados, mezclas de desechos de lodos activados, lodos primarios y lodos de filtros percoladores, o lodos de

plantas de tratamiento de lodos activados sin sedimentación primaria. Las ventajas de la digestión aeróbica, comparada con la digestión anaeróbica son: (1) la reducción de sólidos volátiles es aproximadamente la misma que la obtenida anaeróbicamente, (2) menores concentraciones de DBO en el licor sobrenadante, (3) obtención de un producto final biológicamente estable y sin olor que puede ser de fácil disposición, (4) producción de un lodo con excelentes características de desaguado, (5) recuperación de casi todo el valor básico de fertilización en el lodo, (6) muy pocos problemas de operación, (7) menor costo de capital. La principal desventaja del proceso parece ser el alto costo del suministro de oxígeno. Entre los principales objetivos de la digestión aeróbica se incluyen la reducción de olores, reducción de sólidos biodegradables y el mejoramiento de las características de desaguado de los lodos. El oxígeno puede ser suministrado con aereadores superficiales o con difusores.

La digestión aerobia de los lodos (primarios y lodos activados) es un proceso en el cual la estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo por aereación durante un extenso periodo de tiempo, dando como resultado de una destrucción celular con una disminución de los sólidos suspendidos volátiles (SSV). La velocidad de destrucción celular disminuye cuando la relación de alimento microorganismo (F/M) aumenta (F=DBO, M=SSV).

El principal objetivo de este tratamiento es la reducción del volumen de los lodos para su disposición final. Esta reducción resulta de la conversión por oxidación de parte de las sustancias del lodo en productos volátiles (CO₂, NH₃, H₂).

Si representamos la materia celular por C₅H₇O₂N, su oxidación puede ser representada por la siguiente ecuación:



Los tiempos de residencia en los procesos aerobios son más cortos que los requeridos por los anaerobios. Esto repercute en una economía en los volúmenes de los digestores, sin embargo, los costos originados por la energía necesaria para la aereación pueden ser un factor importante en la elección del sistema de tratamiento en plantas con grandes flujos de lodos.

Los lodos estabilizados aeróbicamente, no desprenden olores, son homogéneos de color oscuro, y pueden drenarse fácilmente sin dificultad. Sin embargo no es recomendable almacenarlos por mucho tiempo en forma líquida.

Generalmente, la estabilización aeróbica se aplica a los lodos residuales de procesos aerobios de aguas residuales.

Descripción del proceso.

La digestión aeróbica es similar al proceso de lodos activados. Conforme la comida disponible se termina, los microorganismos comienzan a consumir su propio protoplasma para obtener la energía para el mantenimiento de las células. Cuando esto ocurre se dice que los microorganismos se encuentran en la fase endógena. Las células de los tejidos son oxidadas aeróbicamente a dióxido de carbono, agua, y amoniaco. Solamente, del 75 al 80% de las células de los tejidos pueden ser oxidadas; el remanente 20 a 25%, está formado de componentes inertes y orgánicas que no son biodegradables. Conforme la digestión continúa,

el amoníaco es subsecuentemente oxidado a nitratos. Cuando se digieren aeróbicamente lodos activados o lodos de filtros percoladores mezclados con lodos primarios, toma lugar una oxidación directa de la materia orgánica en el lodo primario y también, una oxidación endógena de las células de los tejidos.

Criterios de diseño

El diseño de digestores aeróbicos es similar al de los tanques rectangulares de aereación; además, usan sistemas de aereación convencionales. Los criterios de diseño para digestores aeróbicos son los siguientes:

Parámetro	Valor
Tiempo de retención hidráulica a 20 °C [días]	
Lodos activados solamente	10-16
Lodos activados de plantas sin sed. prim.	16-28
Lodos primarios + activados o de fil. percol.	18-22
Carga de sólidos [lb SSV/día-pie ³]	0.02-0.4
[Kg SSV/día-m ³]	0.32-6.41
Requerimientos de oxígeno lb/lb destruidas	
Células de tejidos	2
DBO ₅ en lodos primarios	1.6-1.9
Requerimientos de energía para la mezcla	
Aereadores mecánicos [hp/1,000 pies ³]	0.5-1.25
[hp/1,000m ³]	17.66-44.14
Mezcla de aire [pie ³ /min/1.000 pies ³]	20-60
Oxígeno disuelto mínimo [mg/l]	1-2

El tiempo de retención se deberá incrementar para temperaturas menores a 20°C. Si solamente los lodos activados van a ser digeridos aeróbicamente, el tiempo de residencia promedio, para obtener una reducción dada de sólidos volátiles, se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$C_o / C_i = 1 / (1 + k \cdot V / Q)$$

donde:

- C_o = concentración del efluente
- C_i = concentración del influente
- V = volumen del reactor
- Q = Flujo
- k = tasa de remoción

$$S / S_o = 4a \exp(1/2d) / (1 + 2)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)$$

donde:

- S = concentración del efluente
- S_o = concentración del influente
- a = (1 + 4ktd)^{1/2}
- d = factor de dispersión = D / uL
- D = coeficiente axial de dispersión [pies²/hr]
- u = velocidad de flujo [pies/hr]
- L = largo característico [pies]
- k = constante de reacción de primer orden
- t = tiempo de retención [hr]

Valores representativos del coeficiente "k" pueden ser de 0.05 a 0.07/ día aproximadamente. Los valores de "kt" pueden ser estimados con la siguiente gráfica:

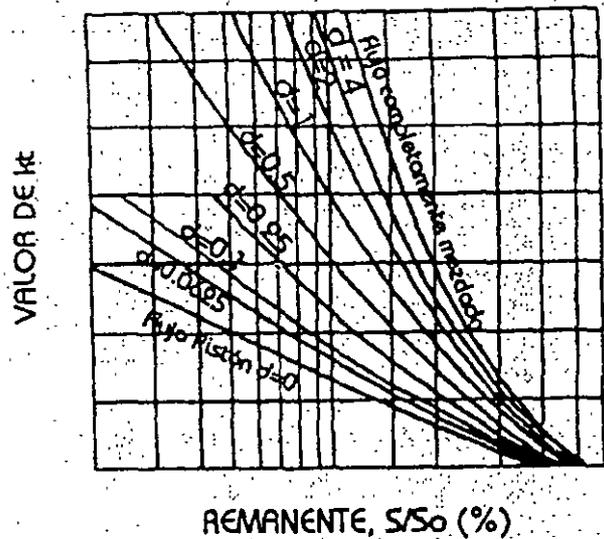


Fig. 12.6
Valores de kt en la ecuación anterior versus el porcentaje remanente (S/So) para varios factores de dispersión (d).

Eficiencias del proceso

La eficiencia del proceso varía de acuerdo a la edad del lodo y sus características. Los porcentajes típicos de remoción de contaminantes son los siguientes:

- * Sólidos volátiles : 30 - 70% (35-45% típico)
- * Patógenos : arriba del 85%

Otras características

Impacto Ambiental: El sobrenadante tiene que ser regresado al influente de la planta, el cual tiene una carga orgánica muy alta. La estabilización de los lodos reduce el impacto adverso de disposición de lodos en terrenos. El proceso tiene requerimientos altos de energía. Se puede requerir el control de olores.

Confiabilidad del proceso: El proceso es menos sensible a factores ambientales en comparación con el proceso de digestión anaeróbica. Requiere de menos control de laboratorio y mantenimiento diario. Es relativamente resistente a variaciones en la carga, pH e interferencia de metales. A bajas temperaturas, el sistema requiere de mayores tiempos de retención para adquirir un nivel fijo de reducción de sólidos volátiles; sin embargo, la pérdida del buen funcionamiento no necesariamente causa un producto oloroso. Se puede obtener un lodo más fácil de desaguar si se mantiene un nivel de OD de 1 a 2 mg/l, con tiempos de retención adecuados (con excepción en filtros al vacío).

Limitaciones: El proceso tiene un costo de operación muy alto (principalmente en el abastecimiento de oxígeno). El tiempo requerido para la estabilización es altamente sensible a la temperatura, y la estabilización aeróbica puede requerir de periodos excesivos en climas fríos, incrementando aún más su costo de operación,

12.6 ACONDICIONAMIENTO DE LOS LODOS

Los lodos tienen un gran contenido de agua: un 95%, si la materia seca es en su mayor parte orgánica y 70-80% si es mineral. La eliminación de esta agua presenta problemas debido a las propiedades físicas del lodo, por lo cual es necesario realizar un tratamiento previo para poder deshidratarlo con mayor facilidad. Este tratamiento se le ha denominado acondicionamiento de los lodos y tiene la finalidad de alterar las propiedades físicas de los lodos por métodos fisicoquímicos, convirtiendo la masa gelatinosa y amarga del lodo en un material poroso que podrá liberar fácilmente el agua que contenga. Los métodos de acondicionamiento empleados son: químico, térmico, congelación y carga.

Para evaluar la eficiencia de los métodos de acondicionamiento, deben tomarse en cuenta los siguientes parámetros: resistencia específica, coeficiente de comprensibilidad, rendimiento, velocidad ascensional y velocidad de sedimentación, según el proceso de deshidratación o espesamiento que se utilice.

Acondicionamiento químico

El acondicionamiento químico de los lodos se realiza por medio de la utilización de productos químicos coagulantes, para propiciar la coagulación-floculación de los sólidos dispersos en los lodos, con lo cual la velocidad de remoción del agua por filtración o secado al aire aumenta.

Los reactivos químicos utilizados pueden ser orgánicos o minerales. En la tabla siguiente se enlistan algunos productos químicos acondicionantes.

Productos químicos acondicionantes de lodos de aguas residuales

Compuesto químico	Fórmula	Peso molecular
Cloruro férrico	FeCl ₃	162.2
Clorosulfato férrico	FeS ₂ Cl	187.4
Sulfato Férrico	Fe(SO ₄) ₃	399.9
Sulfato de aluminio	A12(SO ₄) ₃ 18H ₂ O	666.4
Cal	CaO	56.1
Polímeros	Orgánicos	...

DOSIFICACION DE REACTIVOS PARA VARIOS TIPOS DE LODOS (Datos en % de lodo seco)

TIPOS DE LODO	FRESCO		DIGERIDO		ELUTRIADO DIGERIDO
	FeCl ₃	CaO	FeCl ₃	CaO	FeCl ₃
Primario	1-2	6-8	1,5-3,5	6-10	2-4
Primario y filtro biológico	2-3	6-8	1,5-3,5	6-10	2-4
Primario y activo	1,5-2.5	7-9	1,5-4	6-12	2-4
Activo	4-6				

El acondicionamiento añadiendo compuestos inorgánicos se emplea generalmente cuando se desea deshidratar lodos crudos o digeridos en filtros prensa o al vacío. Normalmente se utiliza una mezcla de cal y sales de hierro o aluminio (sulfato ferroso, sulfato férrico, cloruro férrico o sulfato de aluminio), las cuales producen iones cargados positivamente que reaccionan con los iones negativos en el lodo, neutralizándolos y permitiendo la formación de agregados más

grandes que sedimentan fácilmente y pueden ser rápidamente deshidratados. El cloruro férrico reacciona con los bicarbonatos del lodo produciendo hidróxidos que actúan como floculantes. La cal tiene un ligero efecto deshidratante, pero su principal propósito es elevar el pH para reducir malos olores.

Los polielectrolitos son compuestos orgánicos de cadenas largas y altos pesos moleculares, tal como son los derivados del almidón, la celulosa, materiales proteínicos y muchos otros que se producen en forma sintética. A lo largo de sus cadenas tienen grupos cargados positiva o negativamente (polielectrolitos catiónicos y aniónicos respectivamente). Estos compuestos se usan en el acondicionamiento de lodos para absorber agua de la superficie de las partículas sólidas, neutralizar cargas y para actuar como un puente entre partículas, facilitando así su aglomeración. Su uso ha hecho posible la introducción de dos métodos de deshidratación: centrifugación y deshidratación con filtros bandas (Comier et al, 1983).

El ácido sulfúrico y la cal sólo se emplean para fijar el pH ideal para la floculación que puede variar en cada caso.

El sulfato férrico comercial se usa también en algunas ocasiones en vez del cloruro férrico y su dosificación es, aproximadamente, 1.6 veces superior a la de éste.

El sulfato de aluminio igualmente se emplea, sobre todo, en procesos de elutriación de lodos. La fragilidad de los flóculos producidos hace que éstos se tengan que manejar con cuidado.

Resumiendo puede decirse que el uso de un reactivo u otro depende del costo de los productos en el punto de aplicación, del valor del equipo de dosificación y del rendimiento que se quiera obtener del secado mecánico posterior.

La dosificación de estos reactivos se debe efectuar de forma que se consiga una mezcla perfecta con el lodo y un determinado tiempo de contacto antes del secado posterior.

Acondicionamiento térmico

El acondicionamiento de los lodos pueden también efectuarse por calor, lo cual produce la ruptura de la unión del agua con la materia coloidal, haciendo un cambio en su estructura gelatinosa, solubilizando materiales en suspensión y precipitando materia en solución, con lo cual se facilita la posterior deshidratación del lodo. Este proceso es de gran aplicación para los lodos con contenido predominante de materia orgánica.

El tratamiento térmico se ha utilizado en Inglaterra desde 1930 y en Estados Unidos es hasta fechas recientes que ha comenzado a usarse. Existen comercialmente los siguientes procesos:

- Proceso Proteus. Se usa en la inyección de vapor al lodo.
- Proceso Zimpro. Hace una modificación a baja presión con oxidación química.

El acondicionamiento térmico generalmente se efectúa a temperaturas entre 160-210 °C, con tiempos de residencia de 30-60 minutos. El consumo calorífico necesario para este proceso varía de 800-1500 Kcal/Kg de lodo.

El proceso se lleva a cabo calentando el lodo a temperaturas entre 175 y 230 °C durante 15 a 40 minutos aproximadamente, en recipientes que soportan presiones de 17.5 a 28 kg/cm²

(EPA, 1979). A estas condiciones mueren los organismos presentes en el lodo debido a la degradación de las estructuras celulares. El efecto sobre la deshidratación es drástico ya que la fase líquida se puede separar muy fácilmente por filtración o aún en lechos de arena (Eden, 1983).

Una modificación del proceso consiste en aplicar aire comprimido al lodo antes de su entrada a la cámara de acondicionamiento para favorecer la oxidación de la materia orgánica.

Algunas ventajas del acondicionamiento térmico de lodos son (Spinosa et al, 1985):

- Mejora considerablemente el espesamiento y deshidratación;
- reducción de sólidos y organismos patógenos;
- estabiliza el lodo aún en presencia de sustancias tóxicas;
- es poco sensible a cambios en la composición del lodo;
- es posible recuperar metales pesados.

El mismo autor señala las siguientes desventajas:

- Altos costos capitales y de operación;
- producción de una corriente gaseosa con olores indeseables;
- producción de un sobrenadante con altas concentraciones de material orgánico, nitrógeno amoniacal y color.

Acondicionamiento por congelación.

El acondicionamiento por congelación es un proceso bastante eficaz, pero tiene el inconveniente de no ser económico. Este método consiste en congelar suave y totalmente los lodos y posteriormente se procede a su descongelamiento, destruyendo la capacidad de unión del agua mejorando sus características de deshidratación de los lodos primarios, activados o digeridos.

El proceso se lleva a cabo en condiciones de -10°C a -20°C durante 1-4 horas.

Este tratamiento originalmente fue diseñado para los lodos provenientes de las plantas de aguas residuales, pero se le encontró mejor aplicación a los originados en las plantas de agua potable.

En los lugares donde las temperaturas naturales son frías, como las latitudes del norte, se ha usado este método obteniéndose buenos resultados.

Acondicionamiento por carga.

Es otro método para acondicionar los lodos, y consiste en la adición de materiales secos inertes a los lodos. El tipo y concentración del lodo depende del tipo de lodo que se quiera tratar.

12.7 DESHIDRATACIÓN DE LOS LODOS

El objetivo principal de la deshidratación es eliminar tanta agua del lodo como sea posible para producir un material no fluido, cuya concentración de sólidos sea significativamente más alta que en un lodo espesado. El proceso adecuado se selecciona principalmente por los requisitos de las etapas subsecuentes de tratamiento o de la disposición final.

En los procesos de deshidratación se alcanza un grado de humedad parecida a la que se logra con los procesos de espesamiento y secado.

La deshidratación de los lodos se hace con la finalidad de.

- Adecuar para su disposición final como relleno sanitario
- Reducir los costos de transporte.
- Aumentar su potencial calorífico.

La deshidratación de lodos se puede llevar a cabo por medios mecánicos o por métodos en los cuales el movimiento del agua es controlado por fuerzas naturales.

La filtración es una operación unitaria en la que los sólidos se apartan físicamente de una corriente líquida al hacerla pasar a través de un lecho o medio poroso. En los diferentes sistemas de filtración se aplica una fuerza, ya sea vacío, presión o gravedad o fuerza centrífuga, para hacer pasar solamente el agua a través del medio filtrante.

Los procesos mecánicos más utilizados para la deshidratación de lodos incluyen filtración al vacío, centrifugación, filtros prensa y filtros de bandas horizontales. Estos procesos se recomiendan cuando no se dispone de terreno suficiente o se tienen condiciones ambientales adversas.

Los métodos no mecánicos se basan en la filtración y evaporación del agua. Son sistemas menos complejos y más fáciles de operar que los sistemas mecánicos; consumen menos energía pero requieren mayores extensiones de terreno y más trabajo de operación, principalmente para levantar la torta de lodo. Se recomiendan únicamente cuando se trata de pequeños caudales de aguas residuales. Entre estos procesos se encuentran los lechos de secado y las lagunas de lodos.

Lechos de Secado

Los lechos de secado, principalmente lechos de arena, son el sistema más común y antiguo de los métodos no mecánicos para la deshidratación de lodos. El proceso se lleva a cabo permitiendo el drenado del agua por gravedad y su evaporación hasta alcanzar la concentración de sólidos deseada. La figura muestra cortes constructivos de lechos de arena. Las paredes laterales pueden construirse de concreto reforzado o mampostería. Se recomienda una profundidad mínima de arena entre 25 y 30 cm., aunque en algunos casos se puede elevar a 45 cm para prolongar la vida del lecho (EPA, 1987).

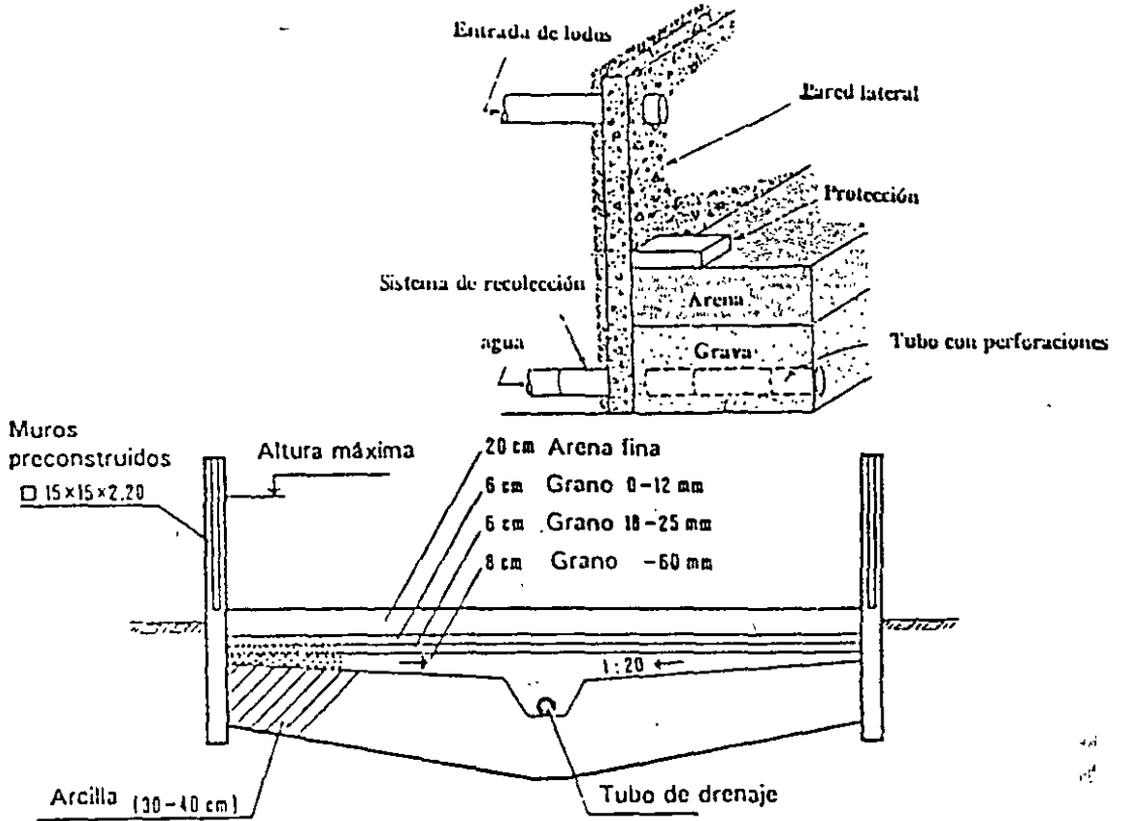


Fig. 12.8 Corte constructivo y granulometría de los lechos de arena

Los lechos de secado se usan para la deshidratación de lodos digeridos. El lodo es colocado sobre los lechos en capas de 8 a 12 pulgadas (20 a 30 cm), para su secado. El lodo ya seco es removido de los lechos y se pone a disposición para usarse como fertilizante. Los lechos pueden estar abiertos a la intemperie o cubiertos. Los lechos abiertos se usan cuando existe un área adecuada para evitar problemas ocasionales causados por los malos olores. Los lechos cubiertos con techumbre tipo invernadero son mas convenientes donde es necesario deshidratar lodo continuamente durante el año sin importar el clima, y donde no existe el aislamiento suficiente para la instalación de lechos abiertos. El área total de secado es repartida en lechos individuales de aproximadamente 20 pies (6.1 m de ancho por 20 a 100 pies (6.1 a 30.5 m) de largo. Los lechos generalmente consisten de 4 a 9 pulgadas (10 a 23 cm) de arena sobre una capa de grava o piedra de 8 a 18 pulgadas (20 a 45.7 cm) de espesor. La arena tiene un tamaño efectivo tipico de 0.3 a 1.2 mm y un coeficiente de uniformidad menor a 5.0. La grava normalmente se gradúa de 1/8 a 1.0 pulg. Los lechos son desaguados por drenes localizados en la grava con espaciamentos de aproximadamente 6 a 20 pies (1.8 a 6.1 m). La tubería de los drenes tiene un diámetro mínimo de 4 pulgadas (10 cm) y una pendiente mínima de aproximadamente uno por ciento. Las paredes de los lechos pueden ser de concreto, madera o tierra, y tienen normalmente una altura de 12 pulgadas (30.5 cm). El lodo puede fluir aproximadamente 100 pies (30.5 m) si la pendiente del lecho es de aproximadamente 0.5 por ciento.

Descripción del proceso.

La deshidratación de lodos en lechos de secado ocurre por filtración del agua a través del

medio filtrante y por evaporación del agua de la superficie del lodo. La filtración se lleva generalmente a cabo en 1 o 2 días. Esto depende en las características del lodo y la profundidad a la cual es puesto en los lechos. Después de que casi toda el agua haya sido filtrada y evaporada, el lodo se queda con un contenido de humedad en equilibrio con el aire. El contenido de humedad final dependen de la temperatura y la humedad relativa del aire. El agua drenada puede ser recirculada al influente de los tanques de sedimentación primaria. Una vez que el lodo haya sido lo suficientemente deshidratado, éste se remueve de los lechos manual o mecánicamente. Los lodos con 20 a 30 por ciento de sólidos se pueden remover mecánicamente, mientras lodos con 30 a 40 por ciento de sólidos requieren ser manejados manualmente.

Criterios de diseño

Las tuberías de lodos en los lechos son generalmente de fierro fundido y se diseñan para una velocidad mínima de 2.5 pies/seg (0.76 m/seg); éstas deben diseñarse de tal forma que se puedan lavar y para que no se congelen en climas fríos. Los lechos deben de contar con placas para recibir el lodo y distribuirlo sobre los lechos, además de prevenir la erosión de la arena. La carga de lodos se calcula en base a los habitantes o en base a una carga unitaria de sólidos secos por área por año. Los criterios típicos de diseño, para varios tipos de lodos, son los siguientes:

Concepto		Lechos Abiertos	Lechos Cerrados
Area Requerida:			
Lodos primarios digeridos	[pies ² /capita] [m ² /capita]	1.0-1.5 0.09-0.14	0.75-1.0 0.07-0.09
Lodos primarios y activados	[pies ² /capita] [m ² /capita]	1.75-2.5 0.16-0.23	1.25-1.5 0.12-0.14
Lodos precipitados con aluminio o fierro	[pies ² /capita] [m ² /capita]	2.0-2.5 0.19-0.23	1.25-1.5 0.12-0.14
Carga de sólidos	[lb/pie ² -año] [kg/m ² - año]	10-28 48.8-136.7	12-40 58.6-195.3

Eficiencias del proceso

Una masa de lodos con 40 a 45 por ciento de sólidos se puede obtener en dos o seis semanas en un buen clima y con un lodo bien digerido, lodo primario o lodo mezclado. El tiempo de deshidratación puede ser reducido a un 50 por ciento si se cuenta con un acondicionamiento químico. Se puede lograr de un 80 a 90 por ciento de contenido de sólidos en lechos de arena pero normalmente los tiempos requeridos son imprácticos.

Requerimientos de energía

La energía (E_t) requerida por el proceso se estima tomando en cuenta la energía (E_m) usada por el manejo mecánico de lodos, energía (E_r) para la recuperación de la arena perdida y la energía (E_b) requerida para el bombeo de lodos (cuando se requiera). Puede ser estimada de la siguiente manera:

$$E_t = E_m + E_r + E_p$$

$E_m = 3.2E + 6$ Btu/año-Mgal/día del flujo de la planta a 900 lb sólidos secos/ Mgal del flujo de la planta.

$E_r = 10\%$ de E_r o $0.32E + 6$ Btu/Mgal/día del flujo de la planta.

$E_p = 1140$ (Mgal/día)* CDT/Eficiencia.

CDT = Carga Dinámica Total

Con un flujo de lodos de $0.5E + 6$ gal/día, una carga dinámica total (CDT) de 40 pies (12.2 m) y una eficiencia de 60%, La energía requerida para el bombeo será de 38,000 kWh/año.

Otras características

Impacto Ambiental: Un lodo pobremente digerido puede causar problemas de olores. Los requerimiento de terreno son grandes.

Limitaciones: El proceso normalmente se restringe para lodos bien digeridos o bien estabilizados, ya que el lodo pobremente digerido o crudo es oloroso, atrae insectos y no se deshidrata satisfactoriamente. Las grasas y aceites colmaran las camas de arena y por lo tanto retarda seriamente el drenado. El diseño de los lechos se afecta por las condiciones del clima, las características del lodo, el costo y disponibilidad del terreno y su proximidad a los poblados. La operación del sistema se restringe severamente durante periodos prolongados de congelamiento y lluvia.

ANEXO:

Ecuaciones para el cálculo de lechos de secado, considerando evaporación precipitación, contenido de sólidos, etc.:

$$T\{(30 \times H \times S_o)\} / \{(aE + bR)\} \times 1 / \{S_1\} - 1 / \{S_2\} + t_d$$

$$AS = \{Q_s \times 12 \times T\} / \{7.48 \times H\}$$

Donde:

- T = Tiempo total de secado [días]
- H = Profundidad del lecho [pulgadas]
- So= Porcentaje de sólidos en el influente [%]
- a = Factor de corrección de evaporación = 0.75
- E = Evaporación del agua [pulgada/mes]
- b = Factor de absorción de agua por el lodo = 0.57
- R = Precipitación del mes lluvioso [pulgada/mes]
- td= Tiempo de duración del drenado [días]
- S1= Porcentaje de sólidos después de td días [%]
- S2= Contenido de sólidos en el efluente
- AS= Area superficial requerida [pies²]
- Qs= Flujo de lodos [gal/día]

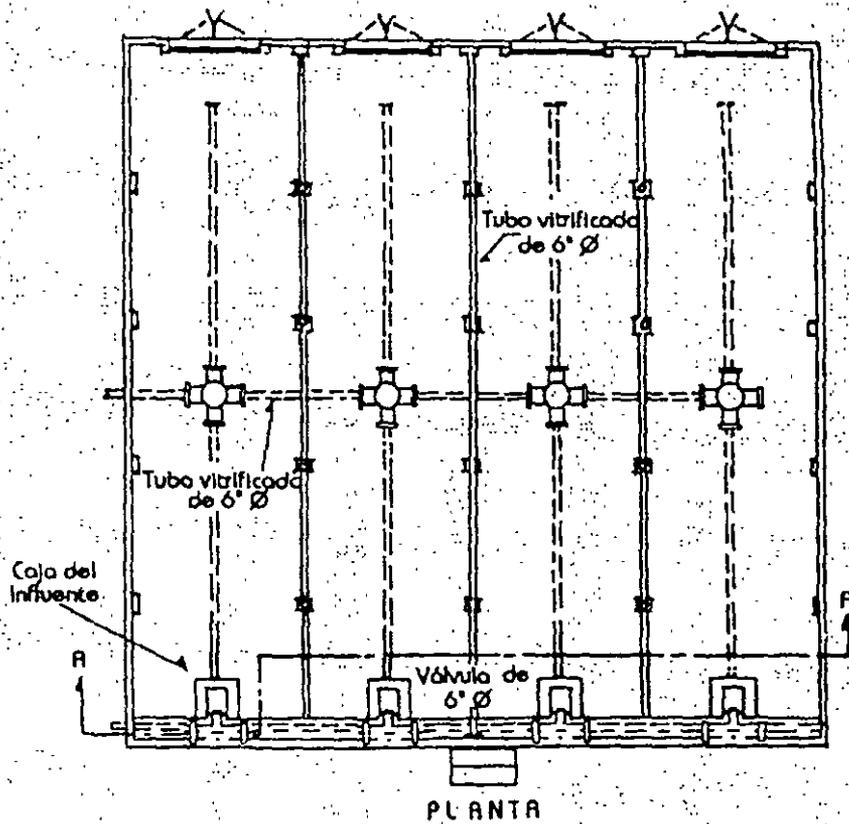


Fig. 12.9 Lecho de secado

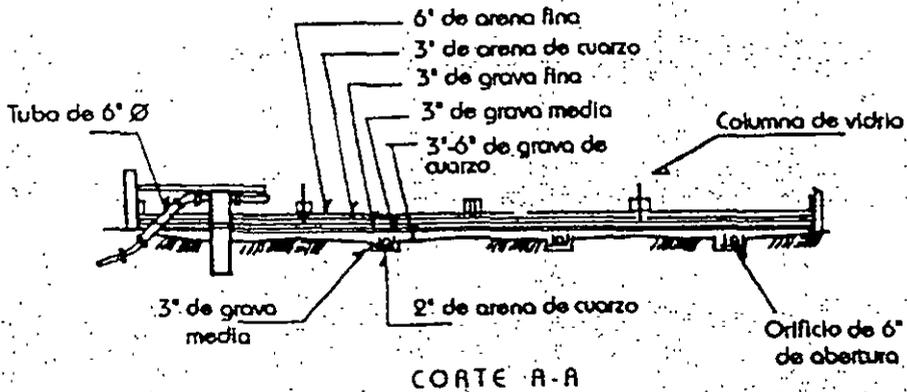


Fig. 12.10 Lecho de secado

Filtración al vacío

Este proceso de filtración es el que más uso tiene para la deshidratación de los lodos. La descripción del funcionamiento de los filtros al vacío no se tratará con detalle en este punto.

Los tipos de filtros de vacío empleados son los de tambor o los de discos. Para lodos de aguas residuales se usan los de tambor rotativo y carga exterior con alimentación por la parte inferior.

Aproximadamente la cuarta parte del tambor está sumergido en el lodo húmedo, conforme el tambor gira, el vacío aplicado en la parte interna del medio filtrante deshidrata el lodo y mantiene una capa de éste en el tambor.

El lodo entra por la parte inferior del filtro donde se agita continuamente para evitar su decantación. En el tanque donde se sitúa el lodo, está sumergido el tambor rotativo del filtro que se mueve a una velocidad determinada en el sentido que se indica por la flecha. El tambor está dividido en segmentos, cada uno de los cuales va unido a una válvula distribuidora por la que se hace el vacío necesario. La aplicación de vacío en el sector en contacto con los lodos hace que aparezca una torta en la superficie del tambor del filtro. Posteriormente, se separa el líquido filtrado, es lavado y se hace llegar el aire de soplado para despegue de la torta antes de que el raspador la desprenda totalmente del tambor.

La operación de secado por filtro rotativo de vacío resulta muy variable pues depende de muchos parámetros. El principal es la naturaleza del lodo y también tiene su importancia el acondicionamiento químico del mismo. La concentración de los lodos de entrada al filtro parece que debe ser alrededor del 8% en peso.

Los filtros rotativos de vacío se construyen con superficie de 2 a 60 m² y van provistos de varios tipos de tela filtrante. Estas pueden ser de muy diversos materiales: algodón, lana, nylon,

dracon y otros de tipo sintético; fabricándose con diferentes porosidades. También existen para usos determinados en acero inoxidable

El acondicionamiento de los lodos húmedos es necesario para alcanzar los rendimientos normales en los filtros de vacío. Los lodos con acondicionamiento permiten eliminar el agua más rápidamente generando una torta más espesa e incrementando la velocidad del cilindro del filtro.

El rendimiento de los filtros se expresa en $kg/cm^2 h$ y la calidad de los mismos se mide por la humedad contenida expresada en % en peso de sólidos. La humedad normal de salida suele estar entre el 70 y el 80%.

Ya que algunas veces la torta producida se seca mediante combustión húmeda o incineración, es fundamental que se alcance la sequedad prevista para no tener grandes consumos de combustible. Cuando se tratan los lodos para una incineración posterior, la torta debe tener del 60 al 70% de humedad.

Criterios de diseño

Filtración al vacío		
Tipo de Lodos	lb/h-pie ²	Kg/h-m ²
Rendimiento		
Sólidos frescos:		
Lodos primarios	4-12	19.5-58.6
Lodos prim. + filtros percoladores	4-8	19.5-39.1
Lodos primarios + activados	4-5	19.5-24.4
Lodos solamente activados	2.5-3.5	12.2-17.1
Sólidos digeridos:		
Lodos primarios	4-8	19.5-39.1
Lodos prim. + filtros percoladores	4-5	19.5-24.4
Lodos primarios + activados	4-5	19.5-24.4
Carga de sólidos (base seca)		
Lodos primarios	7-15	34.2-73.2
Lodos primarios digeridos	4-7	19.5-34.2
Lodos mezclados digeridos	3.5-5	17.1-24.4
La carga de sólidos esta en función de la concentración de los mismos, subsecuentemente de los requerimientos del proceso y del preacondicionamiento químico.		

Eficiencia del proceso

El ámbito de captura de sólidos es de 85 a 99.5 por ciento y la humedad de la masa es normalmente de 60 a 90 por ciento, dependiendo del tipo de alimentación, concentración de sólidos, acondicionamiento químico, operación y manejo de la unidad. La masa de lodos deshidratada es adecuada para el relleno sanitario, incineración o disposición en el suelo.

Consumo de energía

La energía eléctrica para la operación de las bombas al vacío, del filtrado y otras y para el

equipo mecánico puede ser estimada en base a 11,000 kWh/año/Mgal/día para lodos biológicos y de 42,000 kWh/año/Mgal/día para lodos de cal.

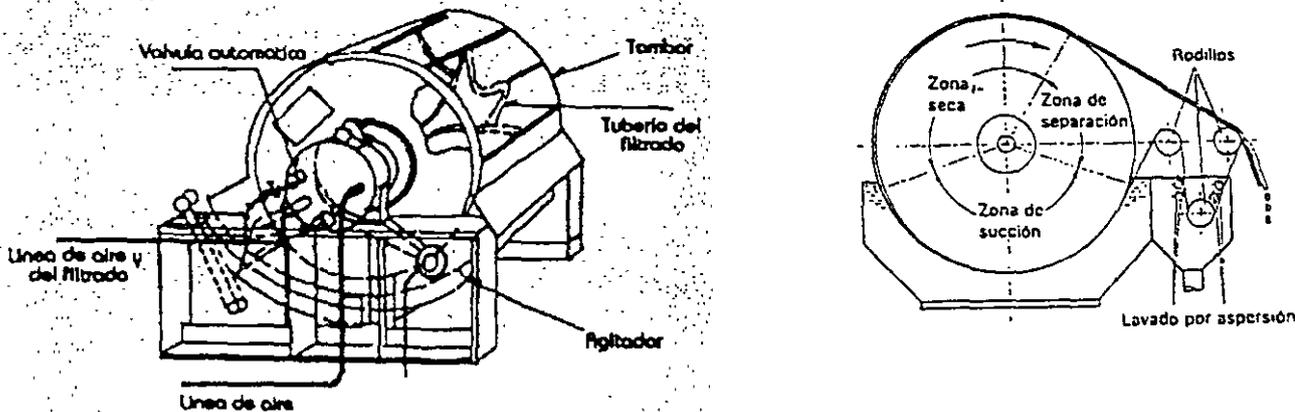
Confiabilidad del proceso

La adición de dosis elevadas de cal puede causar un requerimiento de lavado frecuente de los medios filtrantes de las unidades. Se requiere de un muy buen conocimiento en la operación de las unidades para mantener un nivel alto de confiabilidad. Se requiere de un monitoreo frecuente para obtener masa de lodos manejables.

Centrifugación

El funcionamiento de centrifugación se basa en la separación sólido-líquido por diferente densidad y espesamiento de lodos, sometiéndolos a fuerzas centrífugas de hasta 5,000 veces la gravedad.

La elección de la centrifuga a usar debe estar basada en el estudio del lodo a desecar y en la práctica en este tipo de secado. La selección se realiza con base en el tipo de sólidos, consumo de coagulantes, caudal tratable en cada caso y concentración de la torta de descarga.



a) Elementos

b) Diagrama esquemático

Fig. 12.11 Filtro al vacío

Las centrifugas en general son equipos compactos, completamente cerrados (lo cual reduce la emisión de malos olores), que requieren poco espacio para su instalación. Son útiles especialmente en la deshidratación de lodos que puedan obstruir los medios filtrantes. La torta de lodo contiene aproximadamente 75 a 80% de humedad (Qasim, 1985).

La principal desventaja del funcionamiento de las centrifugas es la eliminación del líquido que es rico en sólidos suspendidos no sedimentables. El envío del agua separada a la sección de tratamiento de líquidos puede elevar considerablemente la carga orgánica, disminuyendo la

calidad del efluente (EPA, 1987).

Para aguas residuales, hay tres tipos fundamentales de centrifugas que son:

a) Centrifugas de cesta

Estas centrifugas suelen ser pequeñas, usándose incluso en algunos casos para hacer pruebas piloto. El tanque tiene un diámetro entre 0.3 y 1.20 m.

Las centrifugas de cesta normalmente operan entre 1,000 y 1,3000 G, aumentando la concentración de la torta y la clarificación del líquido centrifugado al incrementar la aceleración de la máquina. Sólo admiten caudales de tipo medio y dan como resultado una gran recuperación de sólidos normalmente sin coagulante.

Una de las características de este tipo de centrifugas son las rastras automáticas para la eliminación de la torta colocada en el interior de la cesta. También cuentan con indicadores de espesor de torta, colador del líquido centrifugado y una descarga para mantener el anillo líquido dentro de la centrifuga.

Estas centrifugas son discontinuas, teniendo que interrumpirse el trabajo durante unos minutos para la descarga de la torta. El ciclo completo de centrifugación está comprendido entre 6 y 30 min.

La recuperación puede llegar a ser del 90% en algunos casos; sin embargo, los lodos activos de aguas residuales industriales son difíciles de clarificar.

Los caudales a tratar en estas centrifugas son pequeños al ser discontinuas y tener que parar para extraer la torta. El caudal máximo por ciclo no suele sobrepasar los 180 l/min siendo la concentración de la torta pequeña, del 10 al 20% en sólidos totales. El consumo de energía eléctrica es bajo.

b) Centrifugas de tornillo sinfín

Este tipo de centrifugas es el más usado en la actualidad para lodos de aguas residuales industriales al admitir grandes cantidades de sólidos en suspensión, pudiéndose eliminar en continua la torta concentrada. Por lo tanto, al no tener que parar la máquina, los caudales que se pueden tratar son grandes.

La aceleración de estas máquinas varía de 2,000 a 4,500 G, mostrándose un esquema de las mismas en la Fig. . En ésta se pueden distinguir las dos posibilidades que existen en cuanto al sentido del recorrido de la torta y del líquido centrifugado.

Independientemente, existe la posibilidad de que la alimentación, además de ser central como se indica en la figura sea también tangencial.

El movimiento de la cesta y el del tornillo sinfín son independientes, existiendo la posibilidad de que ambos sean movidos por un sólo motor y la transmisión a la cesta sea mediante poleas, o lo sean por motores autónomos.

El tornillo sinfín debe estar protegido por un dispositivo diferencial que se dispara parando instantáneamente la máquina ante cualquier sobrecarga.

La cesta va cubierta por una carcasa para eliminar olores y ruidos. Esta es, además un elemento de seguridad para evitar accidentes durante el funcionamiento.

Aparte de la variación del campo de aceleración, se puede ajustar a la altura del anillo líquido del centrifugado para obtener una mayor clarificación del mismo.

En la configuración interior, la relación entre la parte cilíndrica y cónica, y el ángulo de la misma (entre 5° y 10°), afectan grandemente a la descarga de la torta. Por este motivo, dichos conceptos son objeto de estudios exhaustivos por cada fabricante.

Es común el empleo de polielectrolitos en este tipo de centrifugas, ya que aumentan la concentración de la torta y eliminan finos en el líquido centrifugado. La dosificación de estos polielectrolitos se hace en una concentración del 0.1 a 0.2% y el punto de aplicación puede estar antes de la entrada a la centrifuga o dentro de ella. La cantidad de polielectrolito que se puede llegar a dosificar (para lo cual hay que calcular el sistema de dosificación del mismo) es de 5 kg por tonelada de sólidos secos introducidos en la centrifuga.

La pieza más sensible de estas máquinas es el tornillo sinfín que debe ser revisado cada seis meses de funcionamiento.

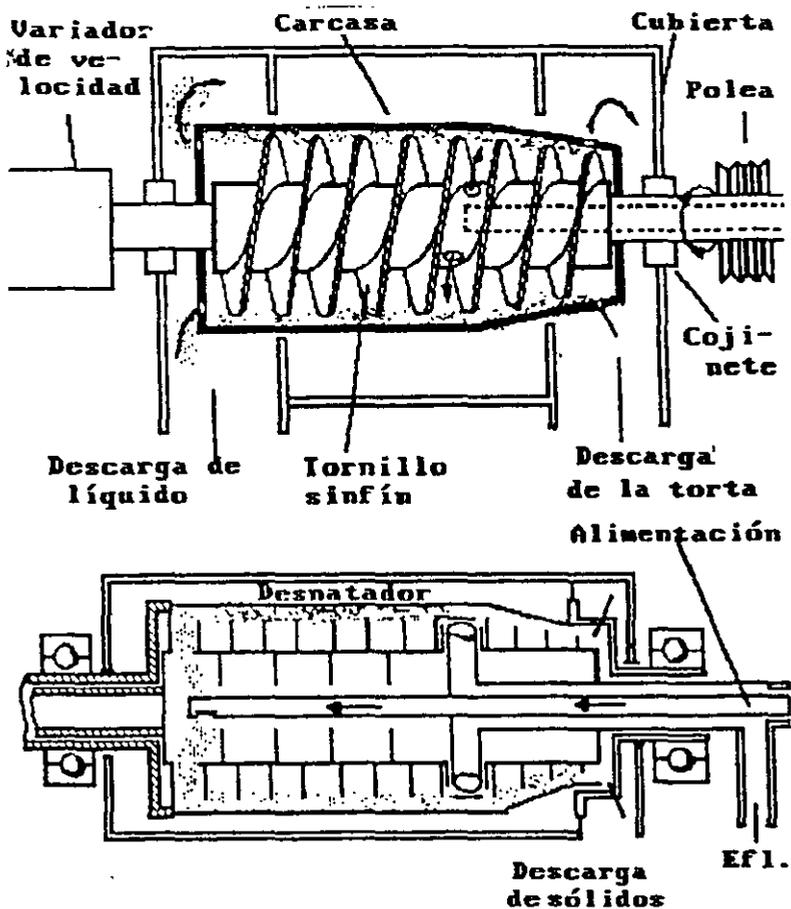


Fig. 12.12 Esquema de centrifuga de tornillo sinfín.

c) Centrifugas de discos

Estas centrifugas son aconsejables para la concentración de lodos activos y, en general para lodos de partículas muy finas, como pueden ser los resultantes de la floculación con alúmina de las aguas potables y residuales. No son aconsejables para lodos fibrosos.

Con estas centrifugas se pueden manejar grandes caudales con relativa eficacia en el líquido clarificado. Dadas sus grandes campos centrifugos, que pueden llegar hasta los 8,000 G; es posible usarlas para separar emulsiones.

La centrifuga de discos está suspendida por un eje vertical y cubierta por una carcasa protectora. Además, cuenta con un motor apropiado que puede estar en la parte superior o en la inferior y es soportado por un bastidor. En la parte superior de la carcasa está la salida del líquido centrifugado mientras que por la inferior la de la torta de sólidos.

Las dimensiones más comerciales de estas centrifugas varían desde 20 a 80 cm para el diámetro de la carcasa que contiene los discos. La construcción de estas máquinas se hace en acero inoxidable, generalmente, para eliminar la corrosión.

La aplicación fundamental de este tipo de centrifugas es la concentración del lodo activo sin mezcla de lodo primario y con bajas concentraciones, de 0.3 a 1.0 % en sólidos en suspensión. Otro uso importante, es la separación de aceites de emulsiones acuosas en refinerías.

En la instalación de estas máquinas es muy aconsejable la colocación de rejillas o dilaceradores con objeto de evitar posibles obstrucciones. Un sistema eléctrico desconecta el motor de accionamiento en cuanto hay sobrecargas.

Otro punto de gran interés es la sequedad de la torta de lodos y su posterior manejo en función de los equipos existentes. Por último, siempre se debe considerar el costo de las máquinas y de los equipos auxiliares como, por ejemplo, el sistema de dosificación de polielectrolitos.

Descripción del proceso

El lodo se alimenta a flujo continuo a un cajón rotatorio, donde se separa una masa densa con sólidos y un líquido diluido. El líquido contiene sólidos finos de baja densidad, y es retomado al influente del espesador o del sedimentador primario. La masa de lodo, que contiene aproximadamente 75 a 80% de humedad, es removida de la unidad para su disposición o tratamiento adicional. La concentración de sólidos varía del 15 al 40%, dependiendo del tipo de lodos. Reducciones menores del 25% no son, en general, económicamente factibles. El proceso no requiere normalmente de acondicionamiento químico.

Criterios de diseño

Cada instalación del equipo de centrifugación es específica para cada planta y depende del a línea de productos del fabricante y/o distribuidor. Existen unidades sólidas con diámetros de hasta 54 pulgadas (137 cm) y capacidades máximas de aproximadamente 100 tons/h de sólidos secos, con requerimientos de energía hasta de 75 HP. Existen unidades de disco con capacidad de hasta 400 gal/min (25 l/seg) de concentrado.

Eficiencia

Recuperación de sólidos en centrifugas de cajón sólido de 50 a 75 por ciento, sin adición de químicos, y de 80 a 95 por ciento con adición de químicos. La concentración de sólidos es de 15 o 40 por ciento, dependiendo del tipo de lodos.

Consumo de energía

En unidades tipo disco, la colmatación de los orificios de descarga es un problema si se detiene la alimentación a las centrifugas, si se interrumpe o si se reduce por debajo de los valores mínimos.

Filtración a presión

Existen dos tipos de filtros a presión, los filtros prensa y los filtros banda.

Filtros prensa

Existen diferentes tipos de filtros prensa. Uno de los más empleados para la deshidratación de lodos es el filtro prensa de marco y placas. Está compuesto por marcos rectangulares prensados entre dos placas cubiertas con tela filtrante (ver figura 12.13). Los marcos, la tela y las placas se encuentran alternados en pilas horizontales, formando una serie de cavidades de paredes porosas. La unidad tiene un extremo fijo y uno móvil, en el que se aplica presión por medio de un mecanismo hidráulico para mantener las placas y marcos prensados durante el periodo de filtración.

El lodo, previamente acondicionado, se alimenta al espacio formado entre las placas. Se aplica presión ente 4 y 14 kg/cm² durante 1 a 3 horas, forzando el paso del líquido a través de la tela filtrante y de los orificios de salida de las placas. El espesor de la torta de lodo varía entre 2.5 y 3.5 cm y el contenido de humedad entre 55 y 70% (Metcalf y Eddy, 1979). El tiempo necesario para completar un ciclo de filtración comprende el tiempo requerido para llenar la prensa, el tiempo que el sistema se mantiene a presión, el tiempo requerido para lavar y descargar la torta y el tiempo requerido para cerrar la prensa.

Otro tipo de filtro prensa desarrollado recientemente es el filtro prensa de diafragma o de volumen variable (EPA; 1987). Es similar al filtro prensa de marco y placas pero, en este caso, el filtro cuenta con un diafragma localizado detrás de la tela filtrante. El sistema opera en etapas: primero se llena la prensa con el lodo previamente acondicionado y se aplica presión relativamente baja (7-10.5 kg/cm²) para que el agua empiece a drenar y se forme parcialmente la torta de lodo. Una vez que se ha cargado la prensa, la alimentación de lodos se detiene y se inicia el ciclo de compresión con el diafragma, por medio de aire o agua a presión al espacio formado entre el diafragma y las placas. De esta forma la torta de lodo es oprimida contra las paredes, consiguiendo una mejor eliminación de líquido. La presión aplicada al lodo se eleva entonces hasta 14-17.5 kg/cm². Esta compresión aumenta la concentración de sólidos en la torta entre 5 y 10 % de la forma adicional (EPA < 1987). Cuando finaliza este ciclo se abren las placas y se procede a descargar la prensa.

La deshidratación de lodos en filtros prensa produce una torta con una concentración de sólidos muy alta, probablemente la más alta que se pueda obtener por medios mecánicos. Sin embargo, requiere más atención por parte de los operadores que cualquier otro equipo similar, además de que los costos de operación y mantenimiento involucrados son altos.

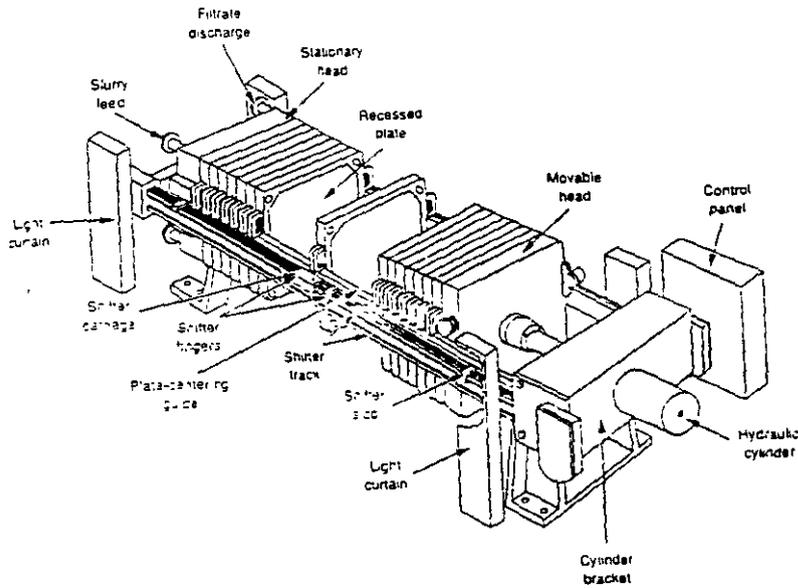


Fig. 12.13 Esquema de un filtro prensa de marco y placas

Filtros de bandas

El diseño de los filtros banda está basado en un concepto muy simple. El lodo es prensado entre dos bandas porosas que pasan tensadas alrededor de rodillos de diferentes diámetros. La presión sobre el lodo aumenta conforme el diámetro de los rodillos disminuye. La fig. 12.14 muestra un esquema simplificado de un filtro de bandas típico.

El proceso normalmente se lleva a cabo en cuatro etapas:

- Acondicionamiento con polímeros;
- zona de drenado por gravedad;
- zona de baja presión;
- zona de alta presión.

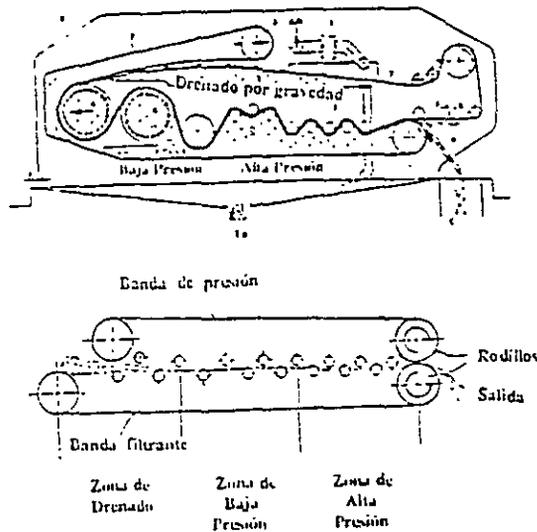


Fig. 12.14 Esquema de un filtro de lodos de banda típico

El lodo previamente acondicionado se descarga sobre la banda superior en la zona de drenado por gravedad. En esta sección, el agua libre en el lodo drena a través de la banda por efecto de la gravedad alcanzándose un aumento en la concentración de sólidos entre 5 y 10% con respecto a la alimentación (EPA, 1987). En esta fase el volumen del lodo se reduce en aproximadamente 60%.

La zona de baja presión es el área donde las bandas superior e inferior se juntan, apresando entre ellas al lodo. Esta zona es muy importante porque se comienza a formar una torta de lodo firme que debe resistir la fuerte presión en la siguiente etapa.

En la última etapa las bandas pasan alrededor de una serie de rodillos, generalmente de diámetro decreciente, comprimiendo y deshidratando al lodo.

Algunas ventajas importantes de este tipo de filtro son:

- Su operación es continua;
- produce una torta bien deshidratada (20 a 30% de sólidos);
- consume poca energía.

Su principal desventaja es la corta vida de las bandas (epa, 1987)

Descripción del proceso (filtro prensa)

El lodo adicionado químicamente se bombea entre dos placas, se aplica presión de aproximadamente 60 a 80 psi y se mantiene en esas condiciones durante 1 a 3 horas. Esto fuerza al líquido a pasar por un medio filtrante y salir del filtro, las placas se separan y el lodo es removido. El filtrato es normalmente retornado al influente de la planta. El espesor de la masa de lodo varía de 1 a 1.5 pulgadas (2.54 a 3.81), el contenido de humedad varía de 55 a 70% y el tiempo de filtración de 3 a 8 horas. Estudios extensivos recientes muestran que los filtros prensa pueden operar con un diferencial de presión máximo de 100 psi y en algunos casos hasta 225 psi, produciendo masas de lodo con concentraciones de sólidos superiores al 50%. Los productos químicos usados son la cal, cloruro férrico, ceniza muy fina, polímeros de alumbre u otros, dependiendo del tipo y características del lodo.

Criterios de diseño

Volumen de cámara [pies ³ /camara]	0.75-2.8
[m ³ /camara]	0.21-0.79
Area de filtro [pies ² /camara]	14.5-45
[m ² /camara]	1.35-4.18
Número de cámaras	hasta 100
Espesor de la masa de lodos [pulg]	1 - 1.5
[cm]	2.54-3.81
Flujo de lodos de [lb/ciclo-pies ²]	2
alimentación (base seca) [kg/ciclo-m ²]	9.8

Eficiencia del proceso

En general, se pueden obtener masas con concentraciones de sólidos de 25 a 50 por ciento. Se han obtenido masas con concentraciones de 45 por ciento con acondicionamiento químico (de 5 a 7.5 por ciento FeCl₃ y de 10 a 15 por ciento de cal) y ciclos de 1.0 a 2.0 hr. Con acondicionamiento de 100 a 250 por ciento de cenizas muy finas, se han conseguido masas con concentraciones de 50 por ciento en lodos, de varios tipos, con contenido de SST de 1 a 10 por ciento.

Consumo de energía

Centrifugación: Los requerimientos de energía eléctrica dependen del tamaño y tipo de centrifuga a usar, pero pueden ser estimados en base a 18,000 kWh/año/ton de sólidos secos/día para lodos de cal y de 35,500 kWh/año/ton de sólidos secos/día para lodos biológicos.

Confiabilidad del proceso

Filtración a Presión: El desgaste de los empaques de las placas es un problema frecuente, lo cual requiere mantenimiento.

12.8 INCINERACIÓN

La incineración es la combustión completa de todas las sustancias orgánicas presentes en el lodo. Es el método más eficiente de estabilización, ya que destruye totalmente los organismos presentes en el lodo, elimina los malos olores y transforma todo el material orgánico a dióxido de carbono, agua y cenizas.

Actualmente, la incineración de lodos se lleva a cabo con gran éxito en hornos de pisos múltiples, incineradores de lecho fluidizado y sistemas de secado instantáneo (Cheremisinoff, 1988)

Debido a que es un equipo relativamente simple, durable y lo suficientemente flexible para quemar una amplia variedad de materiales, el horno de pisos múltiples es uno de los dispositivos más eficientes y antiguos empleados para el secado e incineración de lodos (EPA, 1979). Consiste de un cilindro metálico con varios hogares dispuestos en planos horizontales y una flecha central giratoria que acciona rastras para cada piso. El lodo previamente deshidratado se alimenta a través de una compuerta en lo alto del horno y va bajando de piso con la ayuda de las rastra. En los pisos superiores se vaporiza el exceso de humedad y se enfrían los gases de escape. En los pisos intermedios los sólidos volátiles se queman y, finalmente los pisos inferiores se usan para la combustión lenta de algunos compuestos y para el enfriamiento de las cenizas. La temperatura de operación en la sección superior es de aproximadamente 550° C, en la sección intermedia entre 900 y 1000°C y de 350°C en el fondo del incinerador (Vesilind, 1979).

La incineración en lecho fluidizado se lleva a cabo en un lecho de arena utilizado como depósito térmico para favorecer la combustión uniforme de los sólidos. En este caso, es totalmente indispensable que el lodo sea previamente deshidratado y precalentado, aproximadamente hasta 700°C, antes de entrar al reactor de lecho fluidizado (Vesilind, 1979). Dentro del reactor el lodo se seca y oxida a aproximadamente 815°C, mientras que los gases resultantes de la combustión, la ceniza y el vapor de agua salen a través de un separador (por vía húmeda) donde se separa la ceniza de los gases, los cuales salen por una chimenea (Metcalf y Eddy, 1979).

El sistema de secado instantáneo se utiliza para el secado o para la incineración de lodos: pueden realizar ambas operaciones simultáneamente. Parte del material ya secado se mezcla con la alimentación de lodo y el conjunto se seca con una corriente de gases calientes. Tras la separación de los gases del lodo seco en un ciclón, se divide el lodo seco en dos corrientes enviándose una parte de él a la entrada para mezclarse con lodo crudo y la otra al horno de incineración o a su disposición como lodo seco. El vapor del ciclón se regresa al horno para su deodorización.

Incineración de lodos.

La incineración de lodos de aguas residuales consiste básicamente en dos procesos:

- . Evaporación del agua.
- . Incineración de la sustancia seca con una cierta adicción de combustible, en caso de que el contenido de calor de la sustancia seca no proporcione el calor necesario para la evaporación.

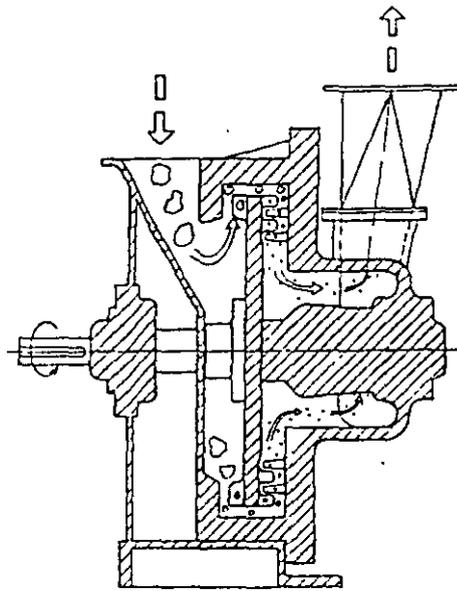
La ignición prácticamente sólo puede iniciarse cuando el último contenido de agua ha sido

evaporado. En vista de que los lodos crudos, independientemente de la forma de deshidratado, contienen del 40 al 75% de agua, la incineración de lodos es principalmente un problema de presecado del lodo.

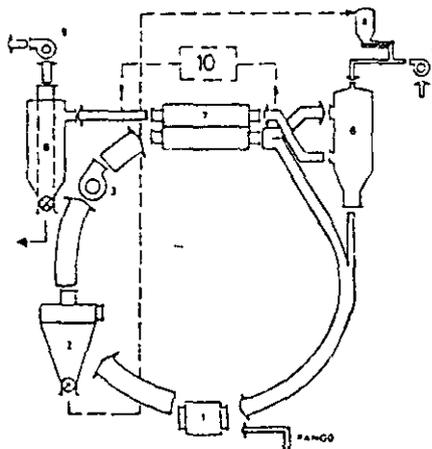
Para realizar la incineración de lodos, acorde con las ideas apuntadas anteriormente, dos elementos deben ser seleccionados con sumo cuidado:

- . el molino secador y
- . el incinerador de polvo

El molino secador es una máquina, que simultáneamente seca y tritura el material, mientras se obtiene el producto pulverizado. En el secador de lodos, puede ser obtenido un contenido de agua del producto fino seco comprendido entre el 3 y el 10%.



Molino-Secador



- 1 molino secador
- 2 separación de materia seca
- 3 soplador de vapores
- 4 almacenado de materia seca
- 5 ventilador de aire primario
- 6 inflamador de polvo
- 7 intercambiador de calor
- 8 filtro
- 9 ventilador de flujo de gases

Diagrama del sistema de incineración
(Tipo VON ROLL)

Ventajas y Desventajas

La incineración ofrece significantes ventajas sobre las anteriores opciones de uso o disposición, reduce el lodo a un residuo compacto que consiste de aproximadamente un 20% del volumen original de los sólidos y esto elimina algunos problemas ambientales por la completa destrucción de patógenos y la degradación de muchos tóxicos orgánicos. Los metales, sin embargo, no son degradados, y su concentración aumenta en las cenizas.

Un problema potencia con los sistemas de incineración es la fiabilidad de operación. Es así porque la incineración está más altamente mecanizada que otras alternativas de uso o disposición, y está sujeta a la variabilidad en la cantidad y calidad del lodo y a errores en el equipo y en la operación. La inconsistente calidad del lodo alimentado y el pobre mantenimiento pueden incrementar grandemente la frecuencia de éstos problemas.

Se puede usar la incineración como el método último de disposición de los lodos, y cuando éstos han sido desecado para obtener un contenido mayor de aproximadamente 30%, el calor de combustión de los sólidos de los lodos es suficiente para evaporar el contenido residual de agua. No obstante la incineración no resuelve completamente el problema de la disposición, porque todavía es necesario disponer la ceniza residual, descargándola sobre el terreno o en el mar. La ceniza se puede también aprovechar en el acondicionamiento de lodos y como un auxiliar filtrante en la desecación.

Oxidación húmeda

El proceso de oxidación o combustión húmeda se lleva a cabo a presión y temperatura elevadas en presencia de agua líquida. Ha sido patentado y comercializado con el nombre de proceso Zimpro (EPA, 1974). Operando a temperatura y presión menores se emplea como acondicionamiento para la deshidratación.

A diferencia de los procesos convencionales de combustión, este proceso realiza la oxidación de lodo crudo húmedo. Si se aplica la temperatura, presión y tiempo de reacción adecuados y se proporciona al sistema el aire u oxígeno suficientes, se alcanza el grado de oxidación deseada.

El lodo crudo se mezcla con aire a presión y se envía a través de una serie de intercambiadores de calor al reactor, el cual se encuentra a presión regulada con el propósito de mantener el agua en fase líquida a la temperatura de operación del reactor, entre 175 y 316°C (Metcalf y Eddy, 1979). Los productos que salen del reactor son una mezcla de gases, líquido y cenizas.

Pirólisis

La mayoría de las sustancias orgánicas son térmicamente inestables, por lo que al calentarse en una atmósfera deficiente en oxígeno se llevan a cabo reacciones químicas durante las que se producen fracciones gaseosa, líquida y sólida. A este proceso se le conoce como pirólisis. En contraste con los procesos de combustión, que son altamente exotérmicos, la pirólisis es un proceso endotérmico.

La pirólisis se lleva a cabo a temperaturas desde 370 a 870°C en ausencia de aire o cualquier otro gas que facilite la combustión

12.9 DISPOSICIÓN DE LODOS Y CENIZAS

Una vez que los lodos han sido tratados, están listos para su disposición final. Los métodos comunes para llevarla a cabo son:

- Relleno sanitario;
- uso como mejorador de suelos;
- disposición sobre terrenos;
- confinamiento controlado;

El método elegido determina en gran medida el tipo de tratamiento previo que requieren los lodos.

Sistema de Composteo

Descripción del Sistema de Composteo

El sistema de composteo se define como la estabilización biológica de la materia orgánica bajo condiciones controladas. La estabilización ocurre en presencia de oxígeno; esto diferencia al composteo de otros procesos naturales que no se llevan a cabo bajo condiciones controladas, como son la putrefacción o fermentación.

Durante el composteo moléculas orgánicas complejas son descompuestas en componentes simples, esto a través de la actividad y crecimiento de las bacterias, actinomicetos y hongos; logrando así que los residuos orgánicos después del proceso aún se degraden pero en un grado muy bajo, siempre que la actividad microbiológica sea favorable. Durante el proceso los microorganismos utilizan una porción de carbono y nitrógeno para la síntesis de materiales celulares, de esta forma crecen y su actividad y los procesos mismos de su desarrollo (respiración) generan calor, teniendo como consecuencia un incremento en la temperatura; de esta forma un tipo particular de microorganismos llega a predominar, los llamados termofilicos. El rango óptimo de temperatura para estos microorganismos está entre 40 y 75 °C.

La intensidad y duración de este valor interno produce la rápida destrucción de microorganismos patógenos. De esta forma los compuestos orgánicos productores del mal olor son rápidamente eliminados, asegurando la estabilidad del producto final. El composteo es un método que elimina la necesidad de digestores y otros procedimientos costosos.

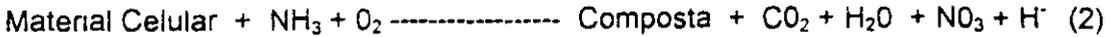
Son parámetros determinantes en el proceso de composteo: el contenido de humedad, la temperatura, el pH, nutrientes y la concentración de oxígeno:

Fase 1: Alta reacción. Composteo.

Bacterias



Fase 2: Baja reacción. Curado



En la Fig. se puede observar un diagrama de flujo del sistema de composteo. Los dos componentes básicos del composteo son: lodo y material acondicionador.

Materiales acondicionadores.

Para asegurar el rápido composteo aerobio, el lodo debe ser mezclado como un material acondicionador que proporcione la estructura, textura y porosidad necesarias para la aeración mecánica. El material acondicionador, generalmente orgánico, puede funcionar como una fuente de carbono que proporciona energía adicional para los microorganismos durante el composteo.

Las cantidades necesarias de material acondicionador están en función del contenido de humedad del lodo. Se requiere que el material acondicionador esté lo suficientemente seco para proporcionar la porosidad necesaria para el flujo de aire, una vez mezclado con el lodo y colocado en el sitio de composteo. Par un lodo desaguado con un 20% sólidos, la relación más efectiva de agente acondicionador-lodo se encuentra entre 1:1 y 4:1 en un volumen básico aparente. La mezcla debe ser porosa y no contener líquido libre.

Estos materiales deben también tener la suficiente capacidad de absorber humedad para producir la deshidratación del lodo. Muchos materiales considerados como desperdicios presentan las propiedades necesarias de un material acondicionador, tales como: aserrín, viruta, cascarilla de arroz, cascarilla de cacahuate y bagazo de caea.

Algunos materiales acondicionadores pueden ser reutilizables. Muchas veces algunos pueden llegar a formar parte de la composta. De esto depende el valor que pueda tener la composta en el mercado.

Proceso de composteo.

La secuencia de las operaciones en el proceso de composteo es la siguiente:

Mezclado

El lodo y material acondicionador deben ser mezclados de manera que los terrones de lodo no sean más grandes de 7.5 cm de diámetro. Si son más grandes el rango de descomposición es bajo y no se alcanza las temperaturas óptimas. Varias máquinas pueden ser usadas para realizar esta operación. Por ejemplo, un cargador frontal, rotatorias o equipo sofisticado pero resulta más costoso.

El lodo y el material acondicionados pueden mezclarse directamente en el área de composteo con un cargador frontal o en un sitio cercano al filtro prensa por medio de un mezclador estacionario.

Composteo

Después del mezclado se realiza la operación de composteo. Durante este periodo, la mezcla es aereada y el proceso biológico descompone el lodo y genera altas temperaturas (mayores

de 55°C) destruyendo los microorganismos patógenos. El oxígeno requerido para el proceso puede suministrarse por medios mecánicos o por aeración forzada.

Curado

Después del proceso de composteo, la composta fresca se someterá a un proceso de curado o estabilización. Esta fase se caracteriza por bajas temperaturas, bajos consumos de oxígeno y poca producción de olor. En esta etapa de curado, la degradación y estabilización del producto continúa lentamente. Representa un seguro adicional en la degradación de tóxicos orgánicos y reducción de patógenos. Durante el curado, la composta debe almacenarse en un sitio cubierto para evitar que absorba humedad.

Secado y cribado.

Estas operaciones son opcionales y se realizan dependiendo de las características que se desean en el producto final. Si es necesario el cribado y la composta fresca presenta un exceso de humedad, la operación de secado debe realizarse antes del cribado. En caso de que la composta esté lo suficientemente seca para realizar un adecuado cribado (contenido de humedad por debajo del 35%), el secado no se realiza. Si es enviada al almacén, la composta debe tener un contenido de humedad del 15%.

El cribado tiene como propósito la recuperación de una parte del material acondicionador para reciclarlo y proporcionar al producto características que favorezcan su comercialización. Si la composta fresca presenta las características deseada y no es necesario recuperar material acondicionador, esta operación no se realiza.

Almacenamiento

Durante esta etapa la composta continúa estabilizándose y no se presentarán problemas si la operación de composteo se realizó satisfactoriamente; y si su contenido de humedad sobrepasa el 15%, habrá un incremento en la temperatura de la composta.

Distribución

El sistema de distribución depende de la localización y del tipo de mercado (viveros, reforestación, recuperación de suelos, etc.).

Factores que influyen en el proceso de composteo

Humedad

La humedad óptima para el proceso de composteo se encuentra entre 40 y 60% (en peso), valores menores disminuyen la rapidez del proceso porque el agua es esencial para el crecimiento microbiano y por arriba del 60% hay disminución en el espacio disponible para la circulación del aire y pueden presentarse condiciones anaerobias reduciendo a su vez la temperatura y produciendo olores.

Temperatura

La temperatura en el proceso de composteo es el principal indicador de qué tan bien está operando el proceso. La relación entre tiempo y temperatura proporciona un índice relativo a la destrucción de microorganismos patógenos. Por ejemplo, a una temperatura de 55°C

durante 3 días consecutivos se puede asegurar la destrucción total de patógenos.

A medida que avanza el proceso, la temperatura se incrementa rápidamente y pasa de un rango mesofílico a uno termofílico, cuando alcanza los 40°C. La descomposición de materiales orgánicos es más rápida en un rango termofílico. Dentro de este rango termofílico las temperaturas óptimas se encuentran entre los 55 y 60°C.

El contenido de humedad, la tasa de aeración, la forma de la pila, las condiciones atmosféricas y el contenido de nutrientes, influyen en la distribución de la temperatura en el proceso de composteo.

pH

Las características químicas, tanto del lodo residual como del material acondicionador pueden causar efectos adversos en el proceso de composteo. Es recomendable, para la mezcla lodo-material acondicionador, un pH entre 5 y 8, de esta forma se asegura el crecimiento y actividad óptimos de los microorganismos responsables del proceso. Es por esto que las características químicas de los residuos son importantes para la sucesiva estabilización de estos por composteo.

Nutrientes

Esto se refiere a la relación C/N. La descomposición puede ser limitada por la cantidad de carbono (C), nitrógeno (N) o la relación (C/N). Para que el proceso de descomposición proceda rápidamente, la relación C/N deberá encontrarse entre 30:1 y 40:1 y la ideal dentro de este rango es de 35 (1). Con relaciones más bajas, habrá pérdida de N a través de la volatilización en forma de amoníaco y éste es posiblemente el nutriente simple más importante para las plantas. A su vez una elevada relación (50:1) limita el proceso de composteo porque el N no es suficiente para mantener la población microbiana. Como los residuos tienen una relación aproximada de alrededor de 10:1, para asegurar un efectivo composteo, debe ser incrementada a cerca de 30:1 mediante la adición de material acondicionador rico en carbono.

Oxígeno.

Es necesario un suministro constante de oxígeno para asegurar las condiciones aerobias del proceso. Los niveles recomendables deben mantenerse en un rango de 5 a 15% en volumen. Un incremento de la concentración de oxígeno arriba del 15% resultará en una disminución de la temperatura. Una carencia de O₂ puede provocar condiciones anaerobias, con la consecuente generación de olores. Las condiciones aerobias son mantenidas por medio de inyección de aire a la pila de composteo en una determinada proporción y en algunas ocasiones este aire se envía a una pequeña pila filtro de olor compuesta de composta curada y cribada, donde los olores son absorbidos.

Sistemas de Composteo

Camellón

En este sistema la mezcla lodo-material acondicionador es colocada en pilas largas que son aeradas por volteo mecánico.

Las pilas deben aerearse diariamente en la primera etapa del proceso, cuando el sistema tiene

una alta demanda de oxígeno, y posteriormente 3 veces por semana, de esta forma se asegura que todos los puntos de la pila queden expuestos a las altas temperaturas y eliminar así microorganismos patógenos.

La sección transversal de la pila, debe ser trapezoidal o triangular dependiendo del equipo usado para el volteo de la pila. Las dimensiones típicas de la pila son: 4.5 m de ancho y de 1-2 m. de altura.

El composteo en camellones afectado por factores climatológicos y por esta razón se dificulta su control.

Los períodos de composteo y curado para este método son de: 21 y 30 días respectivamente.

Este sistema se ha utilizado en Beltsville, Maryland, USA.

Pila Estática

Un sitio de composteo, cercano a la planta de tratamiento de aguas residuales, disminuye los costos por acarreo y transporte del lodo, material acondicionador y equipo y disminuye los requerimientos de mano de obra, logrando con esto una utilización más efectiva del espacio asignado para la operación de composteo.

El tamaño de la pila puede ser adaptado de acuerdo a las diferentes tasas de producción de lodo, de cada planta de tratamiento.

En este sistema de composteo el equipo de aeración consiste en una serie de tuberías perforadas, colocadas en la parte inferior de la pila, el aire se suministra por medio de un soplador. La tubería se cubre con una capa de material acondicionador, para suministrar una aeración uniforme. Sobre esta capa protectora se construye la pila, la cual se cubre con composta cribada o sin cribar, que sirva para aislar y ayudar a mantener la temperatura uniforme y conseguir una superficie impermeable, para prevenir que el lixiviado llegue a agua subterránea o al equipo. Ver. Fig.

Temperaturas alcanzadas durante el composteo.

La descomposición microbiana de la fracción orgánica volátil del lodo en una atmósfera aerobia provoca un aumento en la temperatura de toda la pila a cerca de 60°C destruyendo de esta forma a organismos patógenos que pueden causar enfermedades. Las temperaturas en la pila se incrementan rápidamente al rango termofilico o más altas. Estas comienzan a bajar después, indicando que la microflora ha utilizado la mayoría de los materiales orgánicos biodegradables y que el lodo residual ha sido estabilizado y transformado en composta.

Aeración y fuente de oxígeno

Los ventiladores centrífugos con aspas axiales son generalmente los mecanismos más eficientes para desarrollar la presión necesaria para mover el aire a través de las pilas de composta y de las pilas filtro de olor. Una tasa de aeración de aproximadamente 1300 pies cúbicos (99 m³) por hora por tonelada de lodo (peso seco) puede mantener los niveles de oxígeno en la pila entre 5 y 15% para asegurar una rápida descomposición del lodo y aumentar la actividad termofilica. La difusión del aire se realiza por medio de una tubería de plástico, PVC o fierro, que se conecta al ventilador. Esta tubería pueda dañarse después de realizar el desmonte de la pila; en el caso de la tubería de fierro, ésta se puede retirar antes de desmontar

la pila para reutilizar la tubería en montajes posteriores. Existe también la posibilidad de utilizar canales de aeración contruidos sobre la base pavimentada y cubiertos con placas perforadas para la difusión del aire.

En algunos casos la pila puede representar una fuente de olores. Estos olores se eliminan succionando el aire de la pila y enviándolo a pilas filtro de olor por medio de una tubería de plástico flexible.

Control de condensado y lixiviado.

El suministro de aire tiene como función el calentamiento y remoción de la humedad en la pila. Cerca de la base de ésta la temperatura es ligeramente más fría, como consecuencia de la pérdida de calor por el piso. Esto provoca la condensación del aire cuando éste alcanza a enfriarse humedeciendo la pila. Si el condensado es bastante, drenará de la pila, lixivando algo del lodo, si no drena se puede acumular y bloquear el flujo de aire. Si el material acondicionador está seco al momento del mezclado no habrá lixiviado. Este puede representar una fuente de olor si contiene lodo.

Operaciones de monitoreo

El proceso de composteo en pila estática es relativamente insensible a los cambios en las condiciones de operación y materiales, sin embargo, para llevar a cabo una operación económica, producir un producto de calidad adecuada y la reducción de contaminantes, es necesario el control y monitoreo de los parámetros de operación.

La temperatura y la concentración de oxígeno deben monitorearse continuamente. Se deben realizar determinaciones periódicas de las concentraciones de sólidos totales y sólidos volátiles.

Pila Aerada extendida

Otra versión de la pila aerada es la pila extendida. La producción de lodo de cada día se mezcla con el material acondicionador y se añade a un lado de las producciones anteriores, de esta manera se forma una pila continua. Para construir una pila extendida, la producción del primer día se coloca en una pila individual con sección transversal triangular pero sólo un lado y los extremos se cubren con composta cribada. El lado restante es espolveado con 2.5 cm de composta cribada para el control de olor. El segundo día, la tubería de aeración se coloca en la superficie de la cama paralelamente al lado polveado, se coloca una capa de material acondicionador y la mezcla lodo-material acondicionador se instala de manera que forma una pila extendida con una sección transversal trapezoidal. De igual forma, la cima y los bordes se cubren con composta cribada y el lado restante con polvo de composta. Después de completar 7 secciones en forma secuencial, se deja el espacio suficiente para operación del equipo de acarreo.

Los períodos de composteo y curado para los métodos de pila estática y pila aerada son de: 21 y 30 días respectivamente.

Reactor

En un sistema típico el lodo residual y el material acondicionador son mezclados y después transportados al reactor. Después de 14 días de tiempo de retención, la composta es curada

en otro reactor por aproximadamente 20 días, durante los cuales el composteo continua a una velocidad más baja

Muchos de los parámetros del proceso de composteo en reactor son similares a los de procesos tales como el de pila estática. El lodo debe contener aproximadamente un 25% de sólidos totales y la mezcla lodo/material acondicionador debe tener contenidos de humedad entre un 50 y 65%, una relación C/N en un rango de 20 : 1 a 30 : 1 y un pH entre 5 y 6.

Hay dos tipos básicos de sistemas en reactor. el estático y el dinámico. En sistemas dinámicos, el lodo y material acondicionador son remezclados físicamente durante la aeración. En sistemas estáticos, los materiales no se remezclan. Los sistemas estáticos pueden ser reactores cilíndricos, rectangulares o en túnel y los sistemas dinámicos consisten en tanques rectangulares o reactores circulares.

El reactor cilíndrico o tipo silo es probablemente el más antiguo. En un sistema típico, el lodo, composta reciclada y el material acondicionador son mezclados y alimentados al reactor de manera que la mezcla fresca es distribuida dentro del reactor en capas sucesivas. El material es aerado por medio de una tubería perforada que inyecta aire al reactor. Los gases son tratados antes de su eliminación a la atmósfera. El material es sacado del reactor por medio de un dispositivo rotatorio.

El sistema incluye varios procesos de control. Las temperaturas en el reactor son medidas en diferentes puntos y el oxígeno y contenido de dióxido de carbono del gas deben ser monitoreados continuamente. El flujo de aire es ajustado por un microprocesador basado en el análisis de los datos de salida del gas.

Un sistema de composteo completo comprenden un área para el mezclado, uno o más reactores en donde se lleva a cabo el composteo y reactores de curado.

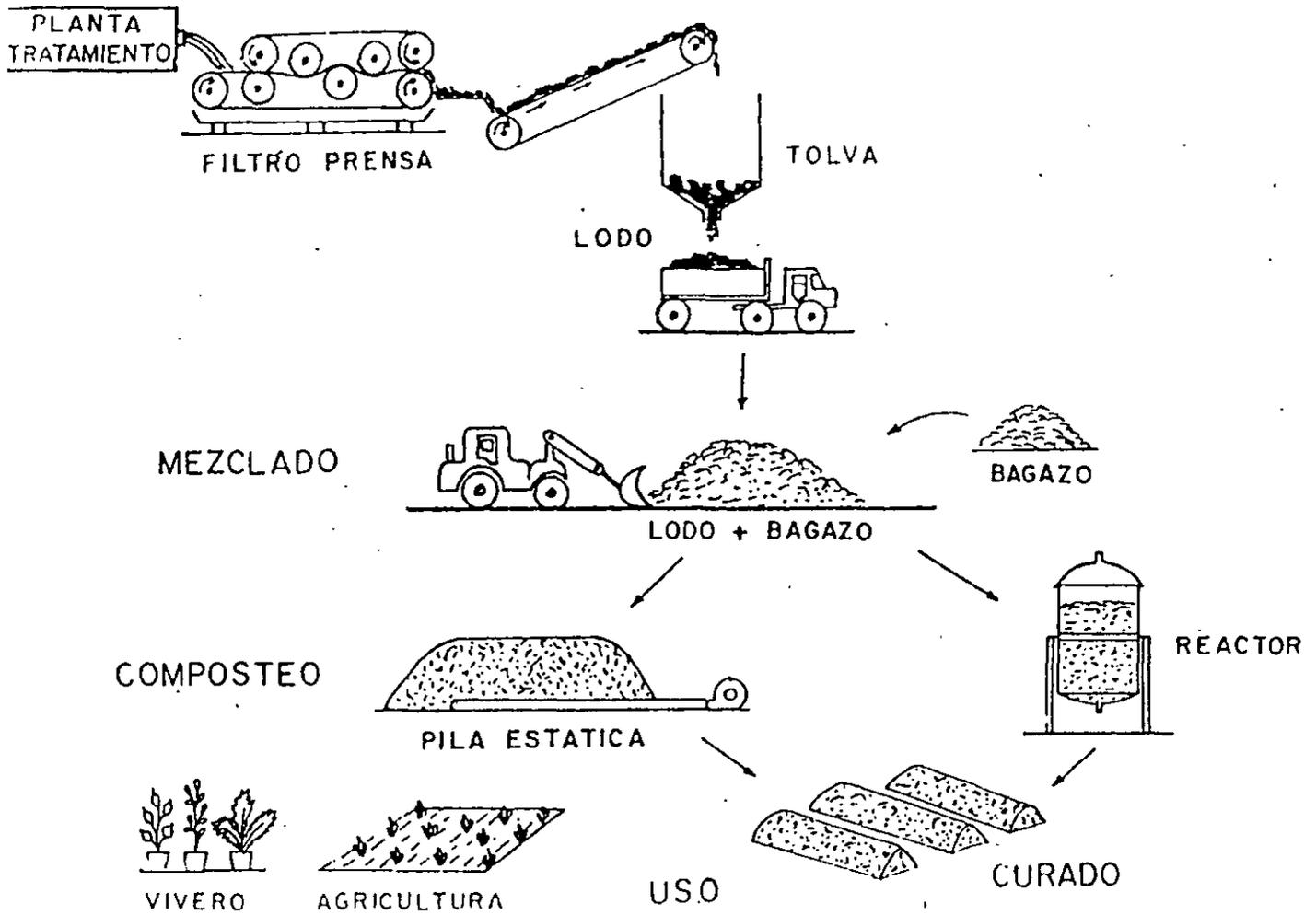


FIG. 12.15 Composteo de lodos residuales

Equipo complementario incluye, mezcladores, controles y equipo para el manejo de materiales.

Criterios de diseño

Composteo de Lodos en Hileras	
Concepto	Dimensión
Requerimiento de terreno	1/3 acres/ton seca/día, equivalente a una población de 10,000 con trat. primario y secundario.
Altura	4 a 8 pies (1.22 a 2.44 m)
Base (ancho)	12 a 25 pies (3.66 a 7.63 m)
Largo	Variable
Contenido de humedad	45 a 65 porciento
Relación Carbono/Nitrogeno	30 a 35 : 1
Relación Carbono/Fósforo	75 a 150 : 1
Flujo de aire	10 a 30 pies ³ /día/lb de SV
Tiempo de retención	6 semanas a 1 año
Composteo de Lodos en Pilas	
Procedimiento para la construcción de una pila para el procesamiento de 10 ton secas (43 ton húmedas):	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Base de 6 pulgadas (15.24 cm) de espesor con abono no cribado 2. Tubería de plástico (PVC) perforada de 4 pulg (10 cm) de diámetro y 94 pies (29 m), con perforaciones de 0.25 pulg (0.61 cm) de diámetro. 3. Se cubre la tubería con una capa de abono no cribado o virutas de madera de 6 pulg (15.24 cm). 4. Se conecta la tubería anterior a un soplador de 1/3 HP con 14 pies (4.3 m) de tubería sólida, provista con colector del condensado. 5. Se programa un cronómetro a andar por 4 minutos y parar por 16 minutos 6. El soplador se conecta a una pila cónica pequeña de 2 yd³ (1.53 m³) de virutas de madera y 10 yd³(7.65 m³) de abono cribado. 7. Se pone encima de la base preparada anteriormente una mezcla de lodo húmedo y el agente de abullamiento, con una relación volumétrica de 1:2.5. 8. Se cubre la masa anterior con abono cribado de 12 pulg. (30.3 cm) de espesor como cubierta para el aislamiento. 	
Flujo de aire. 100 pies ³ /h/ton de lodo.	
Requerimientos de área para 10 ton/día: 3.5 acres (1.42 hab).	
Dimensiones de la pila: 53 pies x 12 pies x 8 pies de altura (16.2 m x 3.7 m x 2.5 m).	

El criterio básico para lograr un composteo exitoso consiste en que el material a procesar sea poroso, de estructura estable y con un contenido suficiente de material degradable, para que la reacción de degradación se mantenga. Otro criterio de diseño, igualmente importante es la flexibilidad. Se debe prever una operación continua del sistema, aunque se presenten cambios en el contenido de sólidos en el lodo y de volúmenes, y cambios en el suministro del agente de abultamiento. Los criterios de diseño son:

Eficiencias del proceso

El lodo se estabiliza generalmente después de 21 días, a temperaturas elevadas. Durante los primeros 3 o 4 días se producen temperaturas de 60 a 80°C, período durante el cual se eliminan olores, patógenos y semillas. Temperaturas por arriba de 131°F (55°C) por períodos largos pueden destruir efectivamente patógenos. El producto final es un material con apariencia de humus, libre de malos olores y útil como acondicionador de suelos, que contienen niveles bajos de macronutrientes esenciales para plantas, tales como nitrógeno y fósforo, y frecuentemente niveles adecuados de micronutrientes, como zinc y cobre. El de las hileras el lodo es convertido a un residuo orgánico, reducido en volumen en un 20 a 50 por ciento.

Otras características

Impacto Ambiental: El proceso tiene requerimientos altos de terreno, con potencial de olores, pudiendo ser estéticamente indeseable. El producto final representa un beneficio al ambiente cuando se usa para acondicionador de suelos.

Confiabilidad del Proceso: Altamente confiable. Las temperaturas ambiente y lluvias moderadas no afectan al proceso.

Consumo de Energía: El consumo de combustible varía con las condiciones específicas del lugar y con la operación y el equipo usado. El consumo de energía en la construcción de una pila para el manejo de 10 ton secas/día se puede estimar en 75,000 kWh/año ó 7,500 kWh/año/tonelada seca de lodo. El consumo de combustible para el manejo de 10 ton secas/día puede ser estimado en 2,29 billones de kWh/año o 229 MkWh/año/tonelada de lodo.

Relleno Sanitario

Es un método de disposición en el que el lodo es depositado en un Área específica, con o sin residuos sólidos y enterrados debajo de una cubierta de suelo.

El relleno es primeramente un método de disposición en el que no se recuperan nutrientes y solo se recupera energía.

Es necesario disponer de un área para el relleno al igual que para la aplicación al suelo, sin embargo hay una diferencia importante. Cuando el lodo es depositado en un relleno sanitario, la degradación anaerobia ocurre porque el oxígeno es insuficiente para la descomposición aerobia. Las condiciones anaerobias degrada el lodo más lentamente que los procesos aerobios.

Los procedimientos sanitarios apropiados de la disposición en relleno minimizan muchos de los problemas relativos a la salud y el ambiente. Sin embargo, la contaminación de aguas subterráneas por constituyentes presentes en el lodo del relleno es una preocupación constante. La contaminación de agua subterránea puede ser difícil de detectar, generalmente se detecta cuando el daño ha ocurrido y si ha sido detectada es muy difícil de eliminar.

Estos problemas se pueden prevenir con la planeación y elección del sitio adecuado para la disposición.

La disposición en relleno sanitario sigue siendo un método popular de disposición, pero el incremento de los costos por concepto de suelo lo ha hecho incosteable.

Existen dos tipos de disposición en relleno.

- Disposición, en el cual el lodo es enterrado generalmente en zanjas y cubierto con tierra.
- Codisposición, en el cual el lodo es depositado en el suelo junto con residuos sólidos municipales. Los residuos sólidos absorben el exceso de humedad del lodo y reducen el desplazamiento del lixiviado.

Este último presenta algunas ventajas:

- Corto tiempo de retención. Es un proceso más rápido que el de disposición de lodo únicamente.
- Bajos costos.

Desventajas:

- Presencia de malos olores. Estos se presentarán dependiendo del grado de estabilización de la materia orgánica del lodo.
- Problemas de operación. Dado que se requiere mezclar lodo relativamente líquido con basura.
- Lixiviados. Los ácidos orgánicos formados durante la descomposición anaerobia del lodo del relleno pueden aumentar el lixiviado de metales de la mezcla lodo-residuos sólidos. Es por eso que deben ser instalados sistemas de colección y tratamiento.

El lixiviado es generado por el exceso de humedad en el lodo. El tipo y cantidad de los constituyentes en el lixiviado del lodo de un relleno dependen de la naturaleza de éste.

Si el lixiviado de un relleno sanitario llega a un acuífero, los metales pesados y tóxicos orgánicos son de particular preocupación por los posibles efectos adversos a la salud. Si el lixiviado llega a aguas superficiales, los elevados niveles de nutrientes pueden causar toxicidad en los vegetales.

El lixiviado puede ser colectado por una serie de tuberías que interceptan y canalizan el lixiviado a un tanque.

Rango de concentraciones de constituyentes en el lixiviado de rellenos sanitarios.

	CONCENTRACION (a)
Cloruro	20 - 600
SO ₄	1 - 430
Carbono orgánico total	100 - 15000
Demanda química de oxígeno	100 - 24000
Calcio	10 - 2100
Cadmio	00.1 - 0.2
Cromo	0.01 - 50
Zinc	0.01 - 36
Mercurio	0.0002 - 0.0011
Cobre	0.02 - 37
Fierro	10 - 350
Nitrógeno total Kjendahl	100 - 3600
Coliformes fecales	2400 - 24000
Estreptococos fecales	NMP/100 ml (b) 2100 - 240000 NMP/100 ml (b)
(a) Concentración en mg/l	
(b) NMP/100 ml	

Disposición de lodos en Lagunas

La disposición de lodos en lagunas es un método simple, de costo relativamente bajo (cuando se dispone de terreno suficiente y económico) y con requerimientos mínimos de operación y mantenimiento, especialmente en plantas de tratamiento pequeñas. Una laguna es un estanque de tierra, en el cual se deposita el lodo crudo o digerido.

Las lagunas de lodos crudos estabilizan los sólidos orgánicos por descomposición anaeróbica y aeróbica, lo cual puede causar olores indeseables y problemáticos. Los sólidos estabilizados se sedimentan en el fondo de la laguna y se acumulan. El exceso de líquido, si llega a existir, se retorna a la planta de tratamiento. Las lagunas deberán ser relativamente poco profundas, de 4 a 5 pies (1.22 a 1.53 m), si han de ser limpiadas con raspas.

Si las lagunas son llenadas con lodos digeridos, estas se diseñan con tiempos largos de secado, por medio del proceso físico de percolación y, principalmente de evaporación. El proceso es relativamente simple, y requiere de remociones periódicas del sobrenadante, el cual es retomado al influente de la planta de tratamiento, y de excavaciones ocasionales del lodo seco para su transporte al sitio de disposición final. El sobrenadante, bajo en sólidos suspendidos, es de mejor calidad que el sobrenadante de digestores secundarios, e inclusive que el de espesadores. El producto final sirve como acondicionador de suelos o para relleno de terrenos.

El tiempo de secado para lodos con 30 por ciento de sólidos es generalmente muy largo, puede llegar a requerir años. La eficiencia de las lagunas depende de las condiciones climatológicas y del tratamiento previo de los lodos. En climas cálidos y secos, los lodos bien digeridos son económica y satisfactoriamente tratados en lagunas por su simplicidad en la operación y su flexibilidad. Los lodos bien digeridos minimizan el potencial de problemas de olor, los cuales son inherentes en este tipo de sistemas. Se requiere de celdas múltiples para una operación eficiente.

Criterios de diseño.

Bordos: Pendiente de 1 : 2 en el exterior y de 1:3 en el interior con el fin de permitir el mantenimiento y evitar la erosión; Ancho de la superficie lo suficientemente grande para permitir la circulación de vehículos durante la limpieza.

Profundidad: 1.5 a 4.0 pies (0.46 a 1.22) de profundidad de lodos (depende del clima).

Celdas: Se requiere un mínimo de dos celdas por laguna.

Cargas; 2.2 a 2.4 lb de sólidos/año-pies³ (35.2 a 38.4 Kg/año-m³) de capacidad. 1.7 a 3.3 lb de sólidos/pie² (8.3 a 16 Kg/m²) de superficie por 30 días de uso. 1 a 4 pies²/capita (0.09 a 0.37 m²/capita) (depende del clima).

Decantación: Nivel de decantación individual o múltiple por retornos periódicos de sobrenadante a la planta de tratamiento.

Remoción de lodos: Intervalos de aproximadamente 1.5 a 3 años.

Consumo de energía

Requerimientos de energía sólo para el posible bombeo desde los digestores y bombeo del sobrenadante, cuando sea requerido. Los requerimientos aproximados de bombeo de lodos y del sobrenadante pueden ser estimados con la siguiente ecuación:

$$\text{kWh/año} = \{1140 (\text{Mgal/día}) \times (\text{Carga total})\} / \{\text{Eficiencia}\}$$

La eficiencia del bombeo de lodos puede variar desde un 75 a 40 por ciento, dependiendo del tipo de bomba a usar y su tamaño.

Otras características

Impacto Ambiental: Pueden producirse fuertes olores, al menos de que exista una apropiada digestión y una operación adecuada.

Requerimientos altos de terreno. El potencial de contaminación del agua subterránea es alto, al menos que se incorporen apropiadamente al diseño las características exactas del subsuelo.

Confiabilidad del proceso: La confiabilidad del proceso está en función de la confiabilidad del proceso aguas arriba (digestión).

Limitaciones: Existe un potencial muy alto de problemas de olor y de proliferación de insectos y roedores si el lodo dispuesto no está bien digerido. El control químico de olores no es satisfactorio completamente.

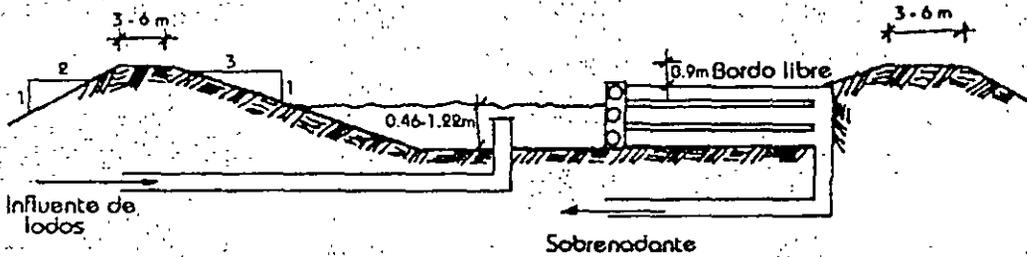


Fig. 11.16 Laguna de lodo

Ecuaciones para el dimensionamiento de lagunas:

Sólidos Secos producidos.

$$SSP = \{Q_s * S_o * (8.34) * (365)\} / \{100\}$$

Donde:

SSP = Sólidos secos producidos [lb/año]

S_o = Contenido de sólidos en el influente [%]

8.34 = Factor de conversión de gal a lb [lb/gal]

365 = Conversión [días/año]

$$V = SSP / CS$$

Volumen de las lagunas

Donde:

V = Volumen requerido [pies³]

SSP = Sólidos secos producidos [lb/año]

CS = Carga de sólidos [lb/año-pies³]

Area Superficial.

$$AS = V / D$$

Donde:

AS = Área superficial [pies²]

V = Volumen requerido [pies³]

D = Profundidad de la laguna [pies]

Disposición de lodos en el suelo

No todos los tipos de lodos son apropiados para disponerlos en suelos, a causa de problemas potenciales de olores y de operación. Los lodos más apropiados para realizar la disposición en el suelo son aquellos que han pasado por un proceso de digestión y de deshidratación o incineración, lodos con contenido de sólidos igual o mayor a 15%. Obviamente, la adición de tierra a lodos, con contenido de sólidos menor a 15% puede producir un lodo apropiado para su disposición en el suelo. En general, se recomienda que sólo los lodos estabilizados sean dispuestos en el suelo. Existen dos alternativas para realizar la disposición de lodos en el suelo; relleno de terrenos (en capas y en montones) y de (zanjas angostas y anchas).

Disposición de Lodos en Zanjas: En este método se requiere de una excavación de tal forma que el lodo quede por debajo de la superficie del terreno original. Se requiere que el nivel freático este lo suficientemente profundo, con el fin de permitir la excavación y que quede una capa de subsuelo suficientemente ancha para evitar la contaminación del agua subterránea. El suelo se usa solamente como cubierta del lodo y no como un agente de abultamiento. Normalmente se aplica una capa de suelo sobre el lodo el mismo día que este es recibido; por esta razón las zanjas son más apropiadas que otros métodos para lodos no estabilizados o de baja estabilización. Existen dos tipos de zanjas. Estas incluyen zanjas angostas, con anchos menores a 10 pies (3.0 m) y zanjas anchas, con anchos mayores a 10 pies (3.0 m). La profundidad y el largo de ambas zanjas son variables y dependen del nivel freático,

estabilidad de las paredes y limitaciones del equipo. Después de que haya ocurrido el asentamiento máximo, aproximadamente un año, el área deberá ser nivelada para asegurar un drenaje adecuado.

Disposición de lodos en terrenos: El lodo es dispuesto normalmente sobre la superficie original del suelo. Debido a que no se requiere excavación y debido a que el lodo no se coloca por debajo de la superficie original del terreno, este método es particularmente útil en áreas donde el nivel del agua subterránea no es profunda. El contenido de sólidos del lodo no está necesariamente limitado, pero la estabilidad y la capacidad de resistencia del terreno deberán ser las adecuadas. Para obtener estas características, el lodo es comúnmente mezclado con tierra como un agente de abultamiento. Por la posible cercanía del agua subterránea, comúnmente se requiere de un recubrimiento del terreno. Existen tres métodos de la aplicación de relleno de terrenos; relleno en capas, relleno en montones, y envase de diques o bordos.

En el caso de relleno en montones, la mezcla de tierra y lodo es puesta en montones de aproximadamente 6 pies (1.8 m) de alto. Posteriormente se aplica una cubierta con un espesor mínimo de 3 pies (0.9 m), si se aplican montones adicionales al primero, la cubierta deberá ser de 5 pies (1.5 m) de espesor. En el caso de relleno en capas, el lodo puede tener un contenido de sólidos tan bajo como del 15%. Después de hacer la mezcla de lodo y tierra, ésta se aplica uniformemente sobre el terreno en capas de 0.5 a 3 pies (0.15 a 0.9 m) de espesor. Las cubiertas intermedias entre capas deben ser de 0.5 a 1.0 pies (0.15 a 0.3 m) de espesor. La cubierta final deberá ser de 2 a 4 pies (0.6 a 1.2 m) de espesor. En el método de envase de diques o bordos, el lodo es puesto totalmente por arriba de la superficie original del terreno. Se construyen diques sobre el terreno nivelado, de cuatro lados formando un área de envase, posteriormente se rellena este envase. Se pueden aplicar cubiertas en ciertos lugares durante el relleno, la cubierta final deberá ser puesta cuando el relleno sea terminado.

Criterios de diseño.

Las condiciones que deben cumplir el terreno y los lodos, así como criterio de diseño se presentan a continuación:

Disposición de Lodos en Zanjas		
Criterio de diseño	Zanja Angosta < 10 pies (3.0 m)	Zanja Ancha > 10 pies (3.0 m)
Contenido de sólidos	15 a 20% para anchos de 2 a 3 pies (.6 a .9 m); 20 a 28% para anchos de 3 a 10 pies (.9 a 3 m).	20 a 28% para equipo en el suelo; más del 28% para equipo sobre el lodo
Pendiente de terreno	Menor a 20 por ciento	Menor a 10 por ciento
Espesor de la cubierta de tierra	2 a 3 pies (.6 a .9 m) para anchos de 2 a 3 pies; 3 a 4 pies (.9 a 1.2 m) para anchos de 3 a 10 pies (.9 a 3 m)	3 a 4 pies (.9 a 1.2 m) para equipo en el suelo 4 a 5 pies (1.2-1.5 m) para equipo sobre lodo.
Tasa de aplicación	1,200 a 5,600 yd ³ /acre (2399-10,600 m ³ /ha)	3,200 a 14,500 yd ³ /acre (6,000-27,400 m ³ /ha)

Disposición de Lodos en Terreno

Criterio de Diseño	Pilas	Capas	Envase de diques o bordos
Contenido de sólidos	> 20%	>15%	20-28% para equipo en el suelo, > 28% para equipo en lodo
Características del lodo	Estabilizado	Estabilizado	Estabilizado o no
Pendiente de Terreno	Sin limitaciones	Terreno nivelado bien preparado	Terreno nivelado o terraza acantilada bien preparada
Abultamiento requerido	Si	Si	Ocasionalmente
Relación tierra : lodo			
Tasa de aplicación	0.5-2 : 1 3,000-14000 yd ³ /acre (5,700-26,400 m ³ /ha)	0.25-1 : 1 2,000-9,000 yd ³ /acre (3,800-10,000 m ³ /ha)	0-0.5 : 1 4,800-15,000 yd ³ /ac (5,700-26400 m ³ /ha)

Aplicaciones del proceso

Disposición de Lodos en Zanjas: Método de disposición de lodos relativamente simple, adecuado para lodos estabilizados y no estabilizados. No requiere de experiencia o conocimiento del sistema, con excepción del conocimiento en la operación del equipo para el manejo de los lodos. El sistema de zanjas angostas es particularmente adecuado para comunidades pequeñas.

Disposición de lodos en terrenos: Método adecuado para áreas con el nivel del agua subterránea superficial. Las pilas son adecuadas para lodos estabilizados, pero tiene requerimientos altos de mano de obra y equipo. El método de disposición de lodos en capas es igualmente adecuado para lodos estabilizados, y tiene requerimientos menores de mano de obra y equipo. El sistema de envase de diques o bordos es adecuado para lodos estabilizados o no estabilizados, y requiere de menos tierra como agente de abultamiento.

Impacto Ambiental

Problemas potenciales de erosión del terreno y de olores. Producción continua de gas después de muchos años de que el relleno esté completo. La percolación debe de ser apropiadamente controlada para prevenir la contaminación del agua subterránea. El caso es explosivo y puede matar la vegetación si no se controla adecuadamente. Las zanjas angostas y el relleno en capas son métodos mas intensivos que los otros.

Otras características

Confiabilidad del Proceso: Método de disposición de lodos muy confiable.

Consumo de Energía: El consumo de energía varía considerablemente con las características específicas del lodo, las condiciones particulares del terreno y la operación.

Limitaciones: El congelamiento del suelo y la lluvia causan dificultades en la operación del sistema. La lluvia hace que las pilas se asienten.

Confinamiento controlado

Otra modalidad de la distribución de lodos sobre terreno consiste en su aplicación en suelos con o sin vegetación con el único propósito de disponer de ellos. Esta opción difiere de las anteriores en que el lodo se aplica en cantidades mucho mayores y la producción de vegetación o cultivos no tiene importancia. Para llevarse a cabo se requieren menores extensiones de tierra y se puede aplicar para disponer de lodos cuyo potencial contaminante los haga inadecuados para su disposición en tierra. Es muy importante que el sistema se someta a un cuidadoso diseño, construcción y manejo para retener los elementos que pudieran deteriorar el ambiente. Normalmente se requiere la construcción de estructuras de retención con ductos para la colección de escurrimientos potencialmente dañinos. El lugar destinado a la disposición debe estar totalmente alejado del acceso humano.

BIBLIOGRAFÍA

- BABBITT Y BAUMAN, "ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", EDITORA CONTINENTAL, 1982.
- CLEMENTINA R. RAMÍREZ CORTINA, "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES", UAM, MÉXICO 1992.
- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, "MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO", LIBRO V, 1ª SECCION TEMA 1, MÉXICO 1993.
- DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NUEVA YORK, "MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS", LIMUSA, MÉXICO 1990.
- DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA, FAC. DE INGENIERÍA, UNAM. APUNTES DE DIVERSOS CURSOS, MÉXICO 1993-1995.
- ECKENFELDER, W. WESLEY, "INDUSTRIAL WATER POLLUTION CONTROL", USA 1989.
- FAIR, GEYER Y OKUN, "PURIFICACIÓN DE AGUAS Y TRATAMIENTO Y REMOCIÓN DE AGUAS RESIDUALES", LIMUSA-WILEY, 1993.
- HENRY, HEINKE, "INGENIERIA AMBIENTAL", PRENTICE, 1999.
- HERNÁNDEZ MUÑOZ AURELIO, "DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES", ESCUELA DE INGENIEROS DE CAMINOS, COLECCIÓN SENIOR No. 9, MADRID, ESPAÑA 1990.
- JOIN COMMITTEE OF WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION, "WASTEWATER TREATMENT PLANT DESIGN", USA 1977.
- METCALF AND EDDY INC, "WASTEWATER ENGINEERING", TREATMENT, DISPOSAL AND REUSE, MC GRAW HILL, INC, 1991.
- OFICINA SANITARIA PANAMERICANA, "BOLETÍN", VOL. 116 No. 3, 1994.
- REED, CRITES, MIDLE, BROOKS, "NATURAL SYSTEMS FOR WASTE MANAGEMENT AND TREATMENT", MC GRAW HILL, 1995.
- RAMALHO R.S., "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", RIVERTE, ESPAÑA 1991.
- RIGOLA LA PEÑA MIGUEL, "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", PRODUCTICA, 1995.
- SANS Y RIBAS, "INGENIERIA AMBIENTAL, CONTAMINACIÓN Y TRATAMIENTOS", PRODUCTICA, 1995.

BIBLIOGRAFÍA

- SECRETARIA DEL MEDIO AMBIENTE RECURSOS NATURALES Y PESCA, "LEY GENERAL DE EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y PROTECCIÓN DEL AMBIENTE" NOM-001-ECOL-1996, NOM-002-ECOL-1996 Y NOM-003-ECOL-1997.
- WATER ENVIRONMENTAL FEDERATION, "MANUAL OF PRACTICE" No. 8 ASCE, USA 1992.
- WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION, DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y AGUAS PLUVIALES, USA, 1984.
- WINKLER, "TRATAMIENTO BIOLÓGICO DE AGUAS DE DESECHO", LIMUSA, MÉXICO 1996.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: CA100
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

**TEMA:
AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS**

**EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
MAYO DEL 2003**

Lagunas de maduración

Las lagunas de maduración reciben el efluente de la laguna facultativa y son tradicionalmente diseñadas con profundidades de 0.9 a 1.7 m. Su tamaño y número depende de la calidad bacteriológica requerida del efluente final. En estas lagunas no hay una zona anaerobia, solamente existe una zona aerobia, la cual tiene la función de remover los microorganismos patógenos, lo que ocurre por sedimentación de algunas bacterias o por su muerte ocasionada por los rayos ultravioleta del sol. Esta función es extremadamente eficiente cuando se diseñan lagunas en serie.

Las lagunas de maduración remueven solo una pequeña parte de DBO, pero su contribución en la remoción de nutrientes puede ser significativa.

Algunas objeciones al uso de lagunas de estabilización han sido:

- 1) la posibilidad de contaminación bacteriológica del subsuelo y el agua que contiene,
- 2) la descarga de aguas con un alto contenido de DBO y sólidos suspendidos como algas,
- 3) problemas de malos olores y sabor en las fuentes de agua potable, y
- 4) la provisión de sitios para la reproducción de mosquitos y otros vectores acuáticos.

En su mayoría, estas objeciones han sido eliminadas mediante un buen diseño y procedimientos adecuados de construcción, operación y mantenimiento.

9.5 REMOCIÓN DE PATÓGENOS

Bacterias

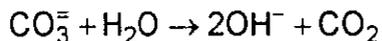
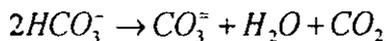
Algunas bacterias fecales son removidas en las lagunas anaerobias y facultativas principalmente por sedimentación de bacterias asociadas a los sólidos, pero especialmente en lagunas de maduración cuyo tamaño y número determina la cantidad de coliformes fecales en el efluente final.

Los principales mecanismos de remoción de bacterias fecales en lagunas facultativas y de maduración se deben a:

- a) tiempo y temperatura
- b) alto pH (>9), y
- c) alta intensidad de luz solar

El tiempo y la temperatura son los dos principales parámetros utilizados en el diseño de lagunas de maduración.

Valores de pH alto, cercanos a 9, ocurren en las lagunas por la velocidad de fotosíntesis de las algas que consumen CO_2 rápidamente y que es aprovechado por la respiración de bacterias; como un resultado de este proceso los iones carbonato y bicarbonato se disocian:



El CO_2 resultante es empleado por las algas y los iones hidróxilo acumulados aumentan el pH, frecuentemente arriba de 10. Las bacterias fecales mueren rápidamente en cuestión de minutos a $\text{pH} > 9$. En el caso de *Vibrio cholerae* éste muere rápidamente debido a otros factores.

El sol juega un papel importante en la remoción de bacterias fecales: incrementa directamente la temperatura de la laguna e indirectamente la provee de energía para la fotosíntesis de las algas si el pH es inferior a 9, resultando una alta concentración de oxígeno disuelto que es necesario para la tercera parte del proceso que promueve la descomposición por fotooxidación.

Virus

Se conoce poco el mecanismo de remoción viral, pero es generalmente considerado que esto ocurre por adsorción de sólidos sedimentables (incluye algas de la laguna) y una consecuente sedimentación.

Parásitos

Quistes de protozoarios y huevos de helmintos son removidos por sedimentación. Las velocidades de asentamiento son bastante altas (por ejemplo de 3.4×10^{-4} m/seg en caso de *Ascaris lumbricoides*), y consecuentemente se remueve más en la fase anaerobia y facultativa de las lagunas. Recientemente ha sido posible diseñar las lagunas para remover huevos de helmintos, esto es necesario si el efluente es utilizado para el riego de hortalizas

MANEJO DE PARÁMETROS

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

Lo más adecuado es obtener el valor de la DBO promedio de agua residual a tratar de las muestras compuestas de 24 horas, tomadas cada tres horas durante una semana.

Coliformes fecales

El promedio de cuatro muestras simples tomadas con intervalo de seis horas durante un periodo de 24 horas, puede ser utilizado para medir la concentración de coliformes fecales en el agua residual. Analice las muestras por el método del número más probable, antes de 6 horas manteniéndolas previamente en refrigeración. Para cálculos de obras nuevas los coliformes fecales se consideran $\text{No} = 1 \times 10^8$ NMP/100 ml.

Huevos de helmintos

Las muestras simples también pueden ser utilizadas para el conteo del número de huevos de nematodos intestinales. El ámbito usual en que se encuentran es de 100 a 1000 huevos por litro, el último valor puede tomarse como un valor conservador para el diseño. (tabla 9.5).

Tabla 9.5 Directrices de calidad microbiológica para aguas residuales tratadas usada para riego (OMS, 1989).

CONDICIONES DE REUSO	GRUPO EXPUESTO	NEMATODOS INTESTINALES(1) (media aritmética del número de huevos por litro)	COLIFORMES FECALES (media geométrica del número por 100ml.)
Riego libre o no restringido (cultivos que comúnmente se consumen crudos, campos deportivos y parques públicos)	Trabajadores Consumidores Público	≤ 1	≤ 1000(2)
Riego restringido (cultivos de cereales, industriales, forrajeros, árboles y pastos)(3)	Trabajadores	≤ 1	Ninguna norma recomendada

- 1) Ascaris lumbricoides, Tricloris trichuria y los anquilóstomos humanos
- 2) Una directriz más estricta (≤ 200 coliformes fecales por 100 ml.) es apropiado para prados públicos, tales como prados de hoteles, con el cual el público puede entrar en contacto directo.
- 3) En el caso de árboles frutales, el riego deberá cesar dos semanas antes de que el fruto sea cosechado y ningún fruto deberá ser cosechado del suelo. El riego con aspersores no deberá ser utilizado.

9.6 SELECCIÓN DEL SITIO

Para seleccionar el sitio de ubicación de las lagunas, es importante recordar que se encuentran al final del sistema de drenaje, donde ya no haya más aportaciones de caudal, en caso de que se requiera bombear, procurar que la altura no sea muy alta.

Las lagunas anaerobia, facultativa y de maduración, deben colocarse al menos a 1000, 500 y 100m respectivamente, viento abajo de la comunidad que sirven y estar alejadas de alguna área de futura expansión poblacional. La liberación de olores, aún de lagunas anaerobias, es poco probable que sea un problema en sistemas bien diseñados y con un mantenimiento adecuado, pero el público puede necesitar asegurarse de esto en la etapa de planeación por lo que una distancia mínima de 1000m normalmente aleja cualquier temor al respecto.

Para asegurar el acceso vehicular a la laguna y minimizar el movimiento de tierra, el sitio deberá ser llano o de pendiente suave. En los casos que se requiera construir lagunas cerca de aeropuertos, debido a que algunas aves son atraídas por las lagunas, debe evitarse su ubicación a una distancia mínima de 2 Km, a fin de evitar riesgos de cualquier naturaleza.

Es indispensable hacer un estudio de mecánica de suelos. Actualmente muchas lagunas no funcionan por razones de alta permeabilidad, de modo que las aguas se infiltran al subsuelo y contaminan los mantos freáticos, en estos casos es conveniente utilizar materiales sintéticos como las geomembranas.

Deben estudiarse varios sitios y antes de tomar la decisión de adquirir uno de los lugares seleccionados, primero deben realizarse los estudios de impacto ambiental correspondientes, después debe caracterizarse y clasificarse el suelo de cada uno de ellos con la finalidad de estimar su compresibilidad, permeabilidad, tenacidad y capacidad de carga. Esto permitirá seleccionar la mejor adquisición.

El impacto ambiental negativo deberá ser mínimo y el impacto positivo, tal como la disminución de la contaminación del agua, deberá tener más peso que los negativos, como la generación de malos olores y la proliferación de moscos.

Los aspectos geotécnicos de las lagunas de estabilización son muy importantes. En Francia por ejemplo la mitad de los sistemas de lagunas de estabilización que funcionan mal son por problemas geotécnicos, lo cual podría haber sido evitado en el periodo de diseño.

El principal objetivo de una investigación geotécnica es asegurar el correcto diseño del terraplén y determinar si el suelo es impermeable o si se requiere que la laguna sea impermeabilizada.

Al proponer el sitio de ubicación de la laguna, deberá determinarse la altura máxima del manto freático, así mismo, deberán ser determinadas las propiedades del suelo como:

- a) Distribución del tamaño de partículas.
- b) Máxima densidad seca y contenido de humedad óptimo (por la prueba de Proctor modificada)
- c) Límites "Attenberg"
- d) Contenido de materias orgánicas.
- e) Coeficiente de permeabilidad.

Deberán ser tomadas al menos, cuatro muestras no alteradas de suelo por hectárea. Las muestras deberán ser representativas del perfil del suelo a la profundidad de 1 metro más bajo que el lecho de la laguna propuesta.

Los suelos orgánicos, turbosos, plásticos y con arena de cuarzo, no son útiles para la construcción de terraplenes. Si no existe un suelo local que al menos proporcione un corazón del terraplén estable e impermeable, deberá ser acarreado al sitio con un costo extra, y el suelo local, si es útil, usarlo en las pendientes del terraplén. Los suelos negros algodonosos, son impermeables y muy útiles para las lagunas, pero los suelos rojo – café son demasiado permeables y las lagunas requerirán impermeabilización.

Se pueden poner geosintéticos o plantar pasto en el terraplén para incrementar su estabilidad. Se puede utilizar una especie rizomatoza y de crecimiento lento para minimizar el mantenimiento de los terraplenes, cuyas pendientes son comúnmente de 1 a 3 en el talud interno y de 1 a 2 en el externo. Pueden construirse taludes escarpados o de mayor pendiente si el suelo lo permite.

Debe construirse un drenaje adecuado para proteger de las tormentas al talud externo, el talud interno requiere protección contra la erosión por la acción de las olas y para esto el mejor método de acabado es con roca a nivel de la superficie del agua. Tal protección también previene que emerja la vegetación del terraplén y dentro de la laguna, para prevenir el desarrollo de un hábitat favorable para el desarrollo de los mosquitos y la gestación de víboras.

9.7 DISEÑO DE LAGUNAS (EJEMPLOS)

En el capítulo de anexos en "modelos y criterios de diseño (CNA)" se encuentra las ecuaciones y criterios para el diseño de lagunas, que fueron utilizadas en los ejemplos que se presentan a continuación

1. SISTEMA LAGUNAR CON 3 LAGUNAS DE MADURACIÓN (C.N.A.)

Población constante

Diseñe un sistema de lagunas de estabilización para tratar 10,000 m³ de aguas residuales municipales. Datos de partida: DBO = 350 mg/l, No = 1x10⁸ NMP/100 ml de coliformes fecales, temperatura de diseño de 18°C y la tasa de evaporación neta 6mm/d. El efluente debe contener Nc < 1000 coliformes fecales por 100 ml.

Solución:

1.1 por el método de Marais

a) Lagunas anaerobias

Tabla 9.6 Valores de diseño para cargas volumétricas permisibles y porcentajes de remoción de DBO a diferentes temperaturas

Temperatura (°C)	Carga volumétrica (g/m ³ d)	Remoción DBO (%)
< 10	100	40
10 - 20	20T - 100	2T + 20
> 20	300	60*

T= temperatura del aire en el mes más frío

*Valores más altos pueden utilizarse si la experiencia local indica que esto es apropiado

De la tabla 9.6 calcule la carga volumétrica λ_v de diseño:

$$\lambda_v = 20T - 100 = (20 \times 18) - 100 = 260 \frac{g}{m^3 d}$$

El volumen de la laguna (V_a) dado por la ecuación:

$$V_a = \frac{LiQ}{\lambda_v} = \frac{350 \times 10,000}{260} = 13,462 m^3$$

El tiempo de retención hidráulico (θ_a) está dado por la ecuación:

$$\theta_a = \frac{V_a}{Q} = \frac{13,462}{10,000} = 1.35d$$

El área de la laguna anaerobia (A_{an}) considerando una profundidad de 4m es:

$$A_{an} = \frac{13462(m^3)}{4(m)} = 3365.5m^2$$

Considerando una relación largo/ancho (X) = 2, el ancho de la laguna es:

$$W = \sqrt{\frac{3365.5(m^2)}{2}} = 41m.$$

y el largo sera: $L = 2 \times W = 2 \times 41 = 82 m$.

El área corregida es igual a 3362 m².

La remoción de DBO para la estación fría está dada en la tabla 10.6 :

$$R = 2T + 20 = (2 \times 18) + 20 = 56 \%$$

Y para la estación cálida de 60%

Por lo que la DBO₅ de la efluente de la laguna anaerobia en la estación fría es de 154 mg/l y de 140 mg/l en la estación cálida

b) Lagunas facultativas

La carga superficial aplicada (λ_s) de diseño dada por la ecuación :

$$\lambda_s = 250(1.085)^{T-20} = 250(1.085)^{18-20} = 212. \frac{kg}{ha.d}$$

De esta manera el área superficial (A_f) está dada por la ecuación:

$$A_f = \frac{10.L_i.Q}{\lambda_s} = \frac{10 \times 0.44 \times 350 \times 10,000}{212} = 72,641.m^2$$

donde L_i = carga de DBO en el influente.

El tiempo de retención hidráulico (θ_f) está dado por la ecuación:

$$\theta.f = \frac{2.Af.Z}{2Q - 0.001Af.e}$$

Tomando una profundidad (z) de 1.5 m. y e=6:

$$\theta.f = \frac{2 \times 72,641 \times 1.5}{[(2 \times 10,000) - (0.001 \times 72,641 \times 6)]} = 11.1.d$$

e = evaporación = 6 mm / día.

El gasto del efluente está dado por:

$$Q_e = Q_i - 0.001.Af.e = 10,000 - (0.001 \times 72,641 \times 6) = 9,564 \frac{m^3}{d}$$

c) Lagunas de maduración

Para 18°C el valor de k_T (constante global de decaimiento de coliformes fecales), está dado por la ecuación:

$$k_T = 2.6(1.19)^{T-20} = 2.3(1.19)^{-2} = 1.84.d^{-1}$$

Para calcular el tiempo de retención hidráulico (θ_m) reordenamos la ecuación como sigue: (siendo "n" el número de lagunas de maduración)

$$\theta.m = \frac{\left[\frac{N_i}{N_e(1 + k_T \theta_a)(1 + k_T \theta_f)} \right]^{1/n} - 1}{k_T}$$

$$\theta.m = \frac{\left[\frac{10^8}{10^3(1 + (1.84 \times 135))(1 + (1.84 \times 11.1))} \right]^{1/n} - 1}{1.84}$$

Esta ecuación, que tiene dos incógnitas, el tiempo de retención hidráulico y el número de lagunas de maduración, se resuelve por medio de aproximaciones sucesivas. Los resultados son:

$$\theta_m = 728.09 \text{ d para } n = 1$$

$$\theta_m = 19.35 \text{ d para } n = 2$$

$$\theta_m = 5.44 \text{ d para } n = 3$$

$$\theta_m = 2.74 \text{ d para } n = 4$$

Las primeras dos combinaciones de θ_m y n se rechazan dado que $\theta_m > \theta_f$. La cuarta combinación también se rechaza dado que $\theta_m < \theta^{\min}m$ (3 días). Se hace comparación entre la tercer combinación y la de $\theta_m = \theta^{\min}m = 3$ días y $n = 4$: la última tiene un producto más pequeño (12) que el primero (16.32), por lo que es la seleccionada.

Verifique la carga superficial aplicada (λ_s) de la primera laguna de maduración:

$$\lambda_{s(ml)} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{3} = 525 \frac{\text{kg}}{\text{ha.d}}$$

Este valor es más alto que el 75% de la carga sobre la laguna facultativa ($0.75 \times 212 = 159$ kg/ha.d). Por consiguiente $\lambda_{s(ml)}$ se toma como 159 kg/ha d, y θ_{ml} se calcula de:

$$\theta_{ml} = \frac{10.Li.Z}{\lambda_{ml}} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{159} = 9.9.d$$

Los nuevos tiempos de retención hidráulica en las dos subsecuentes lagunas de maduración se calculan de la misma ecuación:

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{Ni}{Ne(1+k_T\theta_a)(1+k_T\theta_f)(1+k_T\theta_{ml})} \right]^{1/n} - 1}{k_T}$$

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{10^8}{10^3(1+(1.84 \times 1.35))(1+(1.84 \times 1.1))(1+(1.84 \times 9.9))} \right]^{1/n} - 1}{1.84}$$

Los resultados de las aproximaciones sucesivas son:

$$\theta_m = 37.34 \text{ d para } n = 1$$

$$\theta_m = 3.99 \text{ d para } n = 2$$

$$\theta_m = 1.70 \text{ d para } n = 3$$

Se escoge la segunda combinación cuyo producto 7.98 es menor que el dado para $\theta_m = \theta^{\min}m = 3$ días y $n = 3$.

Para una profundidad de 1.5 m., el área de la primera laguna de maduración está dada por la ecuación:

$$A_{m1} = \frac{2.Q_i.\theta_m}{2Z + 0.001e.\theta_m} = \frac{(2 \times 9564 \times 9.9)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 9.9)} = 61,897 \text{ m}^2$$

El gasto del efluente está dado por:

$$Q_e = Q_i - 0.001A_{m1}e = 9564 - (0.001 \times 61897 \times 6) = 9193 \frac{m^3}{d}$$

En forma similar el área de la segunda laguna de maduración y su caudal de efluente son dados por:

$$A_{m2} = \frac{(2 \times 9193 \times 4.0)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 4.0)} = 24,320.m^2$$

$$Q_e = 9,193 - (0.001 \times 24,320 \times 6) = 9,047 \frac{m^3}{d}$$

Y para la tercera laguna de maduración:

$$A_{m3} = \frac{(2 \times 9,047 \times 4.0)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 4.0)} = 23,933m^2$$

$$Q_e = 9,047 - (0.001 \times 23,933 \times 6) = 8,903 \frac{m^3}{d}$$

Remoción de DBO

Asumiendo una remoción acumulada de DBO filtrada del 90% en las lagunas anaerobias y facultativas y 25% en cada una de las tres lagunas de maduración, el efluente final tendrá una DBO filtrada (no algal) de:

$$DBO_{efluente} = 350 \times 0.1 \times 0.75 \times 0.75 \times 0.75 = 15mg/l \quad \text{El cual es adecuado}$$

Resumen:

El diseño comprende:

LAGUNA	VOLUMEN (m³)	AREA (m²)	θ (d)
Laguna(s) anaerobia(s)	13,462	3,362	1.35
Laguna(s) facultativa(s)		72,641	11.1
Primer(as) laguna(s) de maduración		61,897	9.9
Segunda(s) laguna(s) de maduración		24,320	4.3
Tercer(as) laguna(s) de maduración		23,933	4.3

El tiempo global de retención hidráulico es de esta manera de 30.95 días y la remoción de DBO filtrada y coliformes fecales a través de las lagunas en serie es como sigue:

SITIO	DBO (mg/l)	Coliformes fecales /100ml
Agua residual cruda	350*	1.0×10^8
Efluente laguna anaerobia	154*	2.9×10^7
Efluente laguna facultativa	35	1.4×10^6
Efluente 1er laguna de maduración	26	7.2×10^4
Efluente 2ª laguna de maduración	20	8.5×10^3
Efluente 3er laguna de maduración	15	9.9×10^2

*DBO no filtrada

El caudal del efluente es $8903 \text{ m}^3/\text{d}$ por lo que las pérdidas por evaporación son del 10.9 por ciento

Nota: Si el diseño anterior fuera hecho sin lagunas anaerobias, el resultado podría ser una laguna facultativa primaria y cuatro lagunas de maduración, como se presenta enseguida:

LAGUNA	DISEÑO	
	AREA (m ²)	θ (d)
Laguna(s) facultativa(s)	162,037	25.5
Primer(as) laguna(s) de maduración	57,272	9.7
Segunda(s) laguna(s) de maduración	17,263	3.0
Tercer(as) laguna(s) de maduración	17,057	3.0
Cuarta(s) laguna(s) de maduración	16,854	3.0

El tiempo de retención hidráulico es de esta manera de 44.2 días, el cual es 46.6% más grande que cuando las lagunas anaerobias son incluidas. Esto muestra claramente las ventajas de incluir las lagunas anaerobias: ellas reducen substancialmente los tiempos de retención hidráulicos y de esta manera los requerimientos de área y también las pérdidas debidas a la evaporación (lo cual es muy importante si el efluente va a ser utilizado para riego de cultivos)

1.2 Por el método de Yáñez, utilizando los criterios de flujo disperso

a) Lagunas anaerobias

Los cálculos para las lagunas anaerobias son iguales a los del método anterior

b) Lagunas facultativas

La carga superficial aplicada (λ_s) de diseño está dada por:

$$\lambda_s = 250 \cdot (1.085)^{T-20} = 250(1.085)^{18-20} = 212.36 \frac{\text{kg}}{\text{ha.d}}$$

La carga orgánica será:

$$C.O. = 10,000 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right) \times 0.154 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 1,540 \frac{\text{kg}}{\text{día}}$$

Cálculo del área de la laguna facultativa:

$$A = \frac{1540 \left(\frac{kg}{dia} \right)}{212.36 \left(\frac{kg}{ha.dia} \right)} = 7.2518ha$$

Determine el largo de la laguna eligiendo una relación largo/ancho apropiado por ejemplo 3:

$$W = \frac{A}{X} = \frac{72518}{3} = 155.48m = 155.5m$$

$$La = WX = 155.50 \times 3 = 466.50m.$$

El área corregida será:

$$Ac = 155.5 \times 466.5 = 72540.75m^2$$

Cálculo de la dispersión:

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.0135X^2}$$

$$d = \frac{3}{-0.26118 + 0.25392(3) + 1.0136(9)} = 0.3117$$

Cálculo del coeficiente de decaimiento Kb:

$$Kb = 0.841(1.075)^{7-20} = 0.841(1.075)^{18-20} = 0.7277$$

Cálculo del tiempo de retención hidráulica (θ_r):

$$V = 155.50(466.50)(1.5) = 108741.15m^3$$

$$\theta_r = \frac{V}{Q_{med}} = \frac{108741.15(m^3)}{10000 \left(\frac{m^3}{dia} \right)} = 10.874días$$

Cálculo del valor de "a" para el tiempo de retención hidráulica de 10.874 días:

$$a = \sqrt{1 + 4Kb\theta_r.d} = \sqrt{1 + 4(0.7277)(10.874)(0.3117)} = 3.296$$

Cálculo del valor de los coliformes fecales en el efluente de la laguna facultativa (Nf) por:

$$\frac{Nf}{No} = \frac{4a.e^{\frac{1-a}{2d}}}{(1+a)^2}$$

donde:

No = coliformes fecales en el influente

$$\frac{Nf}{No} = \frac{4(3.296).e^{\frac{1-3.296}{2(0.3117)}}}{(1+3.296)^2} = 0.0179638$$

$$Nf = (1 \times 10^8)(0.0179638) = 1,796,386 \text{ NMP/100ml.}$$

c) Lagunas de maduración

Cálculo de la primer laguna de maduración asumiendo 10 días de retención:

$$V = 10 \times Q_{\text{por dia}} = 10(10,000) = 100,000 m^3$$

Asumiendo la profundidad de 1.5 m el área será:

$$A = 100,000 / 1.5 = 66,666 m^2$$

Asumiendo la relación largo / ancho X=3, el coeficiente de dispersión "d" tomará el mismo valor d= 0.3117.

Cálculo del coeficiente "a" para la primer laguna de estabilización:

$$a = \sqrt{1 + 4(0.7277)(10)(0.3117)} = 3.1737833$$

$$\frac{Nm1}{Nf} = \frac{4(3.17389).e^{\frac{1-3.1738}{2(0.3117)}}}{(1+3.1738)^2} = 0.022289694$$

$$Nm1 = 1,796,386 \times 0.022289694 = 40,049 \text{ NMP/100ml}$$

Cálculo de la segunda laguna de maduración asumiendo el tiempo de retención hidráulica de 4 días:

$$a = \sqrt{1 + 4(0.7277)(4)(0.3117)} = 2.1515542$$

$$\frac{Nm2}{Nf} = \frac{4(2.1516).e^{\frac{1-2.1516}{2(0.3117)}}}{(1+2.1516)^2} = 0.136624$$

$$Nm1 = (0.136624) \times 40,049 = 5,117 \text{ NMP/100ml}$$

Cálculo de la tercer laguna de oxidación asumiendo el tiempo de retención hidráulica de 4 días:

$$a = 2.1515542$$

$$Nm3/Nm2 = 0.136624$$

$$Nm3 = (0.136624) \times (5,117) = 747 \text{ NMP/100ml}$$

Como el valor de N_3 es menor a 1000 NMP/100 ml se acepta este valor

Resumen:

LAGUNA	VOLUMEN (m ³)	AREA (m ²)	θ (d)
Laguna(s) anaerobia(s)	13,462		1.35
Laguna(s) facultativa(s)		72,641	10.87
Primer(as) laguna(s) de maduración		66,666	10.00
Segunda(s) laguna(s) de maduración		26,666	4.0
Tercer(as) laguna(s) de maduración		26,666	4.0

Nota: La constante de decaimiento 0.841 es el promedio obtenido en Perú por Fabián Yáñez que coincide con las evaluaciones experimentales de SACCI, PULPRASERI e IMTA.

Diseño de lagunas para una población que varía estacionalmente

El diseño es el mismo que para el ejemplo anterior, pero debido a los efectos estacionales del turismo, los caudales de la estación cálida, estación fría, temperatura y tasa de evaporación varían como sigue:

Estación del año	Gasto [m ³ /d]	Temperatura [°C]	Evaporación [mm/d]
Fría	10,000	18	6
Cálida	30,000	28	11

NOTA:

Se recomienda como ejercicio práctico que el ejemplo de diseño de lagunas para una población que varía estacionalmente, sea elaborado por el lector de estos apuntes

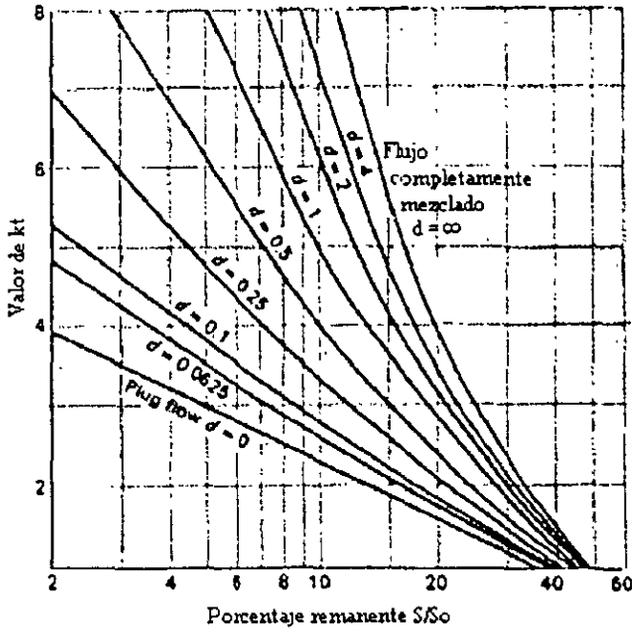


Fig. 9.6 Valores de kt en la ecuación de Wehener y Wilhelm, versus el remanente (S/S_0) para varios factores de dispersión (d)

2. LAGUNA AEROBIA (presentado por Metcalf & Eddy)

Diseñar una laguna aerobia para tratar aguas residuales industriales con un gasto de 1Mgal/d (3800 m³/d) con una DBO₅ de 100 mg/l, considerando las siguientes condiciones

1. Sólidos suspendidos en efluente = insignificantes
2. DBO₅ (conversión) = 90%
3. Soluble primer orden DBO₅ tasa de remoción constante (k) = 0.25 d⁻¹ a 20°C
4. Coeficiente de temperatura θ = 1.06 a 20°C
5. Temperatura de la laguna en el verano = 32°C
6. Temperatura de la laguna en invierno = 10°C
7. Área máxima de lagunas individuales = 10 acres (4 ha)
8. Profundidad máxima de la laguna = 3 pies (0.9m)
9. Factor de dispersión de la laguna = 1.0

Solución

1. De la gráfica 9.6 determinar el valor de kt para un factor de dispersión de 1.0 y una eficiencia de remoción del 90%

$$kt = 5$$

2. Determinar el coeficiente de la temperatura

a) Invierno

$$\begin{aligned} K_{10^{\circ}\text{C}} &= K_{20^{\circ}\text{C}} \theta^{T-20} \text{ (d}^{-1}\text{)} \\ K_{10^{\circ}\text{C}} &= (0.25 \text{ d}^{-1})[(1.06)^{10-20}] \\ K_{10^{\circ}\text{C}} &= 0.14 \text{ d}^{-1} \end{aligned}$$

b) Verano

$$\begin{aligned} K_{32^{\circ}\text{C}} &= K_{20^{\circ}\text{C}} \theta^{T-20} \text{ (d}^{-1}\text{)} \\ K_{32^{\circ}\text{C}} &= (0.25 \text{ d}^{-1})[(1.06)^{32-20}] \\ K_{32^{\circ}\text{C}} &= 0.5 \text{ d}^{-1} \end{aligned}$$

3. Determinar el tiempo de retención

a) Invierno (kt= 5)

$$\begin{aligned} 0.14 \text{ d}^{-1}(t) &= 5 \\ t &= 35.7 \text{ d} \end{aligned}$$

b) Verano (kt=5)

$$\begin{aligned} 0.5 \text{ d}^{-1}(t) &= 5 \\ t &= 10 \text{ d} \end{aligned}$$

4. Determinar el área superficial de la laguna

$$Q = AxV = (hxb)\left(\frac{l}{t}\right) = \frac{hbl}{t} = \frac{Ah}{t} \therefore A = \frac{Q-t}{h}$$

a) Invierno

$$\text{área.}_{\text{superficial}} = \frac{1,000,000 \text{ gal/d} \cdot 35.7 \cdot d}{3 \text{ ft} \times 43.56 \text{ ft}^2 / \text{acre}} \left(\frac{1 \text{ ft}^3}{7.48 \text{ gal}} \right) = 36.5 \text{ acres} = (14.8 \text{ ha})$$

b) Verano

$$\text{área.}_{\text{superficial}} = \frac{1,000,000 \text{ gal/d} \cdot 10.0 \cdot d}{3 \text{ ft} \times 43.56 \text{ ft}^2 / \text{acre}} \left(\frac{1 \text{ ft}^3}{7.48 \text{ gal}} \right) = 10.2 \text{ acres} = (4.1 \text{ ha})$$

De lo que se concluye que las condiciones de Invierno son las que rigen en el diseño.

3. LAGUNAS DE MADURACIÓN (Reducción de coliformes) (presentado por Romero Rojas J.A.)

La desinfección de las aguas residuales es uno de los objetivos de los sistemas de tratamiento e incluye la destrucción de patógenos, virus, parásitos y demás organismos perjudiciales. Las lagunas de estabilización en serie proveen un medio de remoción natural de organismos coliformes fecales para satisfacer así el propósito de desinfectar las aguas residuales. Una persona promedio descarga 10^{11} a 4×10^{11} organismos coliformes por día en aproximadamente 45g de excrementos secos. La relación de coliformes totales a coliformes fecales en aguas residuales domésticas es de 2/1 a 4/1 y la relación de coliformes fecales a estreptococos fecales es de 4/1 a 8/1. se han aislado salmonelas en aguas residuales con conteo de coliformes totales de 2200 / 100ml. Y se han encontrado relaciones de coliformes a virus entéricos de 92000/1 en aguas residuales y de 50000/1 en aguas superficiales contaminadas.

De acuerdo con Marais y Shaw dos lagunas de estabilización en serie, cada una con un tiempo de retención de 7 días, tratando un efluente de una laguna facultativa con DBO < 75 mg/l, producen un efluente con DBO < 25 mg/l. Según la OMS un efluente de una laguna facultativa, con una DBO soluble de 50 a 70 mg/l, puede tratarse mediante una o más lagunas de maduración y reducirse su DBO soluble a menos de 25 mg/l.

Las lagunas de maduración se construyen generalmente con tiempos de retención hidráulica de 3 a 10 días cada una, mínimo 5 días cuando se usa una sola y profundidades de 1.0 a 1.5 metros. En la práctica, el número de lagunas de maduración lo determina el tiempo de retención necesario para proveer una remoción requerida de coliformes fecales (CF).

La reducción de coliformes fecales en una laguna anaerobia, facultativa o de maduración se puede calcular con base en la ecuación para modelos de mezcla completa y cinéticas de primer orden (Capítulo 14 "Anexos", subcapítulo 2)

$$N = \frac{N_0}{1 + Kb\theta}$$

Donde:

N = Número de CF/100ml del efluente

No = número de CF/100ml del afluente

Kb = constante de remoción de CF de primer orden, d^{-1}

θ = tiempo de retención, días

El valor de Kb es función de la temperatura y de otros factores. En algunos estudios se ha observado que Kb aumenta con el incremento de pH y disminuye a mayor concentración de DBO en la laguna y mayor profundidad del agua

En otros estudios se ha comprobado que el porcentaje de remoción de coliformes fecales es mayor en lagunas anaerobias que en lagunas facultativas y de maduración; sin embargo, Marais anota que la remoción de organismos fecales en condiciones anaerobias es baja.

El cálculo de la mortalidad de coliformes fecales, también puede hacerse con los modelos de flujo en pistón y flujo disperso. Algunas de las expresiones deducidas para Kb se presentan en la

tabla 9.7; además, en la tabla 9.8, se incluyen algunos valores típicos de números más probable de coliformes fecales, CF, en diferentes tipos de agua.

Tabla 9.7 Constantes K_b de remoción de CF*

Ecuación	$K_b, 20$	Modelo	Autor	Año
$K_b, T = 2.60(1.19)^{T-20}$	2.60 d^{-1}	Mezcla completa	Marais	1974
$K_b, T = 1.41(1.40)^{T-20}$	1.41 d^{-1}	Mezcla completa Laguna primaria	Ramírez	1993
$K_b, T = 3.27(1.59)^{T-20}$	3.27 d^{-1}	Mezcla completa Laguna secundaria	Ramírez	1993
$K_b, T = 1.10(1.075)^{T-20}$	1.10 d^{-1}	Flujo pistón	Yáñez	1971
$K_b, T = 0.50(1.072)^{T-20}$	0.50 d^{-1}	Flujo pistón	Bowles	1979
$K_b, T = 0.41(1.15)^{T-20}$	0.41 d^{-1}	Flujo pistón Laguna primaria	Ramírez	1993
$K_b, T = 0.36(1.25)^{T-20}$	0.36 d^{-1}	Flujo pistón Laguna secundaria	Ramírez	1993
$K_b, T = 0.623(1.037)^{T-20}$	0.62 d^{-1}	Flujo disperso	Sáenz	1987
$K_b, T = 0.84(1.07)^{T-20}$	0.84 d^{-1}	Flujo disperso	Sáenz	1985

* Romero Rojas J. A. Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas de Estabilización, Alfaomega, México 1999 (14)

Tabla 9.8 NMP de coliformes fecales en diferentes aguas*

Tipo	CF/100ml	Referencia
Agua residual cruda	4×10^7	Marais
Agua residual cruda	2×10^7	WPCA
Agua residual cruda	$10^7 \text{ a } 10^8$	Arthur
Agua para riego sin restricciones	< 1000	Yáñez
Agua para cría de peces	< 1000	OPS
Agua para recarga	< 1000	OPS
Agua para consumo humano con tratamiento convencional	< 2000	Yáñez
Agua para recreación con contacto primario	< 200	Yáñez

* Romero Rojas J. A. Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas de Estabilización, Alfaomega, México 1999 (14)

EJEMPLO: Determinar las eficiencias de remoción de coliformes fecales suponiendo una densidad de coliformes fecales en el afluente de 3×10^7 CF/100ml.

Solución :

Datos:

Gastos de diseño = 2000 m³/día

Temperatura de diseño = 20°C

Tiempo de retención laguna primaria = 7.5 d

Tiempo de retención laguna secundaria = 7.5 d

Tiempo de retención laguna terciaria = 7.5 d

- De conformidad con la ecuación de Marais (anexos)

$$K_{b,T} = 2.60(1.19)^{T-20} = 2.60.d^{-1}$$

- La densidad de coliformes fecales en la laguna primaria según la ecuación :

$$N = \frac{N_0}{1 + Kb.\theta} \quad (\text{ver anexos})$$

$$N = \frac{3 \times 10^7}{1 + 2.6(7.5)} = 1.5 \times 10^6 \text{ CF} / 100 \text{ ml}$$

- La densidad de coliformes fecales en el efluente de la laguna secundaria según la ecuación anterior es:

$$N = \frac{1.5 \times 10^6}{1 + 2.6(7.5)} = 7.1 \times 10^4 \text{ CF} / 100 \text{ ml}$$

- Si se desea un efluente para riego sin restricciones se deberán construir dos lagunas de maduración de 7.5 días de tiempo de retención cada una, con lo cual

$$N = \frac{7.1 \times 10^4}{[1 + 2.6(7.5)]^2} = 169 \text{ CF} / 100 \text{ ml} < 1000$$

como un resumen de este ejemplo, por ser iguales los tiempos de retención en las cuatro lagunas, se puede resolver en forma simple de la siguiente forma:

$$N = \frac{3 \times 10^7}{[1 + 2.6(7.5)]^4} = 169 \text{ CF} / 100 \text{ ml} < 1000$$

DISEÑO DE LAGUNAS AEREADAS

Hay dos tipos de lagunas aereadas:

- 1.- Aerobia.- El oxígeno disuelto y los sólidos suspendidos se mantienen uniformes
- 2.- Facultativa.- El oxígeno se mantiene en la superficie, pero solo una porción de los sólidos suspendidos se mantienen en suspensión.

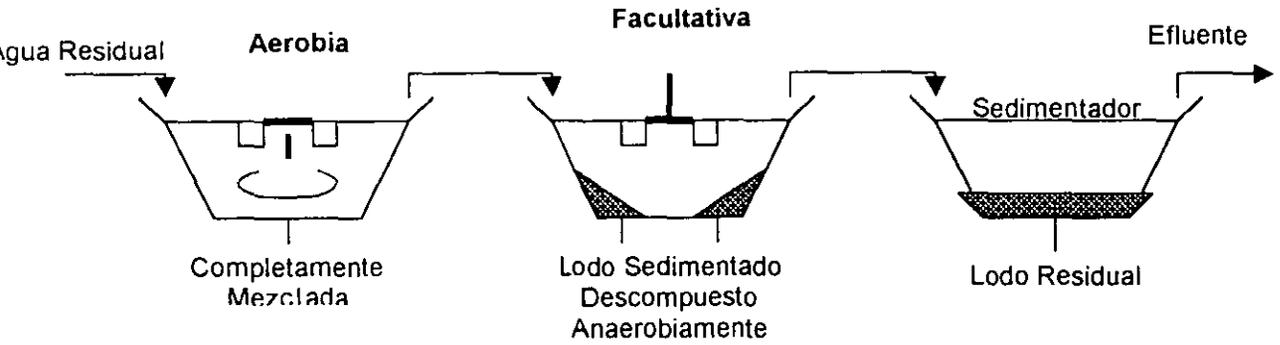


Fig. 9.7 Tipos de lagunas aereadas

La remoción de DBO se estima empleando un modelo de j reactores completamente mezclados en serie con reacción de primer orden. Como es lógico, el empleo de un modelo de flujo pistón y cinética de primer orden también predice el funcionamiento de este tipo de lagunas (Ovano, 1981). Por lo que se diseñan empleando la siguiente ecuación:

$$\frac{S_j}{S_i} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{k\tau}{j}\right)\right]^j}$$

donde

- S_j: concentración de la DBO en el efluente por celda, mg/l
- j: número de celdas en la serie

La ecuación anterior considera la operación de j celdas de igual tamaño dispuestas en serie y una cinética de primer orden. De tal manera que para j número de celdas o reactores de cualquier forma y tamaño, se establecen j número de términos.

$$\frac{S_j}{S_i} = \left(\frac{1}{1 + k_1\tau_1}\right)\left(\frac{1}{1 + k_2\tau_2}\right)\dots\dots\left(\frac{1}{1 + k_j\tau_j}\right)$$

donde:

- k₁, k₂, ..., k_j :: tasas de reacción de las celdas 1 a la j
- τ₁, τ₂, ..., τ_j :: tiempos de retención hidráulicas para las respectivas celdas.

Teóricamente, un número de reactores de igual volumen en serie es más eficiente que reactores de volúmenes diferentes; sin embargo, la topografía del terreno es una de las razones para proyectar celdas o lagunas de volúmenes desiguales

PLANTAS DE TRATAMIENTO AVANZADO DE LAGUNAS COMBINADAS CON REACTORES BIOLÓGICOS Y HUMEDALES

Al cabo de diversas investigaciones se ha demostrado que el acoplamiento de las lagunas con reactores biológicos convencionales para el tratamiento de aguas residuales permiten obtener la desnitrificación, una vez que han sido diseñadas para nitrificar, ya que sólo se requiere recircular una mezcla de agua residual y lodos biológicos provenientes de un sedimentador de alta tasa. Las lagunas pueden ser construidas como lagunas aeradas u otro tipo combinadas con reactores biológicos, como filtros percoladores o discos biológicos rotatorios. La figura 10.9 muestra el diagrama de flujo de estos sistemas y combinaciones con humedales.

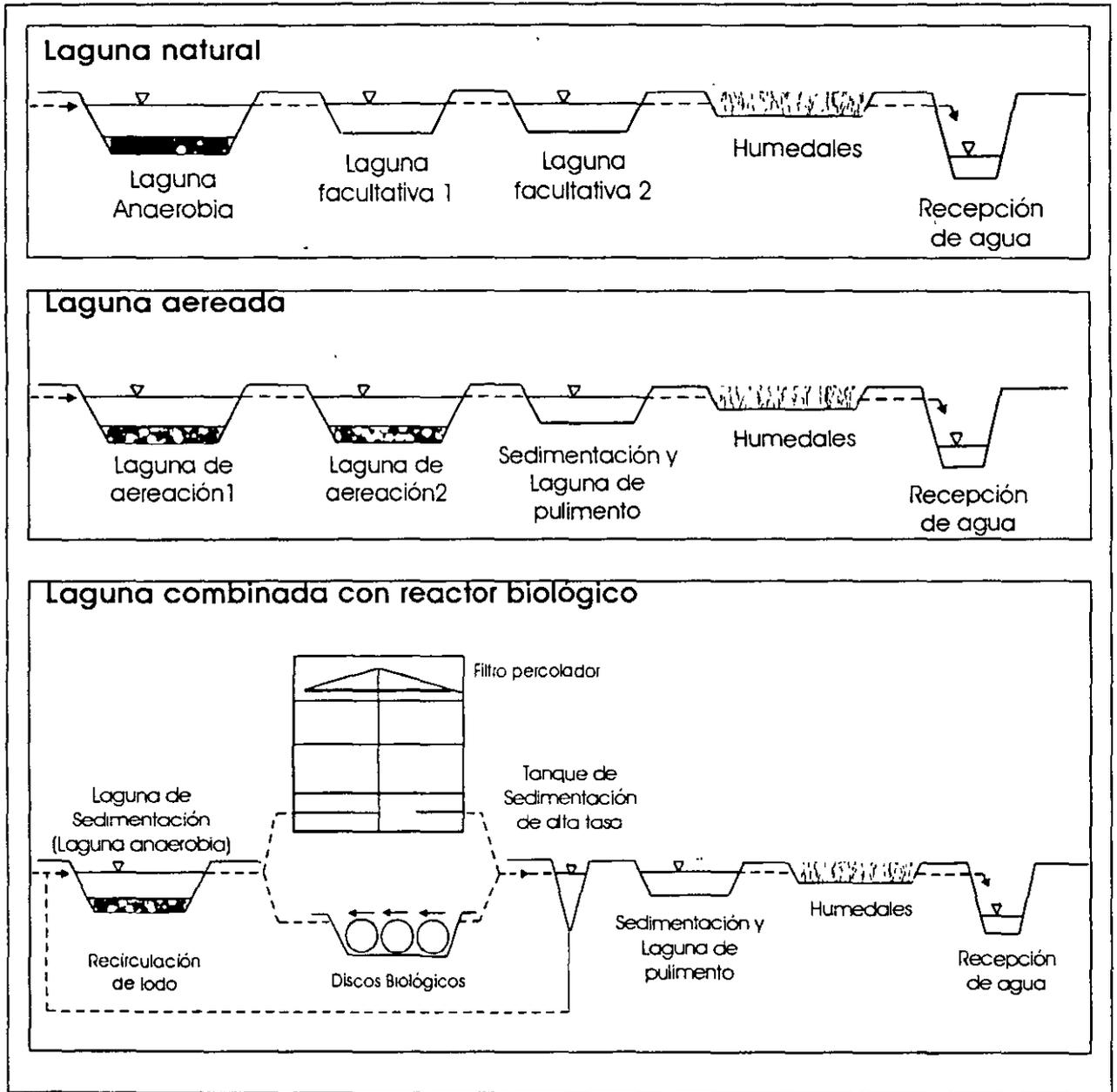


Fig. 9.9 Combinación de lagunas con humedales, con discos y filtros biológicos



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: CA100
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

**TEMA:
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES MUNICIPALES**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
MAYO DEL 2003**

PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES

DISEÑO DE UNIDADES DE:

PRETRATAMIENTO

- Canal de llamada
- Rejilla de cribado
- Canales de desarenación
- Canal parshall
- Cárcamo de bombeo

TRATAMIENTO

- Sedimentador primario
- Proceso Biológico "Aireación"
- Sedimentador secundario
- Unidades de desinfección "Tanque de cloración"

CALCULO DE LOS GASTOS DE DISEÑO

◆ ECUACIONES BASICAS

- GASTO MEDIO (lps)

$$Q_m = \frac{A \times P}{86400}$$

A : aportación (l/hab/día)

P : población (hab)

- GASTO MÍNIMO (lps)

$$Q_{min} = 0.5 \times Q_m$$

Q_m : gasto medio (lps)

- GASTO MÁXIMO (lps)

$$Q_{max} = M \times Q_m$$

Q_m : gasto medio (lps)

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

P : población en miles

- GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO (lps)

$$Q_{maxext} = 1.5 \times Q_{max}$$

Q_{max} : gasto máximo (lps)

CALCULO DE LOS GASTOS DE DISEÑO

♦ CALCULO DE LOS GASTOS DE DISEÑO

Población proyecto: 21,600 hab

Dotación: 250 l/hab/día

Aportación = 80% Dotación = 0.8 x 250
= 200 l/hab/día

- GASTOS MEDIO

$$Q_m = \frac{200 \times 21600}{86400}$$

$$Q_m = 50 \text{ lps}$$

- GASTO MÍNIMO

$$Q_{min} = 0.5 \times 50$$

$$Q_{min} = 25 \text{ lps}$$

- GASTO MÁXIMO

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{21.6}}$$

$$M = 2.62$$

$$Q_{max} = 2.62 \times 50$$

$$Q_{max} = 131 \text{ lps}$$

- GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO

$$Q_{maxext} = 1.5 \times 131$$

$$Q_{maxext} = 196 \text{ lps}$$

DISEÑO DE UN CANAL DE LLAMADA

◆ CONSIDERACIONES DE DISEÑO

- Rango de velocidad 0.3 – 0.6 m/s
- Canal horizontal operado a gravedad y a cielo abierto

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} r^{2/3}$$

n : coeficiente de manning
s : pendiente
r : radio hidráulico

- Sección rectangular
- Concreto reforzado n = 0.013

◆ PROCEDIMIENTO

- calculo de la sección hidráulica para gasto mínimo

$$Q_{\min} = 0.025 \quad m^3/s$$

$$v = 0.3 \quad m/s$$

$$A_{hid} = \frac{Q_{\min}}{v} = \frac{0.025}{0.3} = 0.083 \quad m^2$$

- se propone el ancho del canal y se calcula el tirante

$$\text{si } b = 0.6 \text{ m}$$

$$Y_{\min} = \frac{A_{hid}}{b} = \frac{0.083}{0.6} = 0.14 \quad m$$

- calculo de la pendiente (ecuación de manning)

$$r = \frac{A_{hid}}{P_m} = \frac{A_{hid}}{b + 2Y_{\min}} = \frac{0.083}{0.6 + 2 \times 0.14} = 0.094 \quad m$$

$$s = \left(\frac{v \times n}{r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.3 \times 0.013}{0.094^{2/3}} \right)^2 = 0.000352$$

- calculo de los tirantes y velocidades, para los demás gastos

Para la obtención de los tirantes, se utiliza la ecuación de manning. El procedimiento consiste en proponer diferentes tirantes hasta que ambos lados de la ecuación se igualen.

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{n} \times s^{1/2} \times r^{2/3}$$

$$\frac{Q \times n}{b \times s^{1/2}} = Y \times \left(\frac{b \times Y}{2Y + b} \right)^{2/3}$$

- para gasto medio (resolviendo por interacciones)

$$Y_{\text{med}} = 0.23 \text{ m}$$

$$v_{\text{med}} = \frac{Q}{A} = \frac{0.50}{0.6 \times 0.23} = 0.37 \text{ m/s}$$

- para gasto máximo (resolviendo por interacciones)

$$Y_{\text{max}} = 0.47 \text{ m}$$

$$v_{\text{max}} = \frac{Q}{A} = \frac{0.131}{0.6 \times 0.47} = 0.46 \text{ m/s}$$

- para gasto máximo extraordinario (resolviendo por interacciones)

$$Y_{\text{max ext}} = 0.65 \text{ m}$$

$$v_{\text{max ext}} = \frac{Q}{A} = \frac{0.196}{0.6 \times 0.65} = 0.50 \text{ m/s}$$

- se revisa la existencia de cambios en el tipo de régimen del flujo, que provocaría turbulencia.

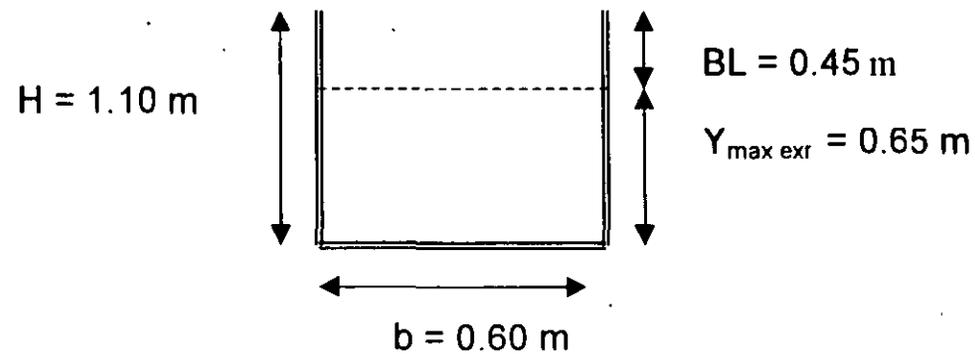
Por ser sección rectangular

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{b \times g}} \quad q = \frac{Q}{b}$$

Tabla 1

Gasto (l/s)	Vel (m/s)	Y (m)	Y _c (m)	Régimen
Q _{min} 25	0.30	0.14	0.06	Subcrítico
Q _{med} 50	0.37	0.23	0.09	Subcrítico
Q _{max} 131	0.46	0.47	0.17	Subcrítico
Q _{max ext} 196	0.50	0.65	0.22	Subcrítico

- diseño del canal



DISEÑO DE REJILLAS

El cribado tiene como objetivo principal remover o reducir el contenido de sólidos y basuras. La limpieza de las rejillas será de tipo manual.

Las barras serán del tipo "rectangular con cantos afilados", de acero inclinadas a 60° con respecto a la horizontal, las cuales estarán espaciadas a intervalos iguales e irán soldadas a un marco del mismo material.

◆ CONSIDERACIONES DE DISEÑO

- Rejilla de limpieza manual
- marco de ángulo de acero al carbón
- barras de acero al carbón, forma rectangular con cantos afilados
- tamaño de sólidos por remover

◆ ECUACIONES A UTILIZAR

- calculo de la pérdida de energía criterio 1

$$h = \frac{v^2 - v'^2}{2g} \times \left(\frac{1}{0.7} \right) \quad (m)$$

donde

v : velocidad en el paso por las rejillas m/s

$$v = \frac{Q \times (w + s)}{A \times s} \quad (m/s)$$

v : velocidad de aproximación m/s

w : ancho de la barra m

s : espacio entre las barras m

Q : gasto m^3/s

A : área de la sección m^2

g : aceleración de la gravedad $9.81 m/s^2$

criterio 2

$$h = \beta \times \left(\frac{w}{s} \right)^{4/3} \times h_v \times \text{sen } \theta \quad (m)$$

β : factor de forma de la barra

w : ancho de la barra m

s : espacio entre las barras m

h_v : carga de velocidad del flujo m

$$h_v = \frac{v^2}{2g} \quad (m)$$

θ : ángulo de reposo a la horizontal

- longitud de la rejilla

$$l = \frac{H}{\text{sen } \theta} \quad (m)$$

H : altura del canal m

θ : ángulo de reposo a la horizontal

- número de barras

$$NB = \frac{B - S}{W + S}$$

B : ancho del canal m

w : espesor de las barras de la rejilla m

S : espacio entre barras m

◆ PROCEDIMIENTO

- se diseña para condiciones críticas

$$Q_{\text{max ext}} = 196 \quad \text{lps}$$

$$V_{\text{max ext}} = 0.50 \quad \text{m/s}$$

$$t_{\text{max ext}} = 0.65 \quad \text{m}$$

- se proponen las características de la rejilla
rejilla de limpieza manual, con barras de tipo
rectangular con los cantos afilados

$$w = \frac{1}{2}''$$

$$s = 1''$$

$$v = 0.5 \text{ m/s}$$

$$\theta = 60^\circ$$

$$\beta = 2.42$$

perdida de carga permisible = 150 mm

- calculo de la perdida de carga
criterio 1

$$v = \frac{0.196 \times (0.0127 + 0.0254)}{0.39 \times 0.0254} = 0.754 \text{ m/s}$$

$$h = \frac{0.754^2 - 0.5^2}{2 \times 9.81} \times \left(\frac{1}{0.7} \right) = 0.023 \text{ m} = 23 \text{ mm}$$

criterio 2

$$h_v = \frac{0.5^2}{2 \times 9.81} = 0.0127 \text{ m}$$

$$h = 2.42 \times \left(\frac{0.0127}{0.0254} \right)^{4/3} \times 0.0127 \times \sin 60^\circ = 0.0106 \text{ m}$$

$$= 10.6 \text{ mm}$$

se elige la perdida de carga de mayor valor y se
compara con la perdida recomendable

$h = 23 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$ cumple, por lo que es
adecuado al proyecto.

- calculo de la longitud de la rejilla

$$l = \frac{1.10}{\sin 60^\circ}$$

$$l = 1.27 \text{ m}$$

- calculo del número de barras

$$NB = \frac{0.6 - 0.0254}{0.0127 + 0.0254} = 15 \text{ barras}$$

- distribución

15 barras	x 0.0127	= 0.1905
14 espacios	x 0.0254	= 0.3556
2 espacios	x 0.0269	= <u>0.0539</u>
ancho del canal		0.6000

DISEÑO DEL DESARENADOR

◆ CONSIDERACIONES DE DISEÑO

- canal horizontal operado a gravedad
- sección rectangular, de concreto reforzado
- número de canales
 - 3 construidos
 - 2 en operación
 - 1 en limpieza
- limpieza manual
- forma de operar: el gasto se divide en los canales en operación
- diámetro de las partículas $\phi = 0.21 \text{ mm}$
- gravedad de sedimentación $GE = 2.65$
- carga superficial $CS = 1889 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ día}$

◆ PROCEDIMIENTO

- calculo del área de la sección transversal, para el gasto máximo extraordinario dividido en los dos canales de operación.

$$V_{\text{max ext}} = 0.25 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{max ext}} = 98 \text{ lps}$$

Por continuidad

$$A = \frac{Q}{v} \quad (\text{m}^2)$$

$$A = \frac{0.098}{0.25} = 0.392 \text{ m}^2$$

- calculo del tirante

$$b = 0.60 \text{ m}$$

$$Y_{\text{max ext}} = \frac{A}{b} = \frac{0.392}{0.60} = 0.653 \text{ m}$$

- calculo de la pendiente (ecuación de manning)

$$r = \frac{A_{hd}}{P_m} = \frac{A_{hd}}{b + 2Y_{\text{max ext}}} = \frac{0.392}{0.6 + 2 \times 0.653} = 0.206 \text{ m}$$

$$s = \left(\frac{v \times n}{r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.25 \times 0.013}{0.206^{2/3}} \right)^2 = 0.000087$$

- calculo de los tirantes y velocidades, para los demás gastos (procedimiento similar al del canal de llegada)

Tabla resumen

Gasto (l/s)	Vel (m/s)	Y (m)
Q _{min} 12.5	0.15	0.14
Q _{med} 25.0	0.18	0.23
Q _{max} 65.5	0.23	0.47
Q _{max ext} 98.0	0.25	0.65

* los gastos se dividieron entre dos que son los canales en operación

- calculo del área superficial

$$CS = 1889 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ día}$$

$$Q_{\text{max ext}} = 98 \text{ lps} = 8467 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$A_s = \frac{Q}{CS} = \frac{8467}{1889} = 4.48 \text{ m}^2$$

- calculo de la longitud del canal

$$L = \frac{A_s}{b} = \frac{4.48}{0.6} = 7.46 \text{ m}$$

- se calcula la longitud "l" para evitar turbulencias a la entrada y salida del canal para el gasto máximo extraordinario. La longitud debe estar dentro del siguiente rango.

$$Y_{\text{max ext}} = 0.65 \text{ m}$$

$$\text{Rango } 2Y - 0.5L$$

$$\text{Rango } 2 \times 0.65 - 0.5 \times 7.46$$

$$\text{Rango } 1.3 - 3.73$$

Eligiendo $l = 2.0 \text{ m}$

- revisión del tiempo de retención hidráulico
Tiempo recomendado de 45 a 90 segundos

$$t = \frac{\nabla}{Q} \text{ (seg)}$$

∇ : volumen del canal m^3

para $Q_{\max \text{ ext}} = 0.098 \text{ m}^3/\text{s}$, $Y_{\max \text{ ext}} = 0.65 \text{ m}$

$$t = \frac{0.6 \times 7.46 \times 0.65}{0.098} = 29.84 \text{ seg} < 45 \text{ seg}$$

por lo que no cumple

para $Q_{\max} = 0.0655 \text{ m}^3/\text{s}$, $Y_{\max} = 0.47 \text{ m}$

$$t = \frac{0.6 \times 7.46 \times 0.47}{0.0655} = 32.30 \text{ seg} < 45 \text{ seg}$$

por lo que no cumple

para $Q_{\text{Med}} = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$, $Y_{\text{Med}} = 0.23 \text{ m}$

$$t = \frac{0.6 \times 7.46 \times 0.23}{0.025} = 41.40 \text{ seg} < 45 \text{ seg}$$

por lo que no cumple

para $Q_{\min} = 0.0125 \text{ m}^3/\text{s}$, $Y_{\min} = 0.14 \text{ m}$

$$t = \frac{0.6 \times 7.46 \times 0.14}{0.0125} = 50.40 \text{ seg} > 45 \text{ seg}$$

por lo que cumple

Como solo cumple para el gasto mínimo, es necesario incrementar el largo del canal, asegurando el tiempo de retención 45 segundos.

- calculando la nueva longitud, para $Q_{\max \text{ ext}} = 0.098 \text{ m}^3/\text{s}$, $Y_{\max \text{ ext}} = 0.65 \text{ m}$

$$45 = \frac{0.6 \times 0.65 \times L}{0.098}$$

$$L = 11.31 \text{ m}$$

- revisión del tiempo de retención para los gastos restantes

para $Q_{\text{MAX}} = 0.0655 \text{ m}^3/\text{s}$, $Y_{\text{MAX}} = 0.47 \text{ m}$

$$t = \frac{0.6 \times 11.31 \times 0.47}{0.0655} = 48.70 \text{ seg} > 45 \text{ seg}$$

por lo que cumple

para $Q_{med} = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$, $Y_{med} = 0.23 \text{ m}$

$$t = \frac{0.6 \times 11.31 \times 0.23}{0.025} = 62.40 \text{ seg} > 45 \text{ seg}$$

por lo que cumple

para $Q_{min} = 0.0125 \text{ m}^3/\text{s}$, $Y_{min} = 0.14 \text{ m}$

$$t = \frac{0.6 \times 11.31 \times 0.14}{0.0125} = 76.00 \text{ seg} > 45 \text{ seg}$$

por lo que cumple

- calculo de la profundidad de la caja de
acumulación de arena
rango del contenido de arena recomendado

0.0037 - 0.20 $\text{m}^3 \text{arena} / 10^3 \text{m}^3 \text{ de agua}$

utilizando un valor promedio

$a = 0.0150 \text{ m}^3 \text{arena} / 10^3 \text{m}^3 \text{ de agua}$
la cantidad de arena (∇_{arena}) por día para

$Q \text{ max ext} = 8467 \text{ m}^3/\text{día}$

$$\frac{Q}{10^3} \times a = \nabla A$$

$$\frac{8467}{10^3} \times 0.015 = 0.127 \text{ m}^3 \text{ arena} / \text{día}$$

realizando limpieza semanalmente

$$\nabla_{arena} = 7 \times 0.127 = 0.889 \text{ m}^3 \text{ arena}$$

$$h = \frac{\nabla_{arena}}{b \times L} \text{ m}$$

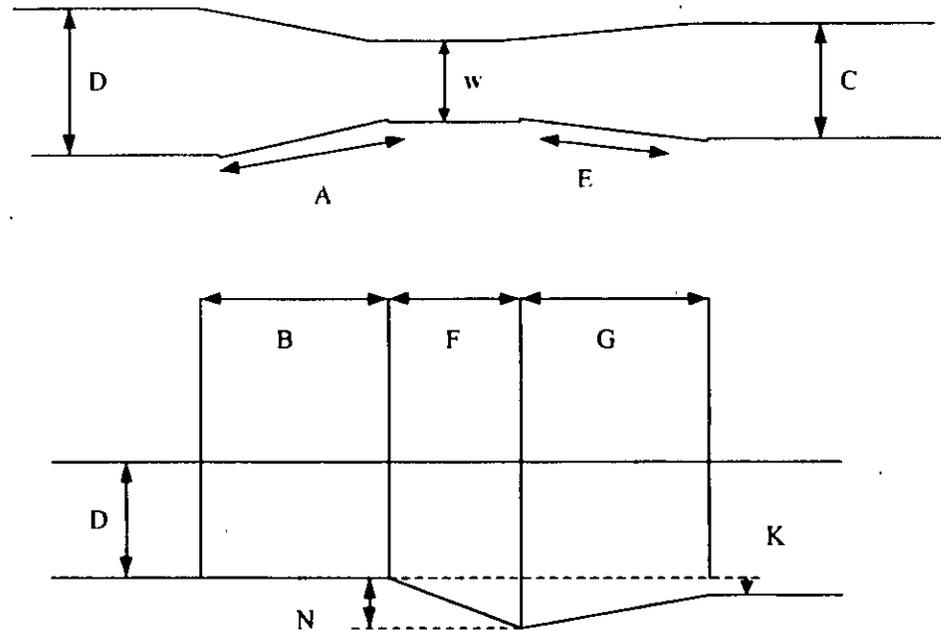
$$h = \frac{0.889}{0.6 \times 11.31} = 0.13 \text{ m}$$

se toma $h = 0.20 \text{ m}$

DISEÑO DEL CANAL PARSHALL

◆ PROCEDIMIENTO

Se selecciona un ancho de garganta w , y se determinan las dimensiones correspondientes.



Si $w = 9''$

Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)

w	A	B	C	D	E	F	G	K	N
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6

DISEÑO DEL CÁRCAMO DE BOMBEO

El diseño del sistema se considera un desnivel de bombeo de 2.72 m, y una elevación necesaria para el proceso de tratamiento de 4.66 m. el desnivel total para suministrar agua residual al sistema es de 7.38 m, por lo que es necesario colocar un sistema de bombeo, que permita trabajar eficientemente al proceso.

Las bombas recomendadas para el suministro de agua, serán de tipo sumergible para lodos y agua residuales, ya que, el desnivel es bajo.

♦ ECUACIONES BÁSICAS

Volumen mínimo del cárcamo

$$\nabla = \frac{q \times t}{4} \quad (m^3)$$

q : gasto de la bomba de mayor capacidad m^3/s
 t : tiempo entre paro y arranque de la bomba de mayor capacidad
regularmente $15 < t < 30 \text{ min}$

Volumen de almacenamiento

$$\nabla = Q \times t \quad (m^3)$$

Q : gasto m^3/s

t : tiempo de almacenamiento

Potencia del motor

$$P = \frac{\gamma \times Q \times H}{76 \times \eta} \quad (Hp)$$

$\gamma = 1000 \text{ Kg}/m^3$

$Q =$ gasto de la bomba l/s

$H =$ carga total m

$H = H_e + h_f + h_m$

H_e : carga estática

h_f : perdida por fricción

h_m : perdida menor

$\eta =$ eficiencia de la bomba

- selección de las bombas

se seleccionan cuatro bombas, dos de 50 l/s y las restantes de 100 l/s

Distribución de las Bombas

Gasro (l/s)	Bombas
Mínimo 25	B ₁ o B ₂
Medio 50	B ₁ o B ₂
Máximo 131	(B ₁ y B ₃) o (B ₁ y B ₄) o (B ₂ y B ₃) o (B ₂ y B ₄)
Max. Ext 196	(B ₁ , B ₂ y B ₃) o (B ₁ , B ₂ y B ₄) o (B ₃ y B ₄)

- calculo del volumen de almacenamiento

$$t = 15 \text{ min} = 900 \text{ seg}$$

$$Q_{\text{med}} = 50 \text{ lps} = 0.050 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\nabla = 0.050 \times 900 = 45 \text{ m}^3$$

- calculo de las dimensiones

$$\text{si } h = 2 \text{ m}$$

$$A = \frac{\nabla}{h} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ m}^2$$

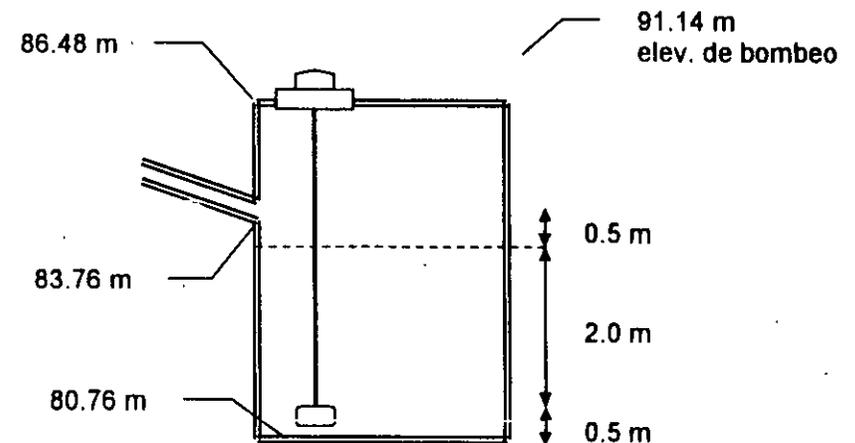
proponiendo sección cuadrada y con $A = 25 \text{ m}^2$
para facilidad de construcción se obtiene:

$$l = 5 \text{ m}$$

$$A = 25 \text{ m}^2$$

$$\nabla = 50 \text{ m}^3$$

- calculo de la potencia de la bomba



$$H_e = 91.14 - 80.76 = 10.38 \text{ m}$$

Considerando que

$$h_f + h_m = 5\% H_e = 0.05 \times 10.38 = 0.52 \text{ m}$$

$$H = 10.38 + 0.52 = 10.90 \text{ m}$$

Para B_1 y B_2

$$\eta = 0.6$$

$$Q = 50 \text{ l/s}$$

$$\gamma = 1$$

$$P = \frac{50 \times 10.90}{76 \times 0.6} = 11.96 \text{ Hp}$$

$$P_{\text{comercial}} = 15 \text{ Hp}$$

Para B_3 y B_4

$$\eta = 0.6$$

$$Q = 100 \text{ l/s}$$

$$\gamma = 1$$

$$P = \frac{100 \times 10.90}{76 \times 0.6} = 23.90 \text{ Hp}$$

$$P_{\text{comercial}} = 25 \text{ Hp}$$

DISEÑO DE UN SEDIMENTADOR PRIMARIO

Tiene como objeto la remoción de los sólidos, alrededor del 40 – 60%, paralelamente se logra remover alrededor del 25 al 40% de la materia orgánica como DBO_5

◆ CONSIDERACIONES DE DISEÑO

- número de unidades: 1
- tipo de sedimentador circular
- material del tanque: concreto reforzado
- mecanismo: tornamesa y rastras
- se diseña con gasto medio y se revisa con gasto máximo extraordinario
- carga superficial CS: rango 32 – 48 m^3/m^2 día

◆ ÁREA REQUERIDA

$$CS = 40 \text{ } m^3/m^2 \text{ día}$$

$$Q_{med} = 4320 \text{ } m^3/día$$

$$A_s = \frac{Q}{CS} = \frac{4320}{40} = 108 \text{ } m^2$$

◆ Calculo del diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 108}{\pi}} = 11.72 \text{ } m = 38.51'$$

se elige un diámetro comercial de 40' = 12.2 m

◆ Recalculando el área superficial

$$A_s = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 12.2^2}{4} = 116.75 \text{ } m^2$$

- ◆ Determinación del volumen, especificando una profundidad dentro del rango 3 – 5 m

$$h = 3.5 \text{ m}$$

$$\nabla = A \times h = 116.75 \times 3.5 = 408.61 \text{ m}^3$$

- ◆ Calculo del tiempo de retención hidráulica, verificando que se encuentre dentro del rango 1.5 – 2.5 hr

$$t = \frac{\nabla}{Q} = \frac{408.61}{4320} = 0.098 \text{ día} = 2.27 \text{ hr}$$

dentro de rango

- ◆ Calculo de la carga sobre el vertedor, verificando que se encuentre dentro del rango 125 - 500 m³/m día

$$C.V. = \frac{Q}{\pi \times D} = \frac{4320}{\pi \times 12.2} = 112.71 \text{ m}^3/\text{m día}$$

este valor se acepta, dado que esta ligeramente sobrado

- ◆ Se revisa el diseño con gasto máximo extraordinario

- carga superficial

$$CS = \frac{Q}{A_s} = \frac{16934}{116.75} = 145 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

queda fuera de rango 80 – 120 m³/m² día

- tiempo de retención

$$t = \frac{\nabla}{Q} = \frac{408.6}{16934} = 0.024 \text{ día} = 0.58 \text{ hr}$$

queda fuera de rango 1.5 – 2.5 hr

- carga sobre el vertedor

$$C.V. = \frac{Q}{\pi d} = \frac{16934}{\pi \times 12.2} = 442 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

cumple, rango 125 – 500 m³/m² día

- ♦ recalculando para que cumpla con los rangos recomendados

si $CS = 120 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$

$$A_s = \frac{Q}{CS} = \frac{16934}{120} = 141 \text{ m}^2$$

- proponiendo un tiempo de retención, se calcula el volumen

$t = 1.5 \text{ hr} = 0.06 \text{ días}$

$$\nabla = Q \times t = 16934 \times 0.06 = 1058.40 \text{ m}^3$$

- Recalculando el área superficial

$$A = \frac{\nabla}{h} = \frac{1058.40}{3.5} = 302.40 \text{ m}^2$$

- Calculo del diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 302.40}{\pi}} = 19.6 \text{ m} = 64.38'$$

se elige un diámetro comercial de $65' = 19.81 \text{ m}$

$h = 3.5 \text{ m}$

$$\nabla = A \times h = 308.22 \times 3.5 = 1078.77 \text{ m}^3$$

DISEÑO DE UN TANQUE DE AIREACION

Este ejemplo se desarrollara con el criterio de diseño establecido en Metcalf & Eddy⁽¹⁾

♦ ECUACIONES BÁSICAS

- volumen del tanque

$$V = \frac{\theta_c Q Y (S_o - S)}{x(1 + K_d \theta_c)} \quad (m^3)$$

θ : tiempo de retención celular *días*

S_o : DBO₅ influente, *mg/*

S : DBO₅ efluente, *mg/l*

X : concentración SSVLM

Q : gasto a tratar *m³/s*

Y, k_d constantes cinéticas del proceso

- Producción diaria de lodos activados

$$P_x = Y_{abs} Q (S_o - S) (10^3 \text{ g/Kg})^{-1} \quad (\text{Kg/día})$$

Y_{abs} : producción observada

$$Y_{abs} = \frac{Y}{1 + K_d \theta_c}$$

θ : tiempo de retención celular *días*

Q : gasto a tratar *m³/s*

Y, k_d constantes cinéticas del proceso

S_o : DBO₅ influente, *mg/*

S : DBO₅ efluente, *mg/l*

- Oxígeno requerido

$$\text{Kg O}_2 / d = \frac{Q(S_o - S)}{(10^3 \text{ g / Kg})f} - 1.42(P_x)$$

$\text{Kg O}_2/d$ = oxígeno requerido, *Kg/día*

Q = gasto a tratar, *m³/día*

S_o = DBO₅ influente, *mg/l*

S = DBO₅ efluente, *mg/l*

P_x = cantidad de lodos producidos, *Kg/día*

⁽¹⁾ Metcalf & Eddy, Wastewater Engineering Treatment Disposal Reuse, Third Edition, Mc Graw Hill

- tasa de transferencia a condiciones de trabajo

$$N = N_o \left(\frac{\beta \cdot C_{\text{walt}} - C_L}{C_{s20}} \right) \cdot 1.024^{(T-20)} \alpha$$

C_L = concentración de oxígeno de operación, *mg/l*

N_o = lb O₂/HP hr. transferidas en condiciones estándar

C_{walt} = Oxígeno de saturación en el agua limpia al nivel del mar, *mg/l*

C_{s20} = Oxígeno de saturación en el agua limpia a 20 °C y al nivel del mar, *mg/l*

T = temperatura promedio del agua, °C

α = factor de corrección de transferencia en el oxígeno,

β = factor de corrección de tensión superficial salina,

- potencia requerida

$$P = \frac{\text{lb O}_2 / \text{hr}}{N}$$

lb O₂/hr : oxígeno requerido,

N : tasa de transferencia en condiciones de trabajo

◆ CONSIDERACIONES DE DISEÑO

- Se diseña con un gasto medio $Q_{\text{med}} = 50 \text{ lps}$

- Se consideran aereadores mecánicos superficiales

- La tasa de transferencia proporcionada por el fabricante seleccionado, es de 3 lb/HP/hr, en condiciones estándar

- El Proceso de tratamiento es Biológico a base de Lodos Activados, con la modalidad de mezcla completa

Parámetros de Diseño

Modalidad del Proceso	θ_c (d)	F/M
Mezcla Completa	5 - 15	0.2-0.6
MLSS (mg/l)	V/Q, (h)	Q_r / Q
2,500–4,000	3 - 5	0.25 – 1.0
Carga Orgánica (Kg. DBO ₅ /m ³ .d)		
0.8–1.92		

- Tiempo de retención celular: $\theta_c = 10$ días
- Sólidos Suspendidos en el licor mezclado
SSLM = 2250 mg/l
- Sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado SSVLM = 0.8 SSLM
- Constantes cinéticas $Y = 0.6$, $k_d = 0.06$

- Factor de conversión de DBO₅ a DBO_u

$$f = 0.7$$

- DBO₅ influente = 200 mg/l
- DBO₅ efluente = 20 mg/l

- ◆ Calculo de las dimensiones del tanque

- calculo del volumen

$$\nabla = \frac{10 \times 4320 \times 0.6 \times (200 - 20)}{(0.8 \times 3000) \times (1 + 0.06 \times 10)} = 1215 \text{ m}^3$$

- se propone una profundidad y se calcula el área, rango de profundidad 3 – 5 m

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

$$A = \frac{\nabla}{h} = \frac{1215}{4} = 405 \text{ m}^2$$

- proponiendo un tanque rectangular

$$l = 2a$$

$$a = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{405}{2}} = 14.23 \text{ m}$$

$$l = 2 \times 14.23 = 28.46 \text{ m}$$

- dimensiones finales

$$a = 14.5 \text{ m}$$

$$l = 29 \text{ m}$$

$$\nabla = 1682 \text{ m}^3$$

◆ Calculo del requerimiento de oxigeno.

- calculo de la producción de lodos

$$Y_{abs} = \frac{0.6}{1 + (0.06 \times 10)} = 0.375$$

$$P_x = \frac{0.375 \times 4320 \times (200 - 20)}{1000} = 291.60 \text{ kg/día}$$

- calculo del oxigeno Kg/día

$$\text{KgO}_2 / \text{día} = \frac{4320 \times (200 - 20)}{1000 \times 0.7} - 1.42 \times 291.6 = 696.78$$

◆ Revisión de los parámetros de operación

Relación F/M

$$F = Q(S_0 - S)$$

$$M = X \nabla$$

$$X = SSVLM = 0.8SSLM$$

$$X = 0.8(2250) = 1800 \text{ mg/l}$$

$$F = \frac{50 \times 86400 \times (200 - 20)}{10^6} = 777.60 \text{ Kg/día}$$

$$M = \frac{1800 \times 1682}{10^3} = 3027.60 \text{ Kg}$$

La relación F/M

$$\frac{F}{M} = \frac{777.60}{3027.60} = 0.266 \quad \text{Rango } 0.2 - 0.6$$

por lo que cumple

Carga Volumétrica

$$C.Vol = \frac{F}{\nabla} = \frac{777.60}{1682} = 0.46 \quad \text{Kg/m}^3\text{día}$$

Rango 0.8 – 1.92

Aun cuando está fuera de rango, cumple por que el tanque no está sobrecargado, por el contrario, está un poco sobrado, lo que quiere decir, que es posible que pueda soportar una mayor cantidad de gasto o de carga orgánica.

Tiempo de retención hidráulico

$$t = \frac{V}{Q} \quad (\text{seg})$$

$$t = \frac{1682}{4320} = 0.389 \text{ día} = 9.33 \text{ hr}$$

Rango 3 – 5

- Revisión para gasto máximo

$$Q_{\max t} = 131 \text{ lps}$$

$$t = \frac{1682}{11318} = 0.149 \text{ días} = 3.6 \text{ hr}$$

Rango 3 – 5 cumple, por lo que se acepta el diseño

♦ SELECCIÓN DEL NÚMERO Y POTENCIA DE LOS AIREADORES

- ajuste del valor estandar a condiciones de trabajo en campo

$$C_L = 2.0 \text{ mg/l}$$

$$N_o = 3.0 \text{ lb O}_2/\text{Hp hr.}$$

$$C_{\text{walt}} = 8.8 \text{ mg/l}$$

$$C_{s20} = 9.08 \text{ mg/l}$$

$$T = 18 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\alpha = 0.95$$

$$\beta = 1.0$$

$$N = 3.0 \times \left(\frac{1.0 \times 8.8 - 2.0}{9.08} \right) \times 1.024^{(18-20)} \times 0.95$$

$$N = 2.034 \text{ lb O}_2/\text{Hp hr}$$

- Cantidad de oxigeno requerido por hora

$$696.78 \frac{\text{KgO}_2}{\text{día}} = 1536.14 \frac{\text{lb}}{\text{día}} = 64.0 \frac{\text{lb}}{\text{hr}}$$

- calculo de la potencia requerida para suministrar oxígeno para la biodegradación

$$P = \frac{64}{2.035} = 31.45 \text{ hp}$$

- Revisión de la potencia requerida para mezcla del agua en el tanque

Por recomendaciones técnicas, para aereadores mecánicos superficiales, se requiere una potencia que se encuentre en el rango de: 19 a 39 KW/10³m³ de agua

Con la potencia resultante de 31.45 Hp (23.45 KW) y un volumen del tanque de aereación de 1682 m³

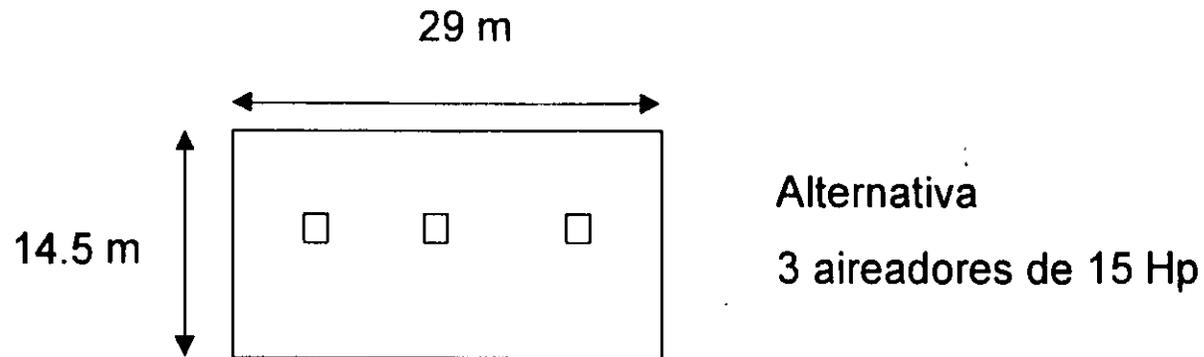
$$\frac{23.45 \text{ KW}}{1.682 \times 10^3 \text{ m}^3} = 13.94 \frac{\text{KW}}{10^3 \text{ m}^3}$$

como es menor que el rango recomendado, se ajusta a $20 \text{ KW}/10^3 \text{ m}^3$

$$20 \times 1.682 \times 10^3 \text{ m}^3 = 33.64 \text{ KW} = 44.34 \text{ Hp}$$

se ajusta a un valor de 45 Hp

- para seleccionar el numero de aireadores se debe consultar el radio de influencia del aireador, dado por el fabricante.



DISEÑO DE UN SEDIMENTADOR SECUNDARIO

◆ CONSIDERACIONES DE DISEÑO

- número de unidades: 1
- tipo de sedimentador circular
- material del tanque: concreto reforzado
- se diseña con gasto medio y se revisa con gasto máximo extraordinario
- carga superficial CS: rango 16.28 – 32.56 m^3/m^2 día

◆ Área requerida

$$CS = 30 \quad m^3/m^2 \text{ día}$$

$$Q_{\text{med}} = 4320 \quad m^3/\text{día}$$

$$A_s = \frac{Q}{CS} = \frac{4320}{30} = 144 \quad m^2$$

◆ Cálculo del diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 144}{\pi}} = 13.54 \quad m = 44.42 \quad ft$$

se elige un diámetro comercial de 45' = 13.72 m

◆ Recalculando el área superficial

$$A_s = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 13.72^2}{4} = 147.75 \quad m^2$$

◆ Determinación del volumen, especificando una profundidad dentro del rango 3.66 – 6.1 m

$$h = 4.0 \quad m$$

$$\nabla = A \times h = 147.75 \times 4.0 = 591 \quad m^3$$

- ◆ Calculo del tiempo de retención hidráulica, verificando que se encuentre dentro del rango 1.5 – 2.5 hr

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{591}{4320} = 0.14 \text{ día} = 3.28 \text{ hr} \quad \text{sobrado}$$

- ◆ Calculo de la carga sobre el vertedor, verificando que se encuentre dentro del rango 125 - 500 m³/m día

$$C.V. = \frac{Q}{\pi \times D} = \frac{4320}{\pi \times 13.72} = 100.22 \text{ m}^3/\text{m día}$$

este valor se acepta, dado que esta ligeramente sobrado

- ◆ Calculo de la carga superficial, verificando que se encuentre dentro del rango 16.28 – 32.56 m³/m²día

$$C.S. = \frac{Q}{A} = \frac{4320}{147.75} = 29.24 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

se acepta

- ◆ Calculo de los sólidos que ingresan por día
SSLM = 3000 mg/l

$$sol. = SSLM \times Q = 3000 \times 60 \times 0.0864 = 15552.0$$

$$Kg/día = 648.0 \text{ Kg/h}$$

- ◆ Calculo de la carga de sólidos, verificando que se encuentre dentro del rango 3.9 – 5.9 Kg/m²hora

$$CSol = \frac{sol}{A} = \frac{648}{147.75} = 4.38 \text{ Kg/m}^2\text{hora}$$

se acepta

- ◆ Se revisa el diseño con gasto máximo extraordinario

- carga superficial
rango 40 – 80 m³/m² día

$$CS = \frac{Q}{A_s} = \frac{16934}{147.75} = 114.61 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

esta sobrecargado

- tiempo de retención

$$t = \frac{\nabla}{Q} = \frac{591}{16934} = 0.035 \text{ día} = 0.84 \text{ hr}$$

queda fuera de rango 1.5 – 2.5 hr

- carga sobre el vertedor

$$CV = \frac{Q}{\pi d} = \frac{16934}{\pi \times 13.72} = 393 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

cumple, rango 125 – 500 $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$

♦ Calculo de los sólidos que ingresan por día
SSLM = 3000 mg/l

$$\text{sol.} = \text{SSLM} \times Q = 3000 \times 196 \times 0.0864 = 50803.20$$

$$\text{Kg/día} = 212.0 \text{ Kg/h}$$

♦ Calculo de la carga de sólidos

$$C_{\text{Sol}} = \frac{\text{sol}}{A} = \frac{212}{147.75} = 1.43 \text{ Kg/m}^2 \text{ hora}$$

se acepta

DISEÑO DE UN TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

◆ CONSIDERACIONES DE DISEÑO

- dosificación recomendable 8 – 12 mg/l
- tiempo de contacto de cloro $t \geq 15 \text{ min}$
- profundidad del tanque 1.5 - 3.0 m
- capacidad del tanque de cloro 2000 lb = 908 Kg
- relación l : a 8 : 1 - 3 : 1

◆ CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE

$$t = 15 \text{ min} = 900 \text{ seg}$$

$$Q_{\text{max ext}} = 196 \text{ l/s}$$

$$\nabla = Q \times t = \frac{196 \times 900}{1000} = 176.40 \text{ m}^3$$

◆ CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL TANQUE

$$h = 2 \text{ m}$$

$$A = \frac{\nabla}{h} = \frac{176.40}{2.0} = 88.2 \text{ m}$$

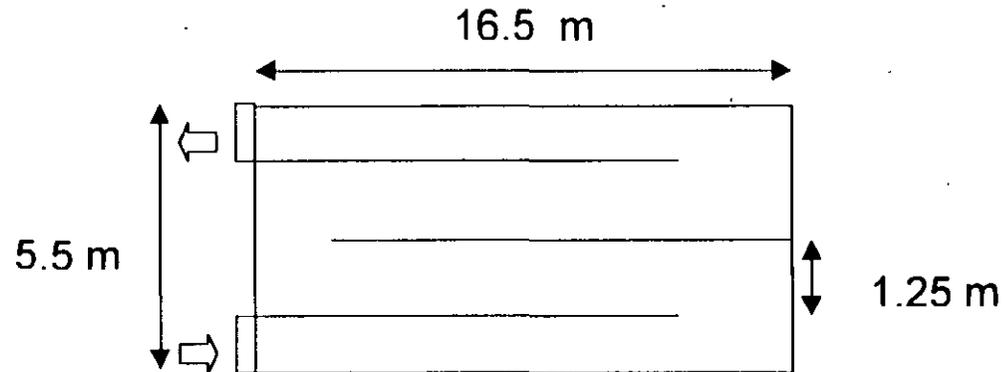
$$\text{si } l = 3a$$

$$a = \sqrt{\frac{A}{3}} = \sqrt{\frac{88.2}{3}} = 5.42 \text{ m}$$

$$l = 3 \times 5.42 = 16.26 \text{ m}$$

◆ Dimensiones de diseño

$h = 2 \text{ m}$



◆ Calculo de la cantidad de cloro por día

dosis = 8 mg/l

$$\text{Kg}_{\text{cloro}}/\text{día} = Q \times \text{dosis} = 50 \times 8 \times \frac{86400\text{s}}{\text{día}} \times \frac{\text{Kg}}{10^6 \text{mg}} = 34.56$$

◆ Duración del tanque

$$t = \frac{C_{\text{tanque}}}{\text{Kg}_{\text{cloro}}/\text{día}} = \frac{908}{34.56} = 26 \text{ días}$$

◆ Número de tanques por mes

Se necesitan 3 tanques de 908 Kg

1 en uso

1 listo para usarse

1 en recarga

A N E X O



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: CA100
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

**TEMA:
ANTEPROYECTO DE NORMA-004-ECOL-1998
(CARACTERÍSTICAS MICROBIOLÓGICAS QUE DEBE CUMPLIR EL
LODO)**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
MAYO DEL 2003**

ANTEPROYECTO DE NORMA NOM-004-ECOL-1998		
TABLA No. 1		
Contaminante (determinados en forma total)	Excelente (mg/kg en base seca)	Bueno (mg/kg en base seca)
Arsénico	41	75
Cadmio	39	85
Cromo	1,200	3,000
Cobre	1,500	4,300
Plomo	300	840
Mercurio	17	57
Níquel	420	420
Zinc	2,800	7,500

ANTEPROYECTO DE NORMA NOM-004-ECOL-1998			
TABLA No. 2			
Clase	Patógenos		Parásitos
	Coliformes fecales NMP/gr en base seca	Salmonela sp NMP/gr en base seca	Huevos de helminto/gr en base seca
A	Menos de 1,000	Menor de 3	Menor de 10
B	Menor de 2,000,000	Menor de 300	Menor de 35

ANTEPROYECTO DE NORMA NOM-004-ECOL-1998		
TABLA No. 3		
Patógenos		Parásitos
Coliformes fecales NMP/gr en base seca	Salmonela sp NMP/gr en base seca	Huevos de helminto/gr en base seca
Menor de 2,000,000	Menor de 300	Menor de 35

USEPA	
TABLA NO. 4	
Contaminante	Concentración límite (mg/kg en base seca)
Arsénico	75
Cadmio	85
Cobre	4,300
Plomo	840
Mercurio	57
Molibdeno	75
Níquel	420
Selenio	100
Zinc	7,500

USEPA	
TABLA No. 5	
Contaminante	Tasa de aplicación de contaminante (kg/ha)
Arsénico	41
Cadmio	39
Cobre	1,500
Plomo	300
Mercurio	17
Níquel	420
Selenio	100
Zinc	2,800

USEPA**TABLA No. 6****CARACTERÍSTICAS MICROBIOLÓGICAS QUE DEBE CUMPLIR EL LODO**

	Aplicación a la agricultura, reforestación, sitios con contacto al público	Aplicación a césped o jardines de casas
Requerimiento en cuanto a patógenos	Clase A o clase B (con restricciones en el sitio para la clase B)	Clase A
Requerimientos de reducción de atracción de vectores	Opciones de tratamiento	Opciones de tratamiento

USEPA

TABLA No. 7

REQUERIMIENTOS PARA CONSIDERAR A LOS BIOSÓLIDOS TIPO A

Todas las alternativas: Coliformes fecales: menos de 1000 número Más Probable (NMP) por gramo de sólidos (base seca) o salmonela Sp. Menos de tres NMP por 4 gramos de sólidos (base seca) o huevos de helmintos en el lodo deberá ser menor de uno por cuatro gramos de sólidos (base seca).

Alternativa 1: Biosólidos tratados térmicamente. Mantener un tiempo especificado a una temperatura determinada.

Alternativa 2: Biosólidos tratados en un proceso a elevado pH y elevada temperatura. Mantener el pH arriba de 12 por 72 horas, durante este periodo de 72 horas, mantener la temperatura arriba de 52° C por 12 horas. Después de las 72 horas a un pH arriba de 12, los biosólidos son secados con aire para obtener una concentración de 50 % o mayor de sólidos

Alternativa 3: Biosólidos tratados en otros procesos. Procedimiento para demostrar que el proceso de tratamiento para biosólidos mantiene los estándares de clase A. Huevos de helmintos menor que uno por 4 gramos de sólidos totales (base seca) y para virus entéricos menos que una unidades formadoras de placa por cuatro gramos de sólidos totales (base seca). Se requiere una nueva prueba cuando los biosólidos mantienen estos requerimiento antes de un proceso de tratamiento de patógenos. Cuando el proceso de tratamiento demuestra que reduce los huevos de helmintos y virus, y las condiciones del tratamiento de patógenos es documentado, los biosólidos son clasificados como clase A.

Alternativa 4: Biosólidos tratados en procesos desconocidos. Procedimiento para demostrar que un proceso produce un biosólidos con el estándar Clase A. Huevos de helmintos menos de uno por cuatro gramos de sólidos totales (base seca) y virus entéricos menos de uno unidades formadoras de placa por cuatro gramos de sólidos totales (base seca). Estas alternativas requieren probar cada lote de biosólidos que es utilizado.

Alternativa 5: Biosólidos tratados en un proceso para reducción de patógenos. Utilizando un proceso para una reducción adicional de patógenos (PFRP), de acuerdo a las opciones que se presentan en la tabla No. 8.

Alternativa 6: Biosólidos tratados en proceso equivalente a PFRP. Utiliza proceso aprobado por el estado o por la EPA aprobado como equivalente a PFRP

USEPA

TABLA No. 8

PROCESOS PARA UNA REDUCCIÓN ADICIONAL DE PATÓGENOS (PROCESSES TO FURTHER REDUCE PATHOGENS PFRP)

Composteo. Utilizando métodos de pila estática aerada o en reactor, la temperatura de los biosólidos debe mantenerse a 55° C o mayor por tres días. Utilizando el método de pila estática a volteo la temperatura de los biosólidos debe mantenerse a 55° C o mayor por 15 días o más. Durante el periodo de composteo cuando la composta se mantiene a 55° C o mayor, la pila deberá ser volteado al menos cinco veces.

Secado con calor. Biosólidos son secados directa o indirectamente con gases calientes para reducir el contenido de humedad a 10 % o menos. La temperatura de las partículas de los biosólidos debe exceder los 80°C o la temperatura del gas en contacto con los biosólidos al salir del secador debe exceder los 80°C.

Tratamiento térmico. El biosólidos líquido es calentado a una temperatura de 180°C o mayor por 30 minutos.

Digestión aeróbica termofílica. El biosólido líquido es agitado con aire u oxígeno para mantener condiciones aeróbicas, y el tiempo medio de residencia de los biosólidos es 10 días a una temperatura de 55 a 60°C.

Irradación de rayo Beta. Los biosólidos son irradiados con rayo beta desde un acelerador a dosis de al menos 1.0 megarad a temperatura ambiente (aproximadamente 20°C.)

Irradación de rayos Gamma. Los biosólidos son irradiados con rayos gama de ciertos isótopos, tales como Cobalto 60 y Cesio 137, a temperatura ambiente (aproximadamente 20°C.)

Pasteurización. La temperatura de los biosólidos se mantiene a 70° C. o mayor por 30 minutos o más.

USEPA

TABLA No. 9 ALTERNATIVAS PARA CLASIFICAR UN BIOSÓLIDO COMO TIPO B

Alternativa 1: Coliformes fecales: menos de 2,000,000 Número Más Probable (NMP) o 2,000,000 Unidades Formadoras de Colonias por gramo de sólidos totales (base seca), basada en la media geométrica de siete muestras

Alternativa 2: Uso de un proceso para reducir significativamente los patógenos (PSRP), Tabla No. 10

Alternativa 3: Uso de un proceso determinado, que sea aprobado por el estado o por la EPA como uno equivalente a un proceso para reducir significativamente los patógenos (PSRP).

USEPA

TABLA 10.

PROCESOS PARA REDUCIR SIGNIFICATIVAMENTE LOS PATÓGENOS

Digestión aerobia. Los biosólidos son agitados con aire u oxígeno para mantener condiciones aeróbicas por un tiempo específico y una temperatura determinada, variando de 40 días a 20°C a 60 días a 15° C., o la reducción de SSV debe ser de al menos de 38%.

Secado al aire. Los biosólidos son secados sobre lechos de arena, sobre una base pavimentada o sin pavimento. Los biosólidos deben secarse al menos durante tres meses, la temperatura promedio diaria debe ser arriba de cero °C.

Digestión anaerobia. Los biosólidos son tratados en ausencia de aire por un tiempo y temperatura específica , 15 días para temperatura de 35 a 55 °C y 60 días a 20 °C.

Composteo. Utilizando ya sea mediante el método de pila estática aereada, en contenedor o composteo en fila, la temperatura de los biosólidos debe elevarse a 40 °C o más y mantener los 40 ° C o más por cinco días. Durante cuatro horas en los cinco días, la temperatura en la pila de la composta debe elevarse a 55 °C.

Estabilización con cal. Se debe agregar suficiente cal a los biosólidos para elevar el pH a 12 después de dos horas de contacto.

USEPA

**TABLA No. 11
OPCIONES PARA REDUCCIÓN DE ATRACCIÓN DE VECTORES.**

Opción	Que se requiere	Apropiado para:
Opción 1	Al menos una reducción de 38 % en SSV durante el tratamiento de lodos.	Lodo tratado aeróbicamente y anaeróbicamente
Opción 2	Reducción de menos que 17 % de SSV de los lodos ya digeridos anaeróbicamente, prueba a escala laboratorio por 40 días a una temperatura de 30 a 37 °C.	Solo para lodo digerido anaeróbicamente que no cumple con la opción 1
Opción 3	Reducción de menos que 15 % de SSV de los lodos ya digeridos aeróbicamente, prueba a escala laboratorio por 30 días a una temperatura de 20 °C.	Solo para lodo digerido aeróbicamente con 2 % o menos de sólidos que no cumple con la opción 1
Opción 4	Tasa específica de consumo de oxígeno \leq 1.5 mg de oxígeno/hr/g de sólidos	Lodo líquido de proceso aeróbico llevado a cabo a una temperatura entre 10 y 30 °C.
Opción 5	Tratamiento aeróbico del lodo por 14 días o más, tiempo durante el cual la temperatura deberá rebasar siempre los 40°C y el promedio deberá ser mayor de 45°C.	Lodos composteados
Opción 6	Adicionar suficiente materia alcalina para: Eleva el pH al menos a 12, a 25 °C mantenerlo por 2 horas ; y mantener un pH de al menos 11.5, durante otras 22 horas.	Lodos tratados alcalinamente.
Opción 7	% de sólidos / de 75 % antes de mezclar con otros materiales.	Lodos tratados aeróbica o anaeróbicamente.(los lodos no deben contener lodos no estabilizados como lodos de tratamiento primario)
Opción 8	% de sólidos / de 90 % antes de mezclar con otros materiales.	Lodos que contienen sólidos no estabilizados generados en tratamiento primario (por ejemplo lodos secados con calor)

USEPA**TABLA No. 11****OPCIONES PARA REDUCCIÓN DE ATRACCIÓN DE VECTORES.**

Opción	Que se requiere	Apropiado para:
Opción 9	Inyectar los lodos por debajo de la superficie del terreno, de tal manera que ninguna cantidad significativa esté presente sobre la superficie una hora después de la inyección, excepto para lodos Clase A que deben ser inyectados dentro de las 8 horas después del proceso reductor de patógenos.	Lodos aplicados a terrenos o dispuestos en superficie.
Opción 10	Incorporar al suelo los lodos dentro de las 6 horas posteriores a su aplicación sobre el terreno, o colocado sobre el sitio de disposición, excepto para lodos Clase A los cuales deben ser aplicados o colocados sobre la superficie de terreno dentro de las 8 horas después del proceso reductor de patógenos.	Lodos aplicados a terrenos o dispuestos en superficie.
Opción 11	El lodo, colocado sobre el sitio de disposición superficial, debe ser cubierto con tierra u otro material después de cada día de operación.	Lodo colocado en un sitio de disposición superficial.
Opción 12	Para lodos de fosas sépticas el pH debe elevarse a 12 o mayor a 25 °C por la adición de un material alcalino y mantener el pH a 12 o mayor por 30 minutos sin agregar más material alcalino.	Lodo de fosa séptica doméstica aplicado a la agricultura, reforestación o disposición sobre superficie.

CLASIFICACIÓN DE LODO DE PTAR

	De acuerdo al Anieproyecto de NOM-004	De acuerdo a USEPA
Por contenido de metales, mg/kg de sólidos (base seca)	Bueno Arsénico ≤ 75 Cadmio ≤ 85 Cromo ≤ 3,000 Cobre ≤ 4,300 Plomo ≤ 840 Mercurio ≤ 57 Níquel ≤ 420 Zinc ≤ 7,500	Adecuado para aplicación en terrenos. Arsénico ≤ 75 Cadmio ≤ 85 Cobre ≤ 4,300 Plomo ≤ 840 Mercurio ≤ 57 Molibdeno ≤ 75 Níquel ≤ 420 Selenio ≤ 100 Zinc ≤ 7,500
Patógenos y parásitos	Lodo Clase B <i>Coliformes fecales NMP/gr en base seca Menor de 2,000,000</i> <i>Salmonela sp NMP/gr en base seca Menor de 300</i> <i>Huevos de helminto/gr en base seca Menor de 35</i>	Lodo Clase B <i>Coliformes fecales NMP/gr en base seca Menor de 2,000,000</i>
Reducción de atracción de vectores (proceso de digestión aeróbica)	Lodo Clase B (opción No. 1 del Apéndice Normativo "A") Reducir a un 38% el contenido de sólidos volátiles en los biosólidos, mediante digestión aeróbica o anaeróbica.	Lodo Clase B, alternativa 2 (Proceso para reducir significativamente los patógenos) Uso de un proceso para reducir significativamente los patógenos (PSRP) Digestión aeróbica la reducción de SSV debe ser de al menos de 38%.

	De acuerdo al Anteproyecto de NOM-004	De acuerdo a USEPA
Por contenido de metales, mg/kg de sólidos (base seca)	<p>Bueno</p> <p>Arsénico ≤ 75 Cadmio ≤ 85 Cromo ≤ 3,000 Cobre ≤ 4,300 Plomo ≤ 840 Mercurio ≤ 57 Níquel ≤ 420 Zinc ≤ 7,500</p>	<p>Adecuado para aplicación en terrenos.</p> <p>Arsénico ≤ 75 Cadmio ≤ 85 Cobre ≤ 4,300 Plomo ≤ 840 Mercurio ≤ 57 Molibdeno ≤ 75 Níquel ≤ 420 Selenio ≤ 100 Zinc ≤ 7,500</p>
Patógenos y parásitos	<p>Lodo Clase B</p> <p>Coliformes fecales NMP/gr en base seca Menor de 2,000,000</p> <p>Salmonela sp NMP/gr en base seca Menor de 300</p> <p>Huevos de helminto/gr en base seca Menor de 35</p>	<p>Lodo Clase B</p> <p>Coliformes fecales NMP/gr en base seca Menor de 2,000,000</p>
Reducción de atracción de vectores (en el caso de la P.T.A.R. proceso de digestión aeróbica)	<p>Lodo Clase B (opción No. 1 del Apéndice Normativo "A")</p> <p>Reducir a un 38% el contenido de sólidos volátiles en los biosólidos, mediante digestión aeróbica o anaeróbica.</p>	<p>Lodo Clase B, alternativa 2 (Proceso para reducir significativamente los patógenos)</p> <p>Uso de un proceso para reducir significativamente los patógenos (PRSP) Digestión aeróbica, la reducción de SSV debe ser de al menos de 38%.</p>

USEPA	
REQUERIMIENTOS DE MUESTREO	
NIVEL DE REDUCCIÓN DE PATÓGENOS:	
REDUCCIÓN DE PATÓGENOS	PATÓGENOS PARA LODOS CLASE B
Alternativa No. 1	Medir la media geométrica de 7 muestras, en un periodo no mayor a dos semanas y lo más cercano a la fecha de disposición o uso, a fin de que (i) estén disponibles los resultados y (ii) no ocurra una regeneración antes del uso o disposición.
Alternativa No. 2	Monitorear frecuentemente para demostrar que se lleva a cabo un proceso para reducción significativa de patógenos. (digestión aeróbica, secado con aire, digestión anaeróbica, composteo o estabilización con cal) (tabla No. 10)
Alternativa No. 3	Monitorear frecuentemente para demostrar que el proceso que se lleva a cabo es equivalente a un proceso para una reducción significativa de patógenos.

NOM-004-ECOL-1998	
FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANÁLISIS PARA LODOS Y BIOSÓLIDOS	
APROVRCHAMIENTO O DISPOSICIÓN FINAL	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANÁLISIS
Jardines y macetas de casa habitación y edificios públicos y privados, áreas verdes para recreación públicas y privadas con contacto, viveros y campos deportivos. Camellones urbanos y en vías de comunicación, panteones y bosques.	Semestral metales pesados. Bimestral patógenos y parásitos.
Terrenos con fines agrícolas, restauración de suelos y de paisajes.	Semestral metales pesados. Trimestral patógenos y parásitos.
Disposición final.	Trimestral patógenos y parásitos.

FRECUENCIA DE MUESTREO Y PARÁMETRO A ANALIZAR PARA LODO GENERADO EN PTAR (LODO CLASE B DE ACUERDO A ANTEPROYECTO NOM-004)	
FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANÁLISIS	PARÁMETROS A ANALIZAR
Semestral	Metales pesados Arsénico Cadmio Cromo Cobre Plomo Mercurio Níquel Zinc.
Trimestral	Patógenos y parásitos: Coliformes fecales Salmonela Sp Huevos de helmintos

TABLA No. 3 FRECUENCIA DE MONITOREO PARA LODOS QUE SE APLIQUEN EN SUELOS, DISPOSICIÓN EN SUPERFICIE O INCINERACIÓN, DE ACUERDO A LA USEPA.	
Mayor que cero pero menos de 290 ton.	Una vez por año
Igual o mayor que 290 ton. Pero menor que 1,500 ton.	Trimestral (cuatro veces por año)
Igual o mayor que 290 ton. pero menor que 15,000 ton.	Una vez cada 60 días (seis veces por año)
Igual o mayor que 15,000 ton.	Una vez por mes (12 veces por año)

TABLA No. 4
PARÁMETROS A DETERMINAR EN BIOSÓLIDOS PARA APLICACIÓN EN
TERRENOS O DISPOSICIÓN EN SUPERFICIE.

(1) Contaminante	Patógenos	Reducción de atracción de vectores
Arsénico	Coliformes fecales o salmonela	% de reducción de sólidos volátiles (3)
Cadmio	Virus entéricos (2)	Tasa específica de consumo de oxígeno (4)
Cobre	Huevos de helmintos(2)	pH (5)
Plomo		% Sólidos (6)
Mercurio		
Molibdeno		
Níquel		
Selenio		
Zinc		

NOTAS

- (1) Se debe determinar el % de sólidos para reportar la concentración del metal sobre la base de peso seco.
- (2) Para Clase A Alternativas 3 y 4 (tabla 7)
- (3) Opciones 1, 2 y 3 en proceso para reducción de atracción de vectores, PRAV (Tabla 11)
- (4) Opción 4 en PRAV (tabla 11)
- (5) Opción 6 en PRAV (tabla, 11)
- (6) Opción 7 y 8 en PRAV (tabla 11).

TABLA No. 5
PUNTO DE MUESTREO, FRECUENCIA Y PARÁMETROS A DETERMINAR

	Entrada a digestor	Salida de digestor	Torta de lodos, salida de filtro prensa o cuando se dispone en el terreno
Metales (de acuerdo a EPA) Arsénico, Cadmio, Cobre, Plomo, Mercurio, Molibdeno, Níquel, Selenio y Zinc			1/semana
SST.	1/semana	1/semana	1/semana
SSV..	1/semana	1/semana	1/semana
TECO. mg O ₂ /hr/g de sólido		1/semana	
Nitrógeno			1/semana
*Coliformes fecales NMP o UFC/g de sólido (base seca)			1/semana
*Media geométrica de siete muestras individuales. Resultados en mg/kg de sólidos (base seca), excepto donde se indique otras unidades.			

**USEPA
MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA BIOSÓLIDOS**

Parámetro	Método
Coliformes fecales	Part 9221 E Part D, Standard Methods for the examination of Water and Wastewater, 18th edition, American Public Health Association, Washington, DC, 1992.
Contaminantes inorgánicos	Test Methods for Evaluating Solid Waste, Physical/Chemical Methods, EPA Publication SW-846, 3rd edition (1986) with Revision 1.2nd edition. PB87-120291, National Technical Information Service, Springfield, VA. 3rd edition Doc. No. 955-001-00000-1, Superintendent of Documents, Government Printing Office, Washington, DC.
Tasa Específica de Consumo de Oxígeno.	Part 2710 B Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 18th edition, American Public Health Association, Washington, DC, 1992.
Sólidos totales, fijos y volátiles	Part 2540 G Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 18th edition, American Public Health Association, Washington, DC, 1992.
^a Cálculo para la reducción de sólidos suspendidos volátiles	Environmental Regulations and Technology - Control of Pathogens and Vectors in Sewage Sludge, EPA/625/R-92/013, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH, 1992: (614) 292-6717.

Estos son métodos requeridos por el Reglamento Parte 503.

^a Este método analítico se presenta como una guía en el Reglamento Parte 503.

Tamaño de la muestra, recipiente, preservación y tiempos de manejo:

Parámetro	Recipiente de boca ancha	Preservador ^a	Tiempo máximo de almacenamiento ^a	Volumen mínimo ^b
Metales				
Muestras sólidas y semi-sólidas	P,V	Enfriar 4°C	6 meses	300 ml.
Líquidas (solo mercurio)	P,V	HNO ₃ a pH<2	28 días	500 ml.
Líquidas (todos los demás metales)	P,V	HNO ₃ pH<2	6 meses	1000 ml.
Patógenos y Reducción de Atracción de Vectores				
Patógenos	V,P, BE, Al	1. Enfriar con hielo a < 10°C si el análisis demora >1 hr, o	6 horas	1 – 4 litros
		2. Enfriar de inmediato a < 4°C, o	24 horas para bacterias y virus, 1 mes para huevos de helmintos.	
		3. Congelar y almacenar las muestras para analizar virus a 0° C. ^c	2 semanas	
Reducción de atracción de vectores		Varia ^b	Varia ^b	1 – 4 litros.

^a El preservador deberá agregarse al recipiente antes de tomar la muestra. El tiempo de almacenamiento inicia en el momento de tomar la muestra.

^b Varía con el método analítico (ver tabla No. 11 Cap. 3.4).

^c no congelar para muestras de bacterias o huevos de helmintos.

P = Plástico (polietileno, polipropileno o teflón)
V = Vidrio
BE = Bolsa esterilizada
Al = Acero inoxidable



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: CA100
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

**TEMA:
TRATAMIENTO, DISPOSICIÓN DE LODO DE
DESECHO**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
MAYO DEL 2003**

TRATAMIENTO, MANEJO Y DISPOSICIÓN DE LODO DE DESECHO.

GENERACIÓN Y PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS.

El lodo residual es un subproducto del tratamiento de las aguas residuales. Este, generalmente contiene de un 93 a un 99.5% de agua, así como sólidos y sustancias disueltas que están presentes en el agua residual y que fueron adicionados o generados por un proceso de tratamiento. Generalmente estos sólidos residuales deben tratarse para su uso o disposición final.

Las características del lodo depende tanto de la composición inicial del agua residual, como de los sistemas usados para el tratamiento del agua residual y el lodo. Diferentes procesos de tratamiento generan diferentes tipos y volúmenes de lodo. En una planta en particular, las características del lodo producido pueden variar anualmente, estacionalmente o diariamente, debido a las variaciones tanto de la composición del agua residual, como de los procesos de tratamiento.

Las características del lodo afectan la viabilidad para las opciones de su uso y disposición. Así, cuando se evalúan las alternativas de uso o disposición, se debe determinar primeramente la cantidad y características del lodo y el rango de variaciones en sus características.

Dependiendo del lugar donde se generan los lodos dentro de la planta de tratamiento, se pueden clasificar en: primarios, secundarios y terciarios, como muestra la Fig. 13.1., en donde se esquematiza la generación de los lodos residuales de acuerdo a la clasificación anterior, los tratamientos más utilizados y los sistemas para su uso y disposición.

Lodos primarios: Son lodos generados durante el tratamiento primario del agua residual, que remueve sólidos que se sedimentan fácilmente.

Lodo secundario: También llamado "lodo biológicamente procesado", es generado por un tratamiento biológico. En este tratamiento, los microorganismos degradan el contenido de materia orgánica que se encuentra suspendida o disuelta en el agua. Al final del proceso se obtienen como productos finales, bióxido de carbono y agua. Este proceso incluye los sistemas de lodos activados y sistemas de película fija como los filtros percoladores y biodiscos.

El lodo secundario, debido a su bajo contenido de sólidos (0.5 a 2%) es más difícil de deshidratar que el primario.

Lodo terciario: Es producido por sistemas avanzados de tratamiento, tales como precipitación química o filtración. Las características del lodo terciario dependen de los procesos de tratamiento anteriores.

Características físicas:

Los lodos de origen primario o secundario se presentan en la forma de un líquido que contiene partículas no homogéneas en suspensión. Su volumen representa del 0.05 al 0.5 del volumen de agua tratada para los lodos frescos, mientras que es ligeramente inferior para los lodos activados y otros procedimientos biológicos.

El color de los lodos varía entre el pardo y el gris y su olor es a menudo desagradable, puesto que se trata de productos fácilmente fermentables y existe un inicio de descomposición.

Es necesario conocer, para su tratamiento posterior, varios parámetros que definirán su capacidad de deshidratación y filtración, como son:

a) Contenido de materia seca:

Se trata de medir el peso del residuo seco después de su calentamiento a 105 °C, hasta peso constante.

b) Contenido de materia volátil:

Se mide este valor por la diferencia entre el peso del lodo seco (a 105 °C) y el del mismo lodo después de que se calcine, hasta peso constante a 550 °C.

c) Contenido de agua intersticial:

El agua contenida en el lodo se presenta bajo dos formas:

- Agua libre que se elimina fácilmente por filtración o decantación.

- Agua ligada, contenida en las moléculas químicas, las sustancias coloidales y las células de materia orgánica que no se pueden eliminar sino por el calor.

d) Carga específica:

Este parámetro permite medir la capacidad de decantación de los lodos, se expresa en Kg./m²/d; es la cantidad de materia seca decantada por unidad de superficie. Esta carga depende del contenido de materias volátiles.

e) Resistencia específica:

Se trata de medir la capacidad de filtración de los lodos bajo una presión dada.

f) Compresibilidad:

Cuando se incrementa la presión en la parte superior de un filtro, se obtiene un aplastamiento de la torta y un aumento de la resistencia a la filtración.

g) Poder calorífico:

El contenido de materia orgánica de los lodos les proporciona a éstos una capacidad de combustión, lo que permite su incineración. También se aprovecha, previa estabilización, como acondicionador de suelos o fertilizante.

Características químicas:

En lodos de origen municipal se pueden encontrar las siguientes características:

a) Materia orgánica:

Generalmente de origen animal (grasas, aceites, etc.) o vegetal (fibras, almidones, etc.). Se encuentran también microorganismos y sus productos de desecho.

b) Elementos nutrientes:

Se trata del contenido de nitrógeno total, fósforo y potasio. Son sustancias que favorecen el crecimiento de las plantas y que tienen, por consiguiente, mucha importancia para la utilización agrícola de los lodos.

Los lodos de origen industrial y en menor grado los de origen municipal, pueden presentar algunos de los siguientes compuestos:

c) Microcontaminantes orgánicos:

Son sustancias que pueden tener una acción negativa sobre el tratamiento de los lodos y sobre su utilización en la agricultura. Se trata generalmente de productos químicos de síntesis que se utilizan comúnmente y que se encuentran en las aguas domésticas de desecho. Se hallan particularmente contenidos importantes de detergentes y medicinas.

d) Tóxicos orgánicos:

Muchos lodos provenientes de aguas residuales industriales presentan concentraciones de tóxicos orgánicos, tales como los

PCB"s (bifenilos policlorinados), hidrocarburos aromáticos polinucleares y plaguicidas.

e) Metales pesados:

Muchos lodos residuales contienen grandes cantidades de metales pesados que reducen su valor como fertilizantes, ya que pueden acumularse en los tejidos de las plantas y representan un riesgo para la salud pública. Por citar algunos: Cd, Zn, Cu, Pb, As, Se, Hg, Co, Cr, Mn, Ni, Fe, V y Mo.

Características microbiológicas:

Las aguas residuales contienen una flora y una fauna variadas que se encuentran en parte de los lodos. El tratamiento biológico de las aguas residuales modifica la composición biológica por la multiplicación de ciertas especies en detrimento de otras.

a) Bacterias:

Se cuentan numerosos tipos de bacterias en los lodos; una parte de ellas es de origen fecal y algunas provienen de portadores de gérmenes y por consiguiente pueden ser patógenos.

Los microorganismos patógenos se encuentran generalmente en los lodos y en los efluentes; por lo tanto, es preciso tener cuidado de eliminarlos en ambos casos.

Los principales patógenos encontrados en lodos residuales, pueden ser divididos en cuatro grupos: bacterias, protozoos, helmintos y virus. Los procesos de tratamiento reducen el número de los organismos mencionados, pero no en su totalidad.

Parásitos: Se encuentran numerosos parásitos en los lodos de origen fecal. Su eliminación es mucho más difícil, puesto que estos parásitos toman una forma vegetativa cuando las condiciones les son hostiles, mientras que se desarrollan cuando se encuentran en los animales o en el hombre.

b) Hongos:

Se trata esencialmente de las levaduras y los saprófitos que están normalmente presentes en el aire; por lo general, no son patógenos para los animales o el hombre, con excepción de algunos que pueden llegar a serlo cuando las condiciones son favorables.

c) Algas:

No se encuentran en gran cantidad en los lodos primarios y secundarios; por el contrario, en las lagunas naturales, gran parte de los lodos están constituidos por detritus de algas.

d) La macrofauna (gusanos, larvas de insectos).

Estabilización biológica:

La composición de los lodos y la presencia de microorganismos diversos, favorecen las transformaciones bioquímicas en el seno de las cuales, se efectúan procesos muy variables según la proporción de materia orgánica, la naturaleza de la flora y la fauna, así como de las condiciones exteriores. La estabilización de los lodos consiste en una aceleración de dichos procesos que favorece las transformaciones bioquímicas de una parte de los microorganismos a expensas de otros.

Existen dos métodos para llevar a cabo la estabilización:

a) Digestión anaerobia:

Se conoce también como metanogénesis. Este es un proceso biológico anaerobio que se caracteriza por la degradación de la materia orgánica, llevada a cabo por microorganismos anaerobios y obtener como productos finales metano y CO_2 . Al reducirse la carga orgánica inicial y después de la estabilización del lodo, se obtiene un producto de fácil manejo y disposición.

b) Digestión aerobia:

Se define como la destrucción de la materia orgánica por microorganismos aerobios. Por este procedimiento se obtiene un producto final biológicamente estable, de volumen bajo y acondicionado para procesos posteriores.

La digestión aerobia ocurre cuando el sustrato es nulo y los microorganismos comienzan a consumir su propio protoplasma para obtener energía. Durante este proceso, el tejido celular se oxida aerobiamente a CO_2 , H_2O y NO_3 o NH_3 , ya que este proceso es exotérmico, termina cuando se ha consumido entre el 70 y el 80% del material celular, el resto es material no biodegradable.

Los factores importantes en el proceso son:

- Reducción deseada en los sólidos volátiles, que varía entre un 35 y un 50%. Esto implica la reducción de microorganismos patógenos en los lodos a niveles seguros para su disposición.

- Características del influente: Son de particular importancia las variaciones en las concentraciones de tóxicos, pues éstos se acumulan en los lodos activados y pueden presentar toxicidad en el digestor aerobio cuando el pH es mayor de 7.

- Temperatura de operación: Este es un parámetro crítico. El rango es generalmente mesofílico (10 - 40 °C).

- Requerimientos de transferencia y mezclado de O₂. Es importante la adición de O₂, así como un mezclado adecuado de los materiales.

- Relación de tiempo de retención-volumen del tanque: Esta relación está en función de los sólidos volátiles a abatir. Para una reducción del 40 a 45% se requieren de 10 a 12 días.

- Método de operación. Es necesario considerar si el modo de operación es continuo o no, si el tanque es descubierto o no, y el equipo de aeración, que debe proporcionar oxígeno y mezclado.

Estabilización no biológica:

Los tratamientos fisicoquímicos tienen a menudo una acción estabilizante sobre los lodos, los mismo que los tratamientos térmicos o la filtración a presión. Existen algunos procedimientos de desinfección de los lodos, los cuales disminuyen su fermentación.

a) Estabilización con cal:

En el proceso de estabilización con cal, se añade cal al lodo hasta alcanzar un pH de 12 o mayor. El alto pH crea un ambiente poco propicio para la supervivencia de los microorganismos. De esta forma el lodo no sufrirá putrefacción ni desprendimiento de olores ni constituirá un peligro sanitario en tanto él se mantenga en este nivel.

Los objetivos principales de la estabilización con cal son:

- Minimizar los riesgos de salud pública por la reducción de organismos patógenos.

- Eliminar los malos olores al reducir el número de microorganismos productores de olor.

En este proceso, los factores más importantes son: pH, tiempo de contacto y dosis de cal. El pH y tiempo de contacto están íntimamente relacionados dado que se debe mantener el pH

adecuado durante el tiempo necesario para la destrucción de organismos patógenos.

En cuanto a la dosis de cal, ésta depende del tipo, composición y concentración de sólidos en el lodo.

Varios cambios químicos ocurren durante el proceso. Uno de los más importantes es la reducción de sólidos suspendidos volátiles de 10 al 35%. Además se obtiene un incremento tanto en la concentración de sólidos totales, como de la alcalinidad total y una reducción de fósforo soluble y nitrógeno disponible.

Debido a que la estabilización con cal no destruye la materia orgánica necesaria para el crecimiento bacteriano, el lodo debe evacuarse antes de que el pH sufra una disminución, activando así la reproducción bacteriana y facilitando la putrefacción.

Descripción de los principales métodos de desaguado o deshidratación.

La deshidratación es una operación física (mecánica) utilizada para reducir el contenido de agua presente en el lodo.

Se puede realizar por varios métodos:

a) Lechos de secado. Se utilizan para deshidratar el lodo digerido, extendiéndolo en capas de 20 a 30 cm. de espesor y dejándolo secar. Una vez seco, se extrae y puede llevarse a un vertedero y utilizarse como material de relleno o fertilizante.

El lodo se deshidrata a través de la arena del soporte, así como por evaporación de la superficie expuesta.

b) Lagunas de secado. Se utilizan para la deshidratación de lodo digerido. No son adecuados para la deshidratación de lodos crudos, ni de lodos estabilizados con cal, o lodos que den lugar a sobrenadantes de alta concentración que puedan presentar problemas de olor. El rendimiento de las lagunas depende del clima, la precipitación y temperaturas. Las capas tienen un espesor que va de 0.75 a 1.25 m. De esta forma se obtiene un lodo con un contenido de humedad del 70%.

c) Filtro prensa. Por este método, la deshidratación se realiza forzando la evacuación del agua presente en el lodo por la aplicación de presiones elevadas. El contenido de humedad

resultante, varía de un 75 a 80%. Sin embargo es necesario un acondicionamiento químico previo.

d) Centrífuga. Este proceso es utilizado para separar líquidos de diferente densidad y espesar lodos o separar sólidos. El espesado por centrifugación supone la sedimentación de las partículas del lodo bajo la influencia de fuerzas centrífugas. De esta forma se obtiene una torta con un contenido de humedad que varía del 75 al 80%.

Acondicionamiento previo.

A los lodos procedentes de los diversos tratamientos del agua residual, generalmente se les aplica un tratamiento previo a su utilización o a su devolución al medio natural, a fin de disminuir su contenido de agua y estabilizarlos biológicamente, ya que son fermentables.

Los procedimientos para tratar los lodos varían según la fuente y el tipo de aguas residuales de las que se derivan, del proceso utilizado para tratar las aguas residuales y del método último de disposición al que se destinan los lodos.

Los lodos activados de desecho contienen aproximadamente el doble de la concentración del licor mixto en la etapa de aeración del mismo proceso. Cuando el tratamiento incluye una etapa primaria de sedimentación, los lodos activados de desecho se pueden mezclar con lodos primarios, o alimentarlos directamente al clarificador primario.

Métodos para disposición final de lodos

Relleno sanitario:

Es un método de disposición en el que el lodo es depositado en un área específica, con o sin residuos sólidos y enterrados debajo de una cubierta de suelo. El relleno es primeramente un método de disposición en el que no se recuperan nutrientes y sólo se recupera energía.

Es necesario disponer de un área para el relleno al igual que para la aplicación al suelo, sin embargo, hay una diferencia importante. Cuando el lodo es depositado en un relleno sanitario, la degradación anaerobia ocurre porque el oxígeno es insuficiente para la descomposición aerobia. Las condiciones

anaerobias degradan el lodo más lentamente que los procesos aerobios.

Los procedimientos sanitarios apropiados de la disposición en relleno minimizan muchos de los problemas relativos a la salud y el ambiente. Sin embargo, la contaminación de aguas subterráneas por constituyentes presentes en el lodo del relleno, es una preocupación constante. La contaminación de agua subterránea puede ser difícil de detectar, generalmente se detecta cuando el daño ha ocurrido y si ha sido detectada, es muy difícil de eliminar.

Estos problemas se pueden prevenir con la planeación y elección del sitio adecuado para la disposición.

La disposición en relleno sanitario sigue siendo un método popular de disposición, pero el incremento de los costos por concepto de suelo lo ha hecho incosteable.

Existen dos tipos de disposición en relleno.

- Disposición, en el cual el lodo es enterrado generalmente en zanjas y cubierto con tierra.

Codisposición, en el cual el lodo es depositado en el suelo junto con residuos sólidos municipales. Los residuos sólidos absorben el exceso de humedad del lodo y reducen el desplazamiento del lixiviado.

El lixiviado puede ser colectado por una serie de tuberías que interceptan y canalizan el lixiviado a un tanque.

Incineración.

La incineración es el quemado de los sólidos volátiles de los lodos en presencia de oxígeno. En sí, la incineración no es un método de disposición o uso, pero sí un método de tratamiento que convierte el lodo en ceniza. Sin embargo, dado que la incineración reduce drásticamente el volumen y masa de los residuos sólidos materiales, éste ha sido considerado tradicionalmente como un método de disposición y es evaluado junto a la aplicación al suelo, composteo, relleno sanitario o disposición al mar, como una opción de uso o disposición.

Ventajas y desventajas.

La incineración ofrece significantes ventajas sobre las anteriores opciones de uso o disposición, reduce el lodo a un residuo compacto que consiste de aproximadamente un 3 a 4% del volumen original de los sólidos y esto elimina algunos problemas ambientales por la completa destrucción de patógenos y la degradación de muchos tóxicos orgánicos. Los metales, sin embargo, no son degradados y su concentración aumenta en las cenizas.

Se puede usar la incineración como el método último de disposición de los lodos. No obstante, la incineración no resuelve completamente el problema de la disposición, porque todavía es necesario disponer la ceniza residual, descargándola sobre el terreno o en el mar. La ceniza se puede también aprovechar en el acondicionamiento de lodos y como un auxiliar filtrante en la desecación.

Disposición al suelo.

Se define como la disposición del lodo sobre o debajo de la superficie del suelo, es la opción de disposición más ampliamente utilizada, sobre todo si los lodos provienen del tratamiento de agua residual doméstica únicamente. El lodo puede funcionar como acondicionador del suelo y como fertilizante. Generalmente el lodo es aplicado en una de las alternativas siguientes:

- En suelos agrícolas, suelos forestales y suelos erosionados. En estos tres tipos de aplicación al suelo, se utiliza el lodo como un recurso valioso para proporcionar ciertas características al suelo, como son, acondicionamiento que facilita la adherencia de nutrientes, incrementa la retención del agua, permite la penetración de las raíces y proporciona textura, con la cual se reduce la erosión y hace al suelo más manejable.

El lodo también reemplaza parcialmente a fertilizantes químicos, ya que los mayores constituyentes de éstos, (nitrógeno, fósforo y pequeñas cantidades de potasio), son encontrados en el lodo.

La aplicación o disposición al suelo, también es considerado como un sistema de tratamiento de lodos, ya que la desecación destruye patógenos y muchas sustancias tóxicas orgánicas.

La experiencia ha demostrado que la aplicación al suelo es una opción segura y efectiva del uso del lodo.

Composteo del lodo.

El sistema de composteo se define como la estabilización biológica de la materia orgánica bajo condiciones controladas. Dicha estabilización ocurre en presencia de oxígeno, esto diferencia al composteo de otros procesos naturales que no se llevan a cabo bajo condiciones controladas, como son la putrefacción o fermentación.

Durante el composteo, moléculas orgánicas complejas son descompuestas en componentes simples, esto, a través de la actividad y crecimiento de las bacterias, actinomicetos y hongos, logrando así que los residuos orgánicos después del proceso, aún se degraden pero en un grado bajo, siempre que la actividad microbiológica sea favorable.

Durante el proceso, los microorganismos utilizan una porción de carbono y nitrógeno para la síntesis de materiales celulares, de esta forma crecen y su actividad y los procesos mismos de su desarrollo (respiración) generan calor, teniendo como consecuencia un incremento en la temperatura; de esta forma, un tipo particular de microorganismos llega a predominar, los llamados termofílicos. El rango óptimo de temperatura para estos microorganismos está entre 40 y 75 °C.

La intensidad y duración de este calor interno, produce la rápida destrucción de microorganismos patógenos. De esta forma, los compuestos orgánicos productores del mal olor son rápidamente eliminados, asegurando la estabilidad del producto final. El composteo es un método que elimina la necesidad de digestores y otros procedimientos costosos.

Son parámetros determinantes en el proceso de composteo: el contenido de humedad, la temperatura, el pH, nutrientes y la concentración de oxígeno.

Materiales acondicionadores.

Para asegurar el rápido composteo aerobio, el lodo debe ser mezclado con un material acondicionador que proporcione la estructura, textura y porosidad necesarias para la aeración mecánica. El material acondicionador, generalmente orgánico, puede funcionar como una fuente de carbono que proporciona energía adicional para los microorganismos durante el composteo.

Las cantidades necesarias de material acondicionador, están en función del contenido de humedad del lodo. Se requiere que el material acondicionador esté lo suficientemente seco para

proporcionar la porosidad necesaria para el flujo de aire, una vez mezclado con el lodo y colocado en el sitio de composteo.

Estos materiales deben también tener la suficiente capacidad de absorber humedad para producir la deshidratación del lodo. Muchos materiales considerados como desperdicios, presentan las propiedades necesarias de un material acondicionador, tales como: aserrín, viruta, cascarilla de arroz, cascarilla de cacahuate y bagazo de caña.

Descripción del proceso de composteo.

La secuencia de las operaciones en el proceso de composteo es la siguiente:

Mezclado.

El lodo y material acondicionador deben ser mezclados de manera que los terrones de lodo no sean más grandes de 7.5 cm. de diámetro. Si son más grandes, el rango de descomposición es bajo y no se alcanzan las temperaturas óptimas. Varias máquinas pueden ser usadas para realizar esta operación. Por ejemplo, un cargador frontal, rotatorias o equipo sofisticado, pero resulta más costoso.

Composteo.

Después del mezclado se realiza la operación de composteo. Durante este período, la mezcla es aerada y el proceso biológico descompone el lodo y genera altas temperaturas (mayores de 55°C), destruyendo los microorganismos patógenos. El oxígeno requerido para el proceso puede suministrarse por medios mecánicos o por aeración forzada.

Curado.

Después del proceso de composteo, la composta fresca se someterá a un proceso de curado o estabilización. Esta fase se caracteriza por bajas temperaturas, bajos consumos de oxígeno y poca producción de olor. En esta etapa de curado, la degradación y estabilización del producto continúa lentamente. Representa un seguro adicional en la degradación de tóxicos orgánicos y reducción de patógenos. Durante el curado, la composta debe almacenarse en un sitio cubierto para evitar que absorba humedad.

Secado y cribado.

Estas operaciones son opcionales y se realizan dependiendo de las características que se desean en el producto final. Si es necesario el cribado y la composta fresca presenta un exceso de humedad, la operación de secado debe realizarse antes del cribado. En caso de que la composta esté lo suficientemente seca para realizar un adecuado cribado (contenido de humedad por debajo del 35%), el secado no se realiza. Si es enviada al almacén, la composta debe tener un contenido de humedad del 15%.

El cribado tiene como propósito la recuperación de una parte del material acondicionador para reciclarlo y proporcionar al producto características que favorezcan su comercialización. Si la composta fresca presenta las características deseadas y no es necesario recuperar material acondicionador, esta operación no se realiza.

Almacenamiento.

Durante esta etapa la composta continúa estabilizándose y no se presentarán problemas si la operación de composteo se realizó satisfactoriamente. Si su contenido de humedad sobrepasa el 15%, habrá un incremento en la temperatura de la composta.

Distribución.

El sistema de distribución depende de la localización y del tipo de mercado (viveros, reforestación, recuperación de suelos, etc.).



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: CA 100
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

**TEMA:
DESINFECCIÓN DE AGUA.**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
MAYO DEL 2003**

TABLE 10-16

TYPICAL TREATABILITY CONSTANTS FOR 20 FOOT TOWER TRICKLING FILTER PACKED WITH PLASTIC MEDIA^a

TYPE OF WASTEWATER	TREATABILITY CONSTANT, K, GAL/MIN ^{0.5} ft
Domestic	0.065-0.10
Domestic and food waste	0.060-0.08
Fruit-canning waste	0.020-0.05
Meat packing	0.030-0.05
Paper mill wastes	0.020-0.04
Potato processing	0.035-0.05
Refinery	0.020-0.07

^a Data are for 20°C.

Seleccionando un valor de $K=0.085 \text{ gal} / \text{min}^{0.5} \text{ ft}$ para aguas residuales domésticas.

Corrigiendo por profundidad.

$$K_2 = K_1 \left[\frac{D_1}{D_2} \right]^x$$

$$K_{13.12} = 0.085 \left(\frac{20}{13.12} \right)^{0.5} = \underline{0.1049}$$

Para considerar el efecto de la temperatura en la constante de reacción, se utiliza la ecuación de Van't Hoff-Arrhenius

$$K_T = K_{20} \varnothing^{(T-20)} \dots\dots\dots (3)$$

para temperaturas entre 20° y 30° C, \varnothing es alrededor de 1.056

para temperaturas entre 4° y 20° C, \varnothing es alrededor de 1.135

Para el ejemplo se tomará $\phi = 1.1$

por lo que

$$K_{18} = K_{20} (1.1)^{(18-20)}$$

$$K_{18} = 0.1049 (1.1)^{(-2)} = \underline{0.0867}$$

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación (2) se tiene:

$$A = 5508 \text{ ft}^2 ; \text{ Diámetro} = \underline{83.74 \text{ ft}}$$

$$\text{Diámetro comercial} = \underline{85 \text{ ft}}$$

TABLE 10-13
Typical design information for trickling filters^a

Item	Low-rate	Intermediate rate	High-rate	Super high-rate	Roughing	Two-stage
Filter medium ^b	Rock, slag	Rock, slag	Rock	Plastic	Plastic, redwood	Rock, plastic
Hydraulic loading, gal/ft ² · min	0.02–0.06	0.06–0.16	0.16–0.64	0.2–1.20	0.8–3.2	0.16–0.64
Mgal/acre · d	1–4	4–10	10–40	15–90	50–200 ^c	10–40 ^c
BOD ₅ loading, lb/10 ³ ft ² · d	5–25	15–30	30–60	30–100	100–500	60–120
Depth, ft	6–8	6–8	3–6	10–40	15–40	6–8
Recirculation ratio	0	0–1	1–2	1–2	1–4	0.5–2
Filter flies	Many	Some	Few	Few or none	Few or none	Few or none
Sloughing	Intermittent	Intermittent	Continuous	Continuous	Continuous	Continuous
BOD ₅ removal efficiency, %	80–90	50–70	65–95	65–80	40–65	85–95
Effluent	Well-nitrified	Partially nitrified	Little nitrification	Nitrification	No nitrification	Well-nitrified

^a Adapted in part from Refs. 36 and 62.

^b See Table 10-15 for physical characteristics of various filter mediums.

^c Does not include recirculation.

Note: ft × 0.3048 = m

gal/ft² · min × 58.6740 = m³/m² · d

Mgal/acre · d × 0.9354 = m³/m² · d

lb/10³ ft² · d × 0.0160 = kg/m² · d



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO III: CA100
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

**TEMA:
EJEMPLO DE DISEÑO DE FILTROS ROCIADORES**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO
MAYO DEL 2003**

DESINFECCIÓN DE AGUA.

1. INTRODUCCIÓN.

Desde los inicios de la desinfección, su objetivo principal ha sido la eliminación de las epidemias hídricas por medio de la destrucción selectiva de bacterias indicadoras tales como los coliformes. Sin embargo, esta tendencia se ha visto modificada debido a dos descubrimientos hechos en los años 1970's y, que han originado una reevaluación significativa de las prácticas establecidas para la desinfección. El primer descubrimiento son los productos de desinfección que pueden ser dañinos para el ser humano y, los cuales se forman por reacción entre los diferentes desinfectantes y la materia orgánica contenida en el agua. El segundo descubrimiento es la detección de nuevos microorganismos que no son eficazmente controlados por los procedimientos de desinfección tradicionales. Este último punto pone en evidencia que el uso de organismos indicadores discretos no es suficiente como prueba para asegurar una inactivación de un amplio intervalo de microorganismos patógenos.

La desinfección se realiza por dos métodos generales: los físicos y los químicos. Históricamente, el cloro fue el desinfectante principal de los métodos químicos que se usaba en las plantas de tratamiento en todo el mundo. La desinfección con cloro ha dado y continua dando buenos resultados en términos generales de eliminación ó inactivación de microorganismos patógenos. El cloro es un oxidante fuerte que además de desinfectar, permite la remoción de color, hierro y manganeso y, en ciertos casos reduce sabor y olor. En la operación de plantas de tratamiento, la precloración elimina las algas que se desarrollan en sedimentadores no cubiertos y permite el control de microorganismos que crecen en los filtros de arena. La precloración también oxida la materia orgánica que interfiere o inhibe la coagulación-floculación, permitiendo mejorar este último proceso.

Además del cloro gaseoso, se utilizan sus derivados entre los que encuentran los hipocloritos de sodio y calcio, el dióxido de cloro y las cloroaminas. El cloro y sus derivados no permiten sin embargo la eliminación de los virus, del cólera y de la *Giardia lamblia*. Además, se ha comprobado que los productos de la cloración presentan un potencial carcinógeno para el ser humano.

Debido a todos los problemas de salud pública que involucra la cloración, se ha suscitado un gran interés por mejorar el proceso, desarrollando métodos de dechloración, evaluando el riesgo de este proceso para el ser humano y la biota acuática, además de aplicar métodos de desinfección alternativos.

Entre los diferentes agentes oxidantes alternativos del método químico de desinfección, se tiene: el ozono solo o combinado con agua oxigenada, con luz ultravioleta o con ultrasonido, agua oxigenada, permanganato de potasio, plata y cobre solos o combinados,

ferratos, etc. En el caso del método físico de desinfección, se aplican procesos tales como la irradiación con luz ultravioleta, la retención sobre membranas (ultrafiltración, nanofiltración, ósmosis inversa), los ultrasonidos, los campos magnéticos y la electroquímica.

Cada uno de los métodos alternativos presenta sus ventajas y desventajas técnico-económicas, las cuales son desarrolladas en los siguientes incisos de este capítulo sobre la desinfección. En este capítulo también se presentan algunos equipos utilizados para cada método de desinfección y los criterios de selección que se aplican.

2. ENFERMEDADES HÍDRICAS DE ORIGEN MICROBIOLÓGICO.

Las enfermedades de origen hídrico son bastante numerosas; pero, si nos limitamos a aquellas causadas por microorganismos se pueden clasificar en tres grandes grupos:

Grupo I: para las que existe información extensa y precisa de su origen y modo de transmisión

Grupo II: para las que existe información dudosa, y

Grupo III: para las que existe información insuficiente.

A continuación se presentan algunos ejemplos de enfermedades para cada grupo:

2.1. GRUPO I.

1. Bacterias:
 - a. Cólera
 - b. Disentería, enfermedad por bacilos (shigelosis)
 - c. Leptospirosis (enfermedad de Weil, fiebre de moissons, enfermedad de los porqueros, fiebre de marejada, leptospirosis ictero-hemorrágica, fiebre de los campos de arroz, fiebre de los campos de caña de azúcar).
 - d. Fiebres paratifoideas
 - e. Tularemia
 - f. Fiebre tifoidea (dotienteria, tifus abdominal)
2. Helmintos:
 - a. Dracunculosis (dracontiasis, enfermedad del gusano de Guinea)
 - b. Echinococosis (enfermedad hidática, echinococciasis)
 - c. Schistosomiasis (bilharziosis)
3. Protozoarios:
 - a. Disentería amibiana (amibiasis)
4. Virus:
 - a. Hepatitis infecciosa (hepatitis epidémica, ictericia epidémica, ictericia catarral)

2.2. GRUPO II.

Dentro de este grupo se tienen las enfermedades cuyo síntoma común es la diarrea. Estas enfermedades constituyen un problema importante para la salud de numerosos países del mundo. Las diarreas se pueden clasificar en tres categorías:

1. Diarreas primarias causadas por infecciones.

2. Diarreas secundarias que aparecen como enfermedad con síntomas característicos de una infección extra-intestinal y es debida a la toxemia producida por el agente etiológico de esta enfermedad.
3. Diarreas no infecciosas causadas por:
 - productos químicos,
 - alergias gastrointestinales,
 - desórdenes metabólicos,
 - irritación de vías intestinales.

La diarrea primaria o infecciosa está ligada a numerosos agentes infecciosos, algunos de los cuales están bien identificados y en otros casos son supuestos:

1. Las bacterias:
 - a. Shigella
 - b. Salmonella de la cual las infecciones son bien conocidas:
 - fiebres paratifoideas,
 - fiebre tifoidea,
 - gastroenteritis debida a alimentos contaminados,
 - salmonelosis asintomáticas.
 - c. Stafilococcus aureus. Las infecciones por este organismo pueden provocar:
 - intoxicación alimentaria de origen bacteriano,
 - enteritis post-operatoria,
 - gastroenteritis infantil.
 - d. Clostridium perfringens: organismo que tiene la propiedad de producir una toxina, originando un envenenamiento alimenticio.
 - e. Escherichia coli de ciertos tipos, de los cuales se han encontrado varios organismos ligados a enfermedades diarreicas esporádicas y epidemias en los niños.
 - f. Organismos patógenos dudosos, como el Paracolobactrum arizonae que provoca síntomas diarreicos análogos a aquellos causados por Salmonella, Proteus morganii, Proteus vulgaris, Pseudomonas aeruginosa, todos responsables de ciertas "diarreas de verano".
2. Los helmintos representados por los schistosomas y los nemátodos.
3. Los protozoarios como la Entamoeba histólica y la Giardia lamblia.
4. Los virus: se han incriminado a ciertos virus como los ECHO.
5. Los champiñones: el tipo intestinal de la monoliasa es un ejemplo de esta clase de infección que produce diarrea.

Las enfermedades diarreicas que son las más importantes desde el punto de vista de salud pública, son aquellas debidas a la Shigella , a la Salmonella, a la Escherichia coli y a los parásitos causantes de la mayor proporción de enfermedades ligadas a la diarrea.

2.3. GRUPO III.

1. Pleurodinia (pleurodinia epidémica, enfermedad de Bonrholm, mialgia epidémica, gripa del diablo).
2. Poliomiелitis (parálisis infantil).

Estas dos enfermedades son provocadas por virus que poseen ciertas características que permiten pensar que el agua interviene en su transmisión. No existe, sin embargo, ninguna evidencia epidemiológica que permita confirmar esta teoría.

La presencia en el agua de los organismos responsables de las enfermedades hídricas provoca epidemias debido a su introducción al ser humano por ingestión.

Las epidemias de disentería y de gastroenteritis pueden ser resultado de contaminación de fuentes de abastecimiento de agua potable por aguas residuales.

3. NOCIÓN DE GÉRMENES TESTIGOS.

El proceso de desinfección se practica para garantizar la calidad microbiológica de un agua que tendrá un uso subsecuente. Una corriente o un cuerpo de agua que recibe descargas de efluentes de plantas de agua residual inadecuadamente desinfectados puede ser contaminado por organismos patógenos responsables de enfermedades hídricas. El uso del cuerpo receptor como fuente de abastecimiento de agua potable, para la recreación (piscinas), para la acuicultura o para riego representa una vía para la transmisión de esas enfermedades.

El reconocimiento de la existencia de infecciones microbianas transmitidas por el agua ha obligado a controlar la calidad microbiológica del agua y a afinar los métodos para detectar los organismos patógenos en el agua. Los métodos que se aplican para su aislamiento y cuantificación son en su mayoría largos y complejos, por lo que se ha buscado gérmenes no patógenos, generalmente bacterias, que estén normalmente presentes en las eyecciones humanas y de los animales de sangre caliente. Estos gérmenes deben ser menos frágiles que los patógenos, pero también más fáciles de aislar y de detectar por un análisis.

Esos organismos cuya presencia no constituye un riesgo para la salud de los consumidores del agua, permiten detectar una contaminación por materia fecal. Ellos son llamados "indicadores" o "gérmenes testigos" y señalan la presencia de organismos patógenos.

La legislación en vigor por la OMS y en la mayor parte de los países del mundo recomiendan para el control bacteriológico del agua, buscar y cuantificar cuatro indicadores bacterianos:

- los coliformes totales,

- los coliformes fecales,
- los estreptococos fecales,
- los clostridium sulfito-reductores.

En general, los gérmenes indicadores se dividen en dos grupos principales:

- los indicadores de contaminación que permiten apreciar con una seguridad aceptable o con una anticipación el riesgo de una eventual contaminación por microorganismos patógenos,
- los indicadores de la eficiencia del tratamiento, que permiten evaluar la “calidad” de un tratamiento hacia los microorganismos patógenos contenidos en el agua.

3.1. Gérmenes indicadores de contaminación fecal.

El problema principal para el control de la presencia de gérmenes patógenos en el agua es por un lado que esos organismos se encuentran en una muy baja concentración en el agua. Por otro lado, su identificación puede ser larga por lo que no se puede aplicar a un control de rutina.

Las observaciones realizadas sobre las enfermedades hídricas han demostrado que la mayoría necesita un organismo a la temperatura del cuerpo humano (el hombre, un animal de sangre caliente) para poder multiplicarse.

Como resultado de estas dos observaciones, se llegó al acuerdo desde hace 90 años de no realizar un control de rutina de gérmenes patógenos, sino definir gérmenes testigos de una contaminación fecal.

El principal problema ha sido la selección de esos gérmenes testigos, debido a que para ser un buen indicador se debe cumplir con ciertas características:

- a) Debe estar siempre presente en las materias fecales y estar ausente en un agua no contaminada.
- b) El indicador no debe sobrevivir y multiplicarse en el medio natural. Sin embargo, debe ser mucho más resistente que los patógenos responsables de las enfermedades hídricas. Lo anterior deja predecir que esos testigos podrían ser diferentes en zona templada y en zona cálida donde las aguas tienen temperaturas cercanas a aquellas del cuerpo humano.
- c) El indicador se debe comportar durante los tratamientos o la depuración natural del agua, de la misma manera que el patógeno del cual es trazador.
- d) El indicador debe estar presente en número mucho más importante que el patógeno, a fin de poder extrapolar los resultados obtenidos sobre un litro de agua al volumen total de un contenedor.
- e) El indicador debe ser fácil de aislar, identificar y contar en un tiempo lo más corto posible. Actualmente, esos tiempos varían de 24 a 48 horas. Además esos

análisis deben ser poco costosos y al alcance de todos los laboratorios, debido a que se debe de efectuar un control del riesgo a corto plazo es decir, un control muy frecuente.

Después de estudiar varios gérmenes contenidos en diferentes materias fecales humanas y de animales, se observó que la *Escherichia coli* y los estreptococos fecales del grupo D podrían ser buenos indicadores de contaminación fecal. Por razones de facilidad y sobretodo para disminuir el tiempo de análisis, *Escherichia coli* fue reemplazada por coliformes fecales lo mismo que los coliformes termotolerantes.

3.2. Gérmenes indicadores de la eficiencia del tratamiento.

Actualmente, no existe ninguna legislación (OMS, EPA, CEE, etc.) que hagan una diferencia entre esos dos tipos de gérmenes indicadores. Debido a eso, existe siempre una confusión cuando se habla de aguas subterráneas no tratadas y aguas superficiales tratadas.

Los procesos de tratamiento para la eliminación de patógenos son de dos tipos: los físicos (sedimentación, filtración con o sin coagulación) y los fisicoquímicos (ozonación, cloración, rayos ultravioleta, etc.). El germen testigo deberá presentar por lo menos la misma sensibilidad al proceso que los patógenos, pero un germen más resistente será un mejor indicador.

La evaluación de la desinfección se hace mediante el seguimiento de microorganismos "test". En el agua puede haber una variación muy importante entre el número de bacterias, virus, quistes, esporas, pero también de bacterias. Las diversas bacterias coliformes (fecales o no) presentan sensibilidades próximas a las de los gérmenes patógenos. Los estreptococos fecales son netamente más resistentes a la acción de los desinfectantes (particularmente el cloro) que ciertos patógenos como la salmonela. Por esta razón se utiliza a los estreptococos fecales como gérmenes testigos, los cuales, además de ser indicadores de contaminación fecal, son también buenos gérmenes testigos de la eficiencia del tratamiento químico de desinfección. También se introdujeron las esporas *Clostridium sulfitorreductorum* que son buenos indicadores de retención física de gérmenes (filtración) (Sorensen et al., 1989).

Otros organismos propuestos como modelos son las levaduras: *Candida parapsilosis* o bacterias acidófilas y los *Mycobacterium fortuitum* y *Mycobacterium pheci*. Estos organismos son más resistentes al cloro que los virus y las bacterias entéricas.

En cuanto los protozoarios enquistados, el organismo modelo todavía no está definido. El principal interés de tener modelos es poder comparar la acción de diferentes bactericidas químicos. El problema que existe al utilizar modelos es que las colonias de laboratorio están bien definidas y permiten la comparación entre laboratorios, Sin embargo, esas bacterias no tienen la misma resistencia que las bacterias que se encuentran en el medio ambiente, Lo anterior fue puesto en evidencia para las *Pseudomonas alcaligenas*, las cuales daban cultivos positivos en piscinas desinfectadas con cloro o yodo.

4. PROCESOS DE DESINFECCIÓN.

Una vez determinados los modelos para indicar la eficiencia de la desinfección, es necesario seleccionar el tipo de desinfectante a aplicar. Un desinfectante ideal deberá tener las siguientes características:

- Eficiencia biocida para amibas, bacterias y virus bajo las condiciones ambientales encontradas en la práctica actual (temperaturas de 0° a 35°C).
- Ausencia de subproductos tóxicos resultado de la aplicación del desinfectante.
 - trihalometanos para la cloración,
 - clorito para la desinfección con dióxido de cloro,
 - aldehído ó carbono orgánico bioasimilable para la ozonación,
 - bromatos por ozonación de aguas que contienen bromuros,
- Ausencia de propiedades peligrosas para humanos y otras formas de vida.
- Fácil de manejar y de aplicar.
- Bajos costos de operación y de inversión.

Actualmente, no existe el desinfectante ideal entre los que existen en el mercado. Sin embargo, varios desinfectantes cumplen con un buen número de esas características.

La desinfección se puede realizar por dos tipos de procesos o sistemas:

- agentes químicos (desinfección química)
- agentes no químicos (desinfección física)

En la desinfección química se utilizan una serie de agentes químicos, entre los que se encuentran:

- Halógenos : cloro, bromo, yodo, cloroaminas, halaminas
- Oxidantes fuertes: ozono solo ó sus combinaciones (con UV, con peróxido de hidrógeno, con óxido de titanio o con ultrasonido), dióxido de cloro, peróxido de hidrógeno solo ó sus combinaciones (con UV, con cloro, con cloroaminas. con plata o con cobre).
- Otros compuestos:
 - * metales pesados (plata, cobre, plata+cobre)
 - * detergentes catiónicos
 - * aldehídos

Los agentes no químicos se dividen en dos grupos principales:

a) Sistemas físicos:

- ebullición,
- irradiación UV y gama, electrones acelerados,
- retención sobre membranas: ultrafiltración, nanofiltración, ósmosis inversa,
- ultrasonido,
- micro ondas,
- campos magnéticos y

- electroquímica.

b) Sistemas biológicos:

- concurrencia vital, y
- filtración lenta, infiltración

Los desinfectantes se pueden clasificar según su acción en dos tipos: a) los procesos que eliminan los microorganismos y b) los procesos que los retienen. Dentro de esta última categoría se pueden agrupar los procesos de membrana los procesos de filtración lenta.

4.1. Mecanismos de desinfección.

Los modos de acción de esos procesos de desinfección pueden ser de acuerdo a tres tipos de mecanismos:

1. Destrucción de los sistemas celulares mediante un daño a la pared celular.
2. Alteración de la permeabilidad de la pared celular lo que provoca una liberación de nutrientes.
3. Alteración de la naturaleza coloidal de la célula mediante coagulación por calor o desnaturalización por ácidos y bases.
4. Inhibición de la actividad enzimática produciendo una desactivación del proceso metabólico.
5. Alteración del material proteínico produciendo una desactivación de la capacidad infecciosa (interferencia sobre la biosíntesis o la reproducción).

Para todos los cinco tipos de mecanismos de desinfección, las etapas más importantes son dos:

- a) Llegada del desinfectante hasta la pared celular del organismo a destruir.
- b) Difusión a través de la pared celular y ataques de "blancos" sensibles.

Los factores más importantes que influyen la eficiencia del proceso de desinfección son:

1. Concentración y tipo de agente químico.
2. Intensidad y naturaleza del agente físico.
3. Tiempo de contacto entre los microorganismos y el desinfectante.
4. Tipo y número de microorganismo a destruir.
5. Temperatura.
6. Naturaleza y características fisicoquímicas del agua a desinfectar.

A continuación se discuten algunos de esos factores.

Cuando se utilicen oxidantes como agentes químicos, se deben tomar en cuenta dos parámetros importantes:

1. El potencial de oxidación-reducción del oxidante. Mientras más elevado sea éste, más el oxidante será capaz de dañar la pared celular y, por lo tanto, la podrá romper más fácilmente
2. La difusión a través de la membrana del microorganismo depende, por un lado, del tamaño de la molécula y, por otro lado, de la carga de la molécula. En efecto, las bacterias que presentan un pH cercano a la neutralidad están cargadas negativamente, lo que explica que una molécula neutra sea más reactiva que una forma ionizada negativa, debido a que ésta última será repulsada por la bacteria. Es el caso de las formas HOCl que son más reactivas que la forma ionizada OCl⁻. La clasificación para los halógenos será por consiguiente inversamente proporcional a su poder oxidante:

4.2. Microorganismos.

Los patógenos se pueden clasificar en orden decreciente de acuerdo a su resistencia a los tratamientos de desinfección en cuatro grupos principales:

1. Esporas de bacterias.
2. Quistes de protozoarios.
3. Virus.
4. Bacterias libres.

La resistencia relativa a la desinfección de estos organismos se atribuye a diferencias que tienen en su citoestructura. Una deshidratación parcial de las esporas puede ser una causa de fuerte resistencia, esto ocurre también en el caso de los quistes. La gran resistencia de los virus se atribuye a la ausencia de enzimas y otros sistemas sensibles por lo que su inactivación se logra mediante la desnaturalización de proteínas de la cápsula.

4.3. Calidad del agua.

La temperatura del agua tendrá una influencia sobre la cinética de difusión de la molécula biocida a través de la membrana de los microorganismos. En el caso de los oxidantes toda molécula reductora o que pueda combinarse con el oxidante será apta a disminuir o bloquear el efecto biocida del reactivo. Este es el caso del hierro ferroso, manganeso divalente, sulfuros, nitritos, materias orgánicas oxidables, amoníaco o nitrógeno orgánico.

El pH del agua influye la repartición de las diferentes especies oxidantes y la cinética de degradación de la molécula. La turbiedad del agua también influye de manera muy importante sobre la desinfección.

Cada uno de esos parámetros influye al proceso de desinfección en diferente grado en función del tipo de agente de desinfección aplicado.

5. DESINFECCIÓN QUÍMICA.

Dentro de los procesos que más se aplican para la desinfección química se tiene:

- Cloración,
- Cloraminación,
- Desinfección con dióxido de cloro,
- Ozonación y
- Desinfección con permanganato de potasio.

5.1. Cloración.

El uso de la cloración como método de desinfección se remonta a 1896 en Louisville, Ky. En estos experimentos, la cloración se usó para desinfectar agua filtrada. En 1897, después de una epidemia de tifoidea, se utilizó durante un corto período en Inglaterra, de manera experimental, para desinfectar agua de distribución. No fue hasta 1904 en los Estados Unidos que la cloración con hipoclorito de sodio se reconoció como método de control del potencial de enfermedades por patógenos.

En Estados Unidos, la expansión de la cloración para la desinfección se realizó en 1911 para el control de enfermedades como la tifoidea y el cólera. Inicialmente, la cloración se realizó con hipoclorito de sodio, después en 1913 se hizo popular el uso de cloro gaseoso, gracias a la utilización de contenedores de acero para su almacenamiento en forma comprimida. A mediados de siglo, la mayor parte de las plantas de tratamiento empleaban cloro gaseoso para la desinfección de aguas. Sin embargo, el reciente descubrimiento de riesgos asociados con el transporte y manejo de este oxidante ha revertido el uso a hipoclorito de sodio para la desinfección.

Formas químicas del cloro libre.

El cloro libre es tóxico para la mayoría de bacterias patógenas y otros gérmenes nocivos para la salud. El término de "cloro libre" se utiliza para designar el cloro molecular gaseoso y sus derivados (ácido hipocloroso, ión hipoclorito). El cloro bajo estas formas tiene tendencia a ganar electrones para pasar a un estado de oxidación más estable (-1), bajo forma de cloruro.

Formas comerciales del cloro.

Las formas comerciales del cloro incluyen cloro molecular gaseoso, hipoclorito de sodio líquido e hipocloritos granulares.

- **Cloro gas:** Es comprimido a forma líquida para entrega en contenedores especiales. En el punto de aplicación la presión es mucho menor que la del contenedor, lo que transforma al cloro a su estado gaseoso para usarse en equipo de alimentación.

El cloro utilizado bajo esta forma debe cumplir con los requisitos de calidad establecidos por el Instituto Nacional Americano de Estándares (ASTM-E410, E412, E647, E806, y D2022), debido a que ciertas impurezas pueden contaminar el agua desinfectada.

- **Hipoclorito de sodio (líquido):** Es comercialmente disponible en concentraciones de 12 a 18% de cloro libre. La velocidad de degradación del hipoclorito es un criterio de selección de la concentración de la solución a utilizar. La velocidad se incrementa de manera proporcional con la concentración. La velocidad también se incrementa con temperaturas elevadas y con impurezas de metales como el fierro, el níquel, cobre y cobalto. Debido a esto se debe evitar almacenarse en lugares soleados para evitar la descomposición fotoquímica y por elevación de temperatura.

Por razones económicas, el hipoclorito se aplica generalmente en pequeñas plantas de tratamiento y el equipo que requiere para su alimentación es sencillo.

- **Hipoclorito granular:** Es típicamente disuelto en reactores batch localizados cerca del punto de aplicación y, después se alimenta en forma líquida. Las formas comerciales disponibles incluyen hipoclorito de calcio e hipoclorito de litio. Aunque el hipoclorito de calcio se usa de forma más común, este reactivo produce precipitados que pueden dañar los equipos de medición. El hipoclorito de litio es poco empleado pero no produce precipitados.

- **Generación *in situ*:** La generación *in-situ* de cloro libre emplea procesos electrolíticos a partir de cloruro de sodio. Estos sistemas son similares a aquellos que se utilizan para producir cloro gas comercial a nivel industrial. El cloro generado se hace reaccionar con hidróxido de sodio para producir hipoclorito de sodio líquido.

La ventaja de la generación *in-situ* es que no se requieren entrega, manejo y almacenamiento del reactivo. En Estados Unidos, a pesar del costo elevado y de lo complejo de la operación, se tienen varias plantas de tratamiento de agua municipal que aplican este proceso.

5.1.1. Química del cloro.

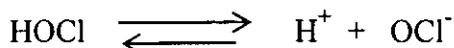
Hidrólisis.

La hidrólisis del cloro en agua pura produce una mezcla de ácido hipocloroso y de ácido clorhídrico:



A temperaturas normales que se registran en el agua esta reacción es completa en unos cuantos segundos. En solución diluida y a pH menor de 4, el equilibrio de la reacción se desplaza hacia la derecha y muy poco cloro gaseoso existe en solución.

La propiedad desinfectante del cloro se debe principalmente al HOCl. Este ácido se ioniza o disocia de manera reversible en iones hidrógeno e hipoclorito. El grado de disociación depende de la temperatura y del pH:



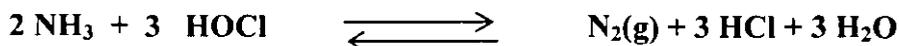
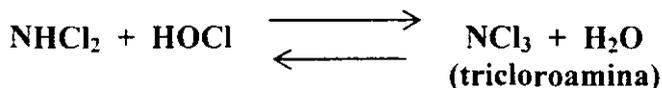
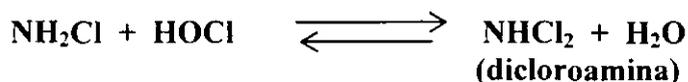
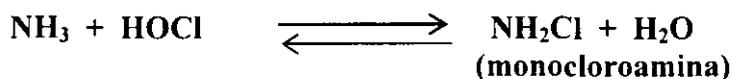
Para pH mayores de 8, la especie predominante son los iones hipoclorito y disminuye la concentración del agente desinfectante más eficaz (HOCl). Esas especies y el cloro gaseoso son las formas desinfectantes del cloro.

Las especies del cloro libre pueden reaccionar de dos formas generales: 1) reacciones de oxidación en las que el cloro pasa a cloruro y 2) reacciones de sustitución en las que el cloro conserva su estado de oxidación (+1) sustituyendo otros elementos químicos. Estas últimas reacciones se verifican particularmente entre el amoníaco y el cloro para formar cloraminas.

El cloro reacciona con compuestos orgánicos nitrogenados (proteínas y aminoácidos) para formar cloraminas complejas. El cloro que existe en agua en combinación química con amoníaco o con compuestos orgánicos nitrogenados se define como cloro combinado no disponible.

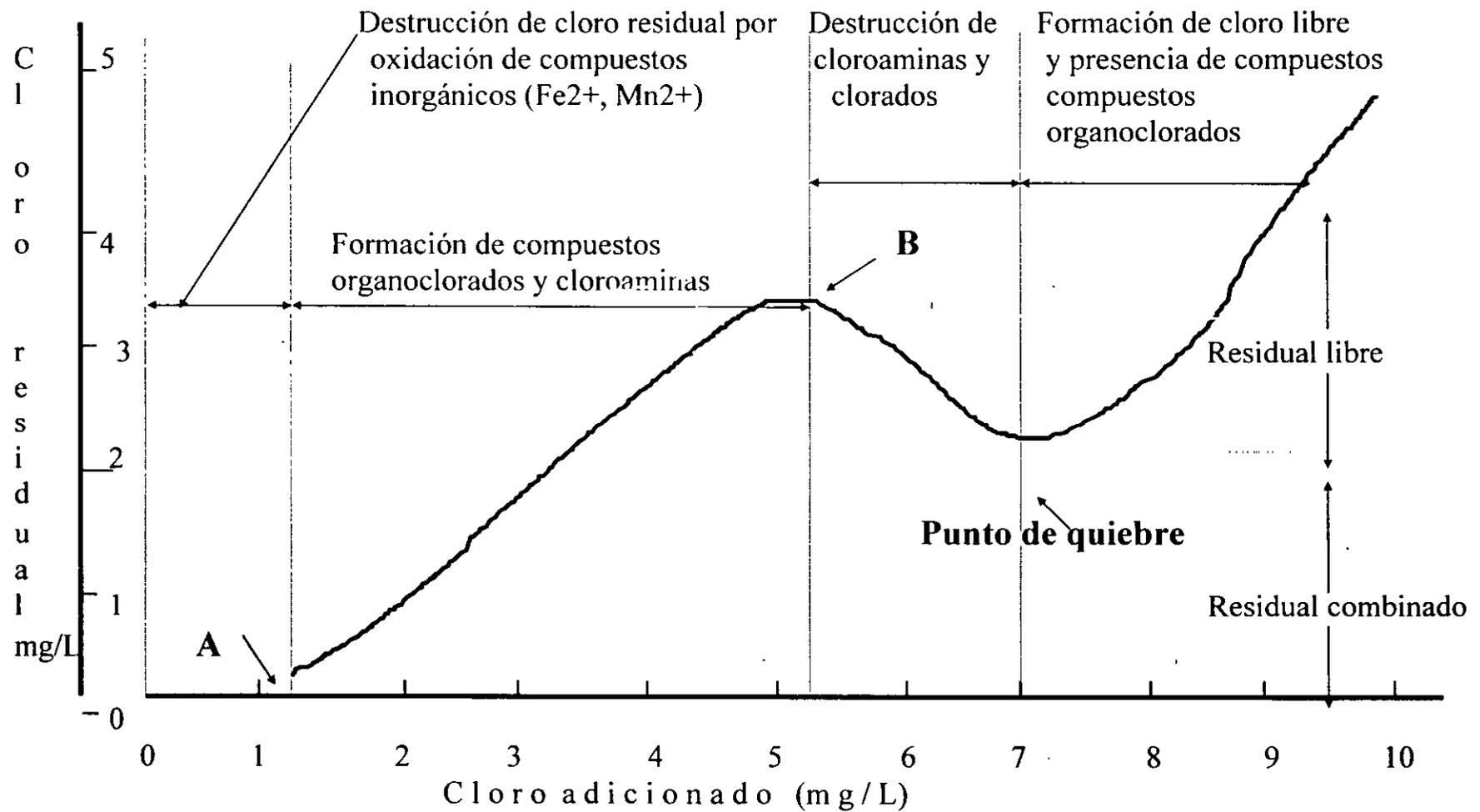
Reacciones con amoníaco.

Las reacciones del cloro con amoníaco son de gran importancia para el proceso de cloración, especialmente para la desinfección. Estas reacciones son bien conocidas y se presentan a continuación:



Los cambios de cloro residual que resultan de las reacciones con amoníaco y otras sustancias reductoras se ilustran en la siguiente figura:

Figura 1. Curva de cloro residual para la determinación del "punto de quiebre".



La capacidad de oxidación del cloro libre es función del pH debido a la repartición de especies HOCl:OCl⁻ que se tiene. Este principio se aplica también en el caso de las cloroaminas: a pH elevados es la monocloramina que predomina. Las cloroaminas son desinfectantes menos potentes y menos reactivas que las tres formas del cloro libre.

El concepto de punto de quiebre o ruptura surge en 1939 cuando se reporta que algunas aguas presentaron una ruptura en la curva de cloro residual cuando se adicionó una cantidad adicional de cloro. Después de este punto el contenido de cloro residual libre se incrementa. La determinación de este punto se hace experimentalmente para cada tipo de agua, adicionando a diferentes muestras de 1 L, dosis crecientes del agente de cloración y determinando el cloro residual después de 30 min y 2 horas de contacto.

El término “contenido de cloro disponible” se estableció con el fin de comparar el potencial desinfectante de los compuestos del cloro con respecto a la del cloro molecular, tomando como hipótesis que 100% del gas se utiliza o es disponible en las reacciones de desinfección. En el caso de los derivados del cloro, el contenido de cloro disponible se debe multiplicar por el número de átomos de cloro que presenta el compuesto. Ejemplo: el porcentaje de cloro en la dicloroamina es de 82.5, pero el contenido de cloro disponible es de 165%.

El contenido de cloro disponible de varios materiales clorados se presenta a continuación:

TABLA 1. Porcentaje disponible de cloro para varios compuestos

COMPUESTO	% de CLORO DISPONIBLE
Cloro gaseoso	100 (por definición)
Polvo blanqueador	35-37
Hipoclorito de calcio (puro)	99.2
Hipoclorito de calcio (comercial)	70-74
Hipoclorito de calcio (puro)	95.2
- blanqueador comercial (industrial)	12-15
- blanqueador comercial (doméstico)	3-5
Dióxido de cloro	263.0

Reducción de cloro residual (decloración).

Desde 1970 se ha puesto mucha atención en los efectos tóxicos de los efluentes clorados. Tanto las cloroaminas como el cloro libre residual son tóxicos para los peces y otros organismos acuáticos, en concentraciones tan pequeñas como 0.002 mg/L. Debido a esto es necesario realizar una decloración de las aguas residuales cloradas.

Los compuestos que se utilizan para la decloración son el dióxido de azufre, las sales de sulfito (sulfito de sodio Na₂SO₃, bisulfito de sodio NaHSO₃ y metabisulfato de sodio (Na₂S₂O₅) y el carbón activado.

5.1.2. Descripción y selección de equipos de cloración.

Existen básicamente dos tipos de equipos que se utilizan en desinfección por cloración: los alimentadores de gases y los hipocloradores. Cada categoría de estos dos equipos tiene usos específicos, pero cada uno de ellos puede presentar una variedad de modificaciones.

Cloradores: Los alimentadores de gas se designan también como cloradores para diferenciarlos de los hipocloradores.

Un clorador presenta los siguientes componentes básicos: un regulador de vacío, un control del flujo alimentado, un Venturi automatizado, y un medidor de flujo. Los cloradores se utilizan frecuentemente en la desinfección de aguas residuales.

El regulador de vacío se presenta en diferentes configuraciones, dependiendo del fabricante y de la capacidad del sistema. En sistemas de desinfección de aguas residuales, el regulador se localiza en el tablero de controles, pero también se puede montar sobre la pared o directamente sobre el cilindro de cloro gaseoso. Esta última configuración comienza a ser estándar para flujos de 230 kg/d de cloro. El regulador de vacío puede ser un diafragma operado por un dispositivo con un lado del diafragma abierto a la atmósfera y capaz de ventear a la atmósfera si la presión del gas aumentara repentinamente. De forma alternativa un lado del diafragma puede estar conectado al contenedor del gas presurizado y por el otro lado estar conectado a una fuente de vacío.

El dispositivo de control de flujo puede ser una simple válvula operada manualmente o una válvula automática, cuya complejidad depende del control del sistema. El operador utiliza este dispositivo para ajustar el flujo del gas alimentado. Este dispositivo se calibra para dar flujos instantáneos de kilogramos por día.

El inyector (o eyector) Venturi consiste de un conjunto de boquilla y garganta. Este dispositivo está diseñado para producir vacío. Este dispositivo es el más importante para el clorador por dos razones: la primera su componente hidráulico produce el vacío de operación del equipo y segundo, mezcla el gas con el agua de solución para producir ácido hipocloroso líquido que se inyecta al agua residual tratada. Si las condiciones hidráulicas de operación de este dispositivo no son correctas el sistema completo operará mal.

Hipocloradores. Todos los tipos de equipos que se usan para la alimentación hipoclorito de sodio de calcio se denominan hipocloradores. Existen varios tipos y configuraciones de estos equipos, el sistema básico es similar para todos los casos (Figura 3.).

Los componentes principales son un tanque de almacenamiento o de mezclado para la solución hipoclorito, una bomba de desplazamiento positivo, un motor o solenoide y, un dispositivo para alimentación de flujo. Dependiendo del tamaño del sistema, el tanque de almacenamiento puede

construido de material en carboy, en plástico o en fibra de vidrio, en el cual una solución concentrada de hipoclorito puede ser preparada. En el caso de hipoclorito de sodio, a veces se utiliza con un dispositivo de mezclado, usualmente un agitador de palas motorizado que se coloca en el interior del tanque. También en el interior del tanque se coloca una pichancho conectada a la succión de la bomba.

El hipoclorador en sí, dependiendo del tamaño del sistema, puede localizarse en la parte alta del tanque de mezclado o próximo a la coraza de la bomba de alimentación. El hipoclorador consiste en un diafragma de desplazamiento positivo con válvulas check a la entrada y a la salida y de un mecanismo de manejo. Entre los diferentes mecanismos de manejo que se tienen un motor que gira a velocidad constante con un dispositivo de ajuste para controlar el movimiento del diafragma, es decir, el flujo.

El hipoclorador debe desarrollar suficiente presión interna para inyectar la solución dentro de la canalización sin requerir bombas adicionales. Esta es una ventaja que presenta el hipoclorador respecto al clorador.

Los cloradores se emplean frecuentemente para plantas de tratamiento de aguas residuales con capacidades de 40 a 90 L/s, debido a que para capacidades mayores sus costos son más elevados que los hipocloradores.

Tipos de contenedores para gases comprimidos de cloro.

De acuerdo al US Department of Transportation y el US Coast Guard el cloro está clasificado como un gas comprimido no inflamable y su transporte y almacenamiento está legislado, el límite para el contenedor de cloro es de 88% del volumen de este.

Cilindros. Los cilindros están reforzados con piezas de acero y su máximo volumen debe ser de 150 libras de agua y solo debe tener una salida (válvula de conexión en lo alto del cilindro). Por lo regular los cilindros cuentan con un fusible metálico de seguridad diseñado entre 158 y 165 °F de fusión. Este protege al cilindro de posibles fallas hidrostáticas o de calor excesivo. Los cilindros de 150 libras de capacidad tienen un diámetro entre 10 1/4 a 10 3/4 in., con una altura de 53 a 56 in y un peso vacío entre 85 y 140 lb. Su transporte debe ser en trenes de carga o bien en camiones respetando su legislación.

Contenedores de tonelada. Estos contenedores son tanques de acero soldados, con un interior convexo con pliegues que proveen un sustancial dominio al transportarlos. Por lo regular cuentan con seis fusibles de metal y dos válvulas conectadas al interior del contenedor. Su diámetro es de 30 pulgadas y una longitud de 80 pulgadas y un peso vacío entre 1 300 y 2000 lb y pueden ser llenados con 2000 lb de cloro. Solo pueden ser transportados en vagones de tren en tanques especiales conocidos como "multitonit tank car".

Otros contenedores de transporte. Existen unidades simples de 16,30, 55, 80 y 90 toneladas de capacidad que pueden ser transportados en camiones particulares.

5.2. DIÓXIDO DE CLORO.

Su poder de desinfección es igual o superior a la del cloro y se ha comprobado que resulta más efectivo para la inhibición e inactivación de virus. Una posible explicación de esto se basa en el hecho de que una proteína, la peptona, puede adsorber el bióxido de cloro. Dado que los virus tienen un recubrimiento proteico, es posible que la inactivación del virus venga provocada por la adsorción del dióxido de cloro en la superficie de dicho recubrimiento.

No se había considerado por su alto costo.

Se genera *in situ*, debido a que es un gas inestable y explosivo, se hace reaccionar clorito de sodio y cloro.



La química en medio acuoso no es bien conocida en la actualidad. El dióxido de cloro tiene un potencial de oxidación extremadamente alto, lo cual puede explicar su potencial germicida.

Debido a su potencial de oxidación, es posible que los mecanismos bactericidas que provoca tengan que ver con la inactivación de los sistemas de enzimas críticas, o con la interrupción y destrucción del proceso de síntesis de proteínas.

La utilización puede dar lugar a la formación de productos potencialmente tóxicos, como el clorito y el clorato, y a su presencia en forma de compuestos del cloro residual total.

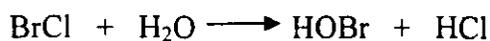
Las cantidades residuales del dióxido de cloro y de los productos finales de la reacción se degradan a mayor velocidad que el cloro residual, por lo que pueden no representar una amenaza tan directa para la vida acuática como lo es el cloro residual.

Una ventaja del uso del dióxido de cloro es que no reacciona con el amoníaco para formar las cloraminas, que son potencialmente tóxicas. También se ha observado que no se forman apreciables cantidades de compuestos organoclorados como el cloroformo, sustancia cuyos efectos cancerígenos están bajo sospecha.

No reacciona con el agua ni se disocia en ella, como ocurre con el cloro.

5.3. CLORURO DE BROMO.

Hidrólisis en el agua:



Donde el ácido hipobromoso es el más potente germicida de los compuestos de bromo.

Igual que el cloro, forma bromaminas, las cuales son menos estables que las cloraminas y se descomponen en sales de bromo inocuas en menos de una hora.

Se supone que actúa de manera similar al HOCl, adsorbiéndose al interior de la célula bacteriana e interrumpe la actividad enzimática crítica.

Se ha comprobado que las bromaminas son germicidas más efectivas que las cloraminas y se degradan a mayor velocidad.

Se ha podido comprobar que requiere menor tiempo de contacto que el cloro.

5.4. OZONACIÓN.

El ozono (O₃) es una forma alotrópica del oxígeno que se produce al pasar este gas seco o aire por una descarga eléctrica (5,000 a 20,000 volts, 50 a 500 Hz). El ozono, descubierto en 1878 por M. Von Marum, es un gas azul inestable y altamente tóxico con un olor picante de heno recién cortado.

Es un poderoso agente oxidante así como un desinfectante con una gran tendencia a transformarse en oxígeno mediante una fuerte reacción exotérmica que frecuentemente tiene lugar con violencia explosiva. Es uno de los componentes del smog y es extremadamente corrosivo. Se forma en el espacio cercano al de las descargas eléctricas en la estratosfera, en las que se forma como consecuencia de la acción de la luz ultravioleta sobre el aire.

TABLA 2. Propiedades físicas del ozono.

Peso molecular	48 mg/mol
Punto de ebullición (760 mm Hg)	111.9°C
Punto de fusión (760 mm Hg)	192.7+/- 2°C
Temperatura crítica	-12.1°C
Presión crítica	53.6 Kg/cm ²
Densidad crítica	0.437 g/l
volumen crítico	0.143
Densidad del gas (0°C)	2.144 g/l
Densidad del líquido (-183°C)	1.511 g/ml
(a -195.4°C)	1.614 g/ml
Tensión superficial(-183°C)	49.4 dinas/cm
Capacidad calorífica (-100°C)	43.4 KJ/ml°C
(a - 173°C)	32.2KJ/ml°C)
Constantes de Vander Walls	a=3.545 Kg. F/cm ² L ² mol ⁻² b=0.04903 L/mol

Es útil en el blanqueado del color y en la remoción de sabores y olores. Como el oxígeno es solo ligeramente soluble en el agua se pierde rápidamente no dejando residuales de oxígeno en la misma. Lo que no sucede con el ozono.

El ozono es uno de los más potentes agentes de desinfección, se utilizó por primera vez como proceso de desinfección de agua potable en 1893 en Oudsnorm, Holanda. Más tarde en 1906, se aplicó para la desinfección de agua potable en Niza, Francia. En Europa se aplicó a escala completa en 49 plantas de tratamiento de aguas (Capacidad total de 85 MGD). Actualmente, existen más de 2 000 plantas en el mundo que aplican la ozonación como método de desinfección. La mayoría de estas plantas operan en Europa (1 000 en Francia).

El mecanismo de acción del ozono es un ataque por especies radicales muy oxidantes. Este oxidante reacciona también directamente con compuestos en solución.

5.4.1. Factores que influyen en el proceso de oxidación avanzada.

* Características del agua a tratar:

- Alcalinidad
- pH
- COT (NOM)
- Sales (cloruros) (Carbono Orgánico)
- Temperatura (cloruros y sulfatos).
- Dosis de reactivo
- Tiempo de contacto
- Tipo de reactor (batch, columna a contracorriente, concurrente).
- Tipo de catalizador.

Debido a la ausencia de residuales de ozono en el sistema de distribución, puede haber un crecimiento biológico con sus problemas concomitantes de color, sabor y olor. Tales crecimientos en el sistema de distribución se pueden evitar si se agrega una pequeña dosis de cloro después de la ozonación.

Tratamiento de aguas mediante O₃.

La utilización apropiada del ozono para el tratamiento del agua, permite obtener concretamente los siguientes resultados.

- Eliminación de los sabores y olores, del complejo de hierro y manganeso.
- Decoloración completa del agua.
- Eliminación completa de los fenoles.
- Disminución considerable del contenido de detergentes.
- Esterilización completa del agua.

- Inactivación de los virus.

5.4.2. Componentes de los sistemas de ozonación.

Los tres principales componentes de un sistema de ozonación son la preparación y tratamiento del gas de alimentación al generados de ozono, el generador de ozono incluyendo la fuente de poder y disolución del gas ozonizado en el agua de tratamiento. Existen otros componentes y consideraciones adicionales como son la destrucción del gas de salida, materiales de construcción y la seguridad.

La selección del gas de alimentación puede estar regida por el proceso, disolución y otros requerimientos. El sistema de preparación del gas debe ser capaz de entregar un gas seco, libre de contaminantes al generador de ozono. Los componentes del sistema de preparación deben ser cuidadosamente seleccionados para tener un sistema que entregue un gas con la calidad requerida, a pesar del amplio rango de condiciones ambientales que puedan existir a lo largo del período de operación.

El generador de ozono y la unidad de fuente de poder son generalmente vendidos en paquete. Aunque los generadores de ozono que existen comúnmente en el mercado utilizan el mismo principio de generación, los detalles de los sistemas varían en el tipo y tamaño de módulos individuales de generación de ozono. El difusor de burbujas finas con multicompartimientos es el tipo más común que se utiliza para muchas aplicaciones, incluyendo la desinfección primaria. Sin embargo, existen muchos otros tipos que pueden ser mejores para ciertos usos específicos como es la oxidación de compuestos orgánicos.

Tanto los costos iniciales de construcción como los de operación a largo plazo deben ser evaluados en la selección del sistema de disolución. La reducción de la concentración de ozono del gas de salida de las unidades de disolución debe ser considerada para proteger el personal, los componentes de la planta y el ambiente en general. Lo anterior es logrado mediante la instalación de diferentes tipos de sistemas de destrucción de ozono.

Selección del gas de alimentación.

Existen una gran variedad de gases de alimentación que pueden ser considerados para la generación de ozono: aire, oxígeno de alta pureza, oxígeno reciclado de alta pureza y aire enriquecido de oxígeno. Cada uno de estos gases posee sus ventajas dependiendo de los objetivos de la aplicación de ozono, las facilidades disponibles, etc. La Tabla 3.2 siguiente resume las ventajas y desventajas de los diferentes gases de alimentación:

TABLA 3. Gases de alimentación para los generadores de ozono (Langlais et al. 1989)

Gas	Ventajas	Desventajas
Aire Fig. 1.5 IV - 20	Sistema más común. Aplicabilidad para pequeños y grandes sistemas	Alto consumo de energía (jWh/kgO ₃). El mayor requerimiento de manejo de gas. Máxima concentración de ozono de 2.5% en peso
Oxígeno alta pureza (General)	Dobla aproximadamente la capacidad de producción (Menor energía específica) Concentración de ozono más alta (5-8% en peso), por lo tanto mayor fuerza de transferencia de ozono. Menor requerimiento de manejo de gas.	Sensibilidad general (público y operadores) con respecto a la aplicación de oxígeno Requiere más atención en la seguridad y selección de materiales. Requiere especial atención en el diseño del contactor debido a los flujos bajos para el mezclado. Sistema posiblemente patentado.
Oxígeno alta pureza (Separación criogénica de aire)	Más factible para aplicaciones a gran escala.	Inversión importante para el sistema de preparación de gas. El sistema de preparación del gas es complejo para operación y mantenimiento
Oxígeno líquido alta pureza (LOX)	Es el más simple de todos los sistemas de alimentación. Menores costos de capital de todas las alternativas con generadores de alta eficiencia.	Costos variables de operación debido a la compra de LOX
Oxígeno de alta pureza externamente reciclado.	Ahorros debido a la recirculación de oxígeno alta pureza. Energía específica media.	Consideraciones especiales en la preparación del gas para el manejo de contaminantes recirculados y altas concentraciones (O ₂) asociadas con costos de capital y de operación. No se registra éxito de este concepto en tratamiento de agua potable y residual en USA.
Oxígeno de alta pureza internamente reciclado	Potencialmente concentraciones altas de ozono (> 10%)	Tecnología no aprobada (hasta 1990).
Aire enriquecido de oxígeno.	Costos de capital reducidos para picos a corto plazo de la demanda de ozono.	No existen aplicaciones en el tratamiento de agua potable o residual en USA. Hace más compleja la operación de la planta.

Ciertos factores deben ser considerados en la selección del gas de alimentación:

1. La producción proyectada a lo largo del periodo operacional.
2. Los aspectos específicos de la aplicación, entre los que se incluye:
 - El agua cruda con una demanda inicial de ozono
 - La oxidación de un compuesto clave
 - Conservar una concentración residual durante un periodo específico.
3. La capacidad inicial y crecimiento proyectado de la planta.
4. La filosofía financiera de la agencia de operación.

Aire.

El aire seco y filtrado es el gas de alimentación más comúnmente utilizado en los sistemas de ozonación en todo el mundo. En Europa más del 99% de los sistemas de ozonación de agua potable emplean aire como gas de alimentación (Langlais, 1989).

Los factores que un diseñador debe tomar en cuenta en los sistemas de aire, como gas de alimentación son: el intervalo de la temperatura ambiente, la elevación de la zona, los intervalos de humedad, el contenido de partículas en el aire y las concentraciones de los hidrocarburos.

Estos sistemas de aire contienen un equipo de compresión de aire que descarga aire presurizado al equipo de secado. La presión de descarga depende del diseño completo del sistema de ozonación. El equipo de secado debe proveer el aire al punto de rocío de $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($-76\text{ }^{\circ}\text{F}$), dependiendo de la producción del generador de ozono y de los costos del ciclo de vida del equipo de secado. La mezcla de aire ozonado es posteriormente utilizado en el subsistema de disolución. El gas de salida es ventilado a un destructor de ozono, en donde el ozono remanente es transformado en oxígeno. Cabe mencionar que existe un sistema de instrumentación de monitoreo asociado al proceso y un equipo de control. un sistema de ozonación.

Oxígeno de alta pureza

La producción de ozono se incrementa con el aumento de la concentración de oxígeno del gas de alimentación y podría reducir el número de generadores de ozono o, en su defecto, el tamaño de los generadores que son requeridos para el sistema. Sin embargo, el capital o los costos de operación para los sistemas/equipos de alimentación de oxígeno deben ser incluidos en el análisis de costos.

5.4.3. GENERACIÓN DE OZONO.

La generación de ozono se realiza mediante una descarga eléctrica silenciosa, frecuentemente llamada descarga corona, es mantenida entre dos electrodos separados por un dieléctrico (regularmente de vidrio y a veces de cerámica) y una corriente de aire, mediante la aplicación de un alto voltaje a través de los electrodos. A la frecuencia

utilizada, el voltaje es mantenido a un valor de ionización del oxígeno lo que produce ozono (Gary y Moreau, 1976).

El diseñador se enfrenta con la selección de un generador de ozono de una gran variedad de tipos de unidades que han sido aplicadas o promovidas dentro de los Estados Unidos. Un número de estos puede ser limitado a aplicaciones altamente específicas. Los generadores de ozono pueden ser descritos sobre la base de un gran número de parámetros. Estos parámetros incluyen tipo de dieléctrico, frecuencia y modo del sistema de enfriamiento.

Los dieléctricos incorporados en generadores de ozono a gran escala incluyen a los de platos de vidrio, tubos de vidrio metalizado, y platos de cerámica. La frecuencia del generador ha sido generalmente agrupada en tres grandes categorías.

- Frecuencia baja: 50 ó 60 Hz.
- Frecuencia media: 60 a 1000 Hz
- Frecuencia alta: > 1000 Hz.

En los de frecuencia baja se utiliza la frecuencia de la línea eléctrica normal como fuente de poder. Por ejemplo, esta podría ser de 60 Hz en Norte América y de 50 Hz en Europa. El modo de enfriamiento del generador es principalmente basado en agua pero puede ser también con aire, aceite y freón.

Los diferentes tipos de generadores de ozono pueden ser:

- Tubo horizontal, enfriamiento con agua, frecuencia baja.
- Tubo horizontal, enfriamiento con agua, frecuencia media
- Tubo vertical, enfriamiento con agua, frecuencia baja.
- Tubo vertical, enfriamiento agua, alta frecuencia.
- Plato vertical enfriamiento con agua, frecuencia baja.
- Plato vertical. enfriamiento con aire, frecuencia alta.

El ozono es producido a partir de aire u oxígeno (o una mezcla de ambos) entre dos electrodos en los que hay un potencial de corriente alterna. Para asegurar una completa descarga, uno de los electrodos o ambos es cubierto con un material dieléctrico para formar una superficie equipo potencial; la diferencia de potencial aplicado entre los dos electrodos dependerá de la naturaleza y espesor del dieléctrico usado y la amplitud de la separación de los electrodos (garganta) y la presión de operación, el voltaje aplicado generalmente es de 6000 a 18000 Volts.

Generadores de ozono.

Los primeros generadores fueron los de tipo plato (Otto, 1906): Estos han caído en desuso por las siguientes razones:

- Baja producción por unidad de área de electrodo;
- Baja presión de operación;

- Dificultades de enfriamiento;
- Construcción no confiable;

Hoy los generadores son exclusivamente de forma tubular ya sea de tubo abierto o tubo cerrado.

Cámaras de contacto y sistemas de difusión.

Selección de contactores.

-Si predominan reacciones rápidas, la velocidad de transferencia de ozono será el factor limitante y un alto coeficiente de transferencia será requerido; los contactores disponibles en este caso son tubos en U;

-Si las reacciones lentas predominan, la reacción por si misma será el factor limitante, en este caso los contactores por difusión de burbujeo podrían ser usados, con o sin agitación mecánica;

El contacto del ozono es probablemente el elemento más importante para una instalación; la combinación de la cámara de contacto y el mecanismo de difusión, determina la eficiencia de transferencia de ozono. El objetivo del diseño es maximizar la transferencia del gas a la fase líquida.

El ozono puede ser generado *in situ* y la corriente de gas que lo contiene se inyecta a reactores de ozonación a través de difusores porosos, en el caso de sistemas con difusores porosos de gas. Otros sistemas comprenden turbinas y los actuales sistemas que operan bajo el principio del inyector Mazzei. Este último sistema permite realizar la ozonación con tiempos de contacto de algunos segundos, debido al dispositivo eficiente de transferencia de ozono.

CARACTERISTICA	Cl ₂	NaOCl	Ca(OCl) ₂	BrCl	ClO ₂	O ₃
Toxicidad a microorganismos	ALTA	ALTA	ALTA	ALTA	ALTA	ALTA
Solubilidad	LIGERA	ALTA	ALTA	LIGERA	ALTA	ALTA
Estabilidad	ESTABLE	POCO ESTABLE	POCO ESTABLE	POCO ESTABLE	GENE-RADO	GENE-RADO
Transporte y almacenamiento	MUY DIFICIL	FACIL	FACIL	FACIL	GENE-RADO	GENE-RADO
Toxicidad a organismos	MUY TOXICO	TOXICO	TOXICO	TOXICO	TOXICO	MUY TOXICO
Toxicidad a temperatura ambiente	ALTA	ALTA	ALTA	ALTA	ALTA	ALTA
Corrosión e incrustación	MUY CORROSIVO	CORRO-SIVO	CORRO-SIVO	CORRO-SIVO	MUY CORRO-SIVO	MUY CORRO-SIVO
Disponibilidad	COSTO BAJO	COSTO MEDIO	COSTO MEDIO	COSTO MEDIO	COSTO MEDIO	COSTO ALTO

TABLA 1.9 Costos anuales de operación para diferentes sistemas de desinfección.

TAMAÑO PLANTA Flujo medio (MGD)	UV	Cl ₂ (g)		NaOCl	ClO ₂
		cilindros de 150 lb	cilindros de 2000 lb		
0.025	\$ 100	\$ 180	NA	NA	NA
0.1	\$ 350	\$ 720	NA	\$ 1,300	NA
3.0	\$ 8,000	NA	\$ 10,200	\$ 39,000	\$ 3,500
10.	\$ 28,000	NA	\$ 33,800	\$ 73,000	\$ 6,200
20.0	\$ 54,000	NA	\$ 67,600	\$ 146,000	\$ 12,400

6. DESINFECCIÓN FÍSICA.

La desinfección física se efectúa mediante los siguientes principales procesos:

- Elevación de la temperatura
- Elevación del pH
- Desinfección por irradiación
 - a. Desinfección solar
 - b. Inactivación por rayos ionizantes
 - c. Desinfección por rayos UV
 - d. Desinfección fotoquímica
 - e. Tratamientos mixtos: UV-H₂O₂
- Desinfección por electroquímica
- Desinfección por ultrasonidos
- Desinfección por campos magnéticos
- Desinfección por micro-ondas
- Desinfección por stress mecánico
- Desinfección por filtración llamada esterilizante
- Reducción del número de microorganismos por adsorción

6.1. ELEVACIÓN DEL pH.

Durante ciertas etapas de un tren de tratamiento, en particular la eliminación de calcio y de magnesio por precipitación con carbonato de calcio o con hidróxido de magnesio, el pH del agua aumenta hasta 10.5 durante algunas horas. Varios estudios han demostrado que ese pH durante un tiempo determinado podía tener un efecto bactericida (Riehl et al., 1952) e incluso virucida por la acción sobre la cápsula de los virus (Boeye y Van Elsen, 1967, Donovan, 1972, Maizel et al., 1967, Wentworth et al., 1968).

Para *Escherichia coli*, por ejemplo, a 20°C y un tiempo de contacto de 210 min, un pH de 10.5 permite eliminarla completamente

6.2. DESINFECCIÓN POR IRRADIACIÓN

6.2.1. DESINFECCIÓN SOLAR.

Las irradiaciones UV de la energía solar pueden actuar de dos maneras: 1) directa por acción de los rayos solares sobre las bacterias y 2) indirecta para formar con los ácidos húmicos, peróxido de hidrógeno y otras especies oxidantes como son los radicales O₂^{-•}, OH^{-•}, los cuales presentan propiedades bactericidas (Cooper et al., 1988). La formación de

peróxido de hidrógeno en lagos es función de la temporada, de la hora del día y de la profundidad (Cooper et al., 1989).

Los rayos solares han sido propuestos para la desinfección de aguas, en particular para países en vías de desarrollo. A ese respecto la UNICEF publicó un documento (UNICEF, 1984), el cual contiene las instrucciones para la preparación de agua potable de uso doméstico y para la preparación de soluciones de rehidratación (enfermedades diarreicas). Sin embargo para que el tratamiento sea solamente eficaz se debe aplicar en climas muy secos, con un cielo poco no cubierto de nubes, en el caso contrario, el tratamiento no será completo. Lo anterior fue demostrado a partir de experiencias realizadas en 1984 por un equipo de investigación de la Universidad Americana de Beirut en Líbano.

6.2.2. INACTIVACIÓN FOTOQUÍMICA SOLAR.

La irradiación solar en combinación con un activador fotoquímico han sido muy frecuentemente propuestos para la desinfección de aguas residuales (Acher et al., 1990., Acher, 1980., Acher, 1984., Acher y Juven., 1977., Eisenberg et al., 1987., Gerba et al., 1977., Bonneau et al., 1975).

Acher et al. (1990) aplicaron un nuevo método de desinfección fotoquímico para aguas residuales que serían reutilizadas para riego. Esos investigadores utilizaron los rayos solares, el oxígeno disuelto en el agua y azul de metileno. El oxígeno es introducido al reactor mediante inyección de aire atmosférico.

6.2.3. INACTIVACIÓN POR RADIACIONES IONIZANTES.

Las radiaciones ionizantes se pueden obtener según las energías crecientes por los rayos ultravioleta, rayos X o rayos gama. Se obtienen también a partir de partículas: α , β , neutrones, positrones y mesones. Se tratará solamente los rayos α (bomba de cobalto) y a los electrones acelerados β - (irradiadores industriales).

El mecanismo de desinfección por irradiaciones ionizantes es la destrucción del ADN (Silverman y Sinsky, 1977). De acuerdo a lo obtenido en investigaciones en el campo de la desinfección por este método es necesario aplicar dosis de 200 a 600 Krad para obtener buenas eficiencias del proceso. La Tabla siguiente presenta los efectos de los rayos ionizantes en función de las dosis aplicadas:

Este proceso ha sido particularmente estudiado como método de desinfección de aguas residuales (Lowe et al., 1956., Ballantine et al., 1989., Comptom et al., 1970). Lowe et al. (1956) reportan las dosis necesarias de cobalto 60 para obtener una inactivación del 99% de diferentes microorganismos.

TABLA 6. Efectos de los rayos ionizantes en función de las dosis aplicadas

Dosis aplicada (Krad)	Efecto
5 - 10	Eliminación de la reproducción
10.1 - 100	Desinfección
100.1 - 1 000	Pasteurización
1 000.1 - 5 000	Esterilización
5 000.1 - 20 000	Reticulación
20 000.1 - 50 000	Vulcanización

El principal problema de este tipo de desinfección es la formación de pernitros que conducen a la presencia de nitritos en el agua.

6.2.4. DESINFECCIÓN POR RAYOS ULTRAVIOLETA

El uso de la irradiación ultravioleta para la desinfección de aguas residuales tratadas ha llegado a ser aceptado como un método alternativo tan eficaz y económico como la cloración y la ozonación. Como una consecuencia de esto, el número de plantas que instalan este proceso aumenta a una velocidad importante.

De acuerdo a estudios realizados, el espectro ultravioleta presenta un mejor efecto bactericida para longitudes de onda comprendidas entre 250 nm y 260 nm, como se ilustra en la siguiente figura:

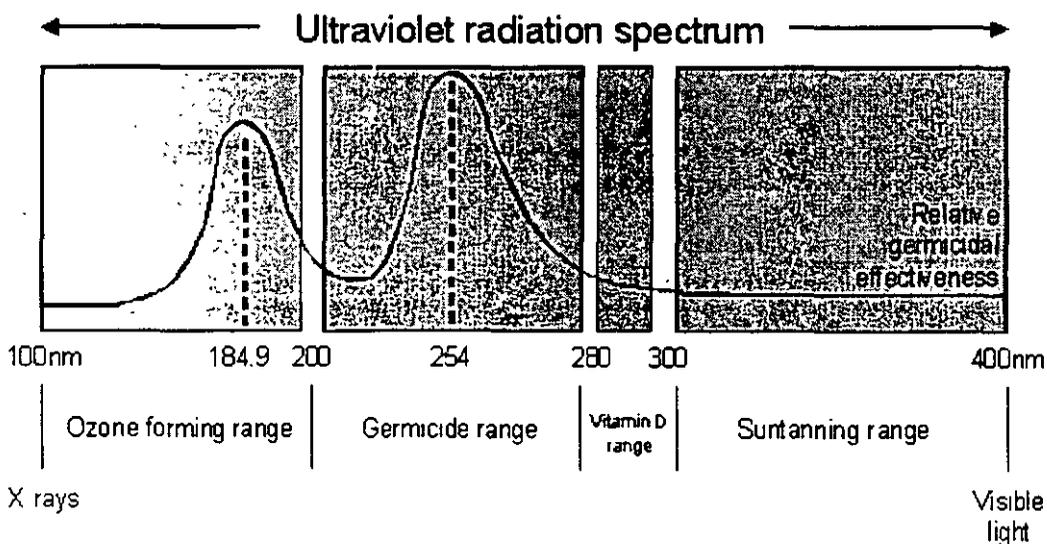


Figura 6. Espectro de radiación ultravioleta

La acción de las radiaciones UV en el agua no se puede atribuir a la formación de ozono debido a que esta reacción necesita la aplicación de cuantos de energía de longitudes de

onda inferiores a 220 nm y de la presencia de oxígeno. La acción bactericida de los rayos UV se debe a que se generan radicales hidroxilos y peroxi que son altamente oxidantes. La teoría principal que explica la acción bactericida de los rayos UV es una alteración fotoquímica del ADN.

De acuerdo a las investigaciones de Shenk (1980) no existen bacterias superresistentes a los rayos UV, es suficiente con aplicar la dosis adecuada. La bacteria *Micrococcus radiodurans* sería la bacteria más resistente a los UV, la dosis necesaria para destruir 99.99 % de estas bacterias es de $2\ 600\ \mu\text{W}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$.

Otros estudios han observado que las bacterias son capaces de reparar, por sí mismas y bajo ciertas condiciones, los daños ocasionados por los UV a su estructura. Ese fenómeno se realiza mediante mecanismos de fotorreactivación y de reparación a la oscuridad. Las bacterias si no son muertas pueden realizar una auto-reparación enzimática en presencia o en ausencia de luz. Estudios realizados en este campo estiman 30% de reviviscencia, pero este valor aumenta en el caso de aguas contaminadas por materia orgánica.

6.2.4.1 FACTORES QUE INFLUYEN EL EFECTO BACTERICIDA DE LOS RAYOS ULTRAVIOLETA

Los factores que afectan esta eficiencia del proceso son aquellos que reducen la energía ultravioleta que llega al microorganismo a destruir. Entre estos parámetros se tiene la calidad del agua, el espesor del agua y el tipo de lámpara UV.

En cuanto a la calidad del agua, la turbiedad es el factor más importante debido a que ésta provoca dispersión y difracción de la energía luminosa. La materia orgánica también disminuye la eficiencia debido a que ella también absorbe energía luminosa.

El color también puede influir la eficiencia del proceso de desinfección por los rayos UV.

En resumen, para que el proceso de desinfección con rayos UV sea eficaz se necesita que el agua tenga las siguientes características:

- turbiedad: < 1 NTU
- color: < 10 ° Hazen
- hierro: < 0.4 mg/L
- DBO: < 5 mg/L
- MES: < 5 mg/L
- Nitrógeno org. < 1 mg/L

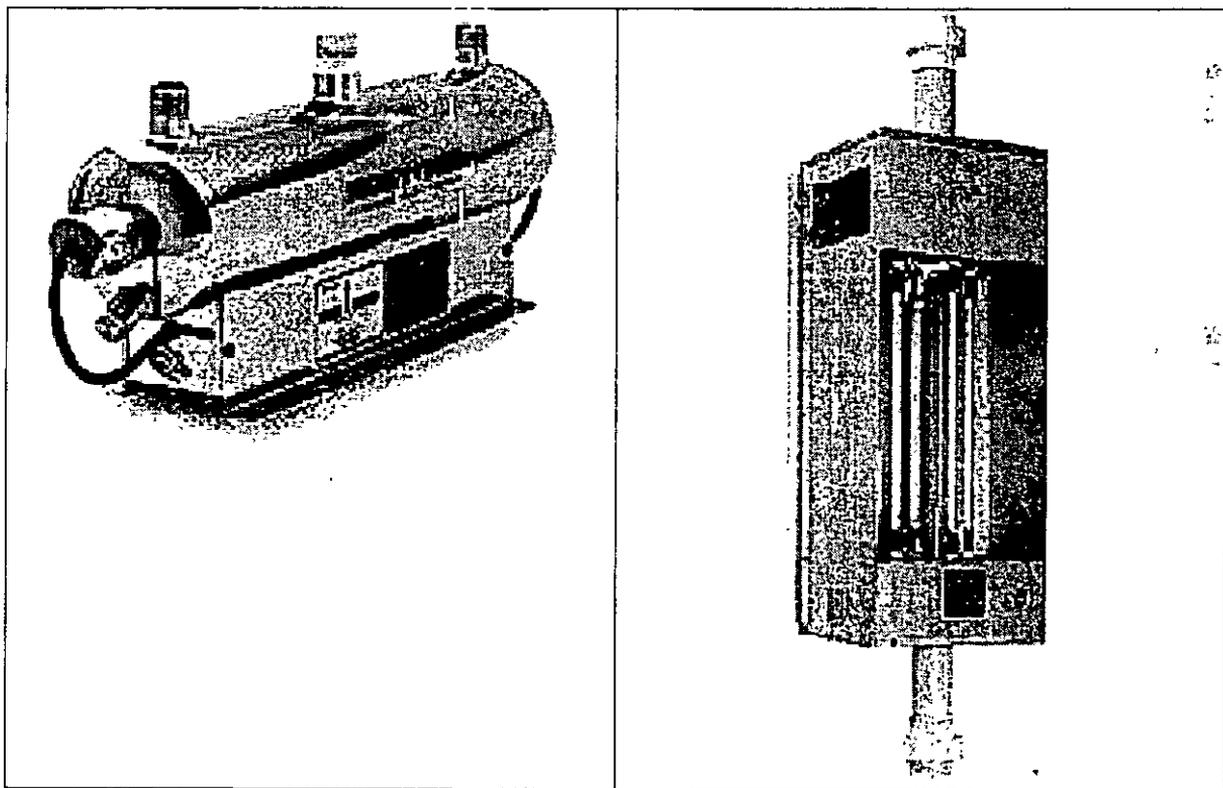
Sin embargo, algunos estudios han demostrado que este método de desinfección es eficaz para el tratamiento de aguas residuales (Thacker G., 1990). En ese caso la reflexión de los rayos UV por las partículas permite una buena desinfección a pesar de la turbiedad y de las materias orgánicas en suspensión.

El agua no debe tampoco ser incrustante debido a que el carbonato de calcio se deposita en las lámparas, lo que disminuye su efecto.

6.2.4.2. TIPOS DE EQUIPO.

Se puede utilizar una o varias lámparas UV de acuerdo con los tipos de tratamiento a realizar. Las lámparas son sumergidas (las más comunes) o en el exterior del agua. Es muy importante la selección del tipo de lámpara UV a utilizar, la que se aplica más es la lámpara de vapor de mercurio. Dentro de esta categoría, las lámparas se clasifican en: lámparas de mercurio de baja presión y lámparas de mercurio de alta presión (Egberts et al., 1989). El espectro de emisión no es el mismo para cada una de estas dos lámparas. En el caso de lámparas de baja presión, la selectividad de longitudes de onda evita ciertas reacciones secundarias indeseables.

Entre los equipos comerciales que se utilizan se tiene dos tipos de configuraciones: 1) el casco de cuarzo y b) el tubo AFP (Figura 1.6)



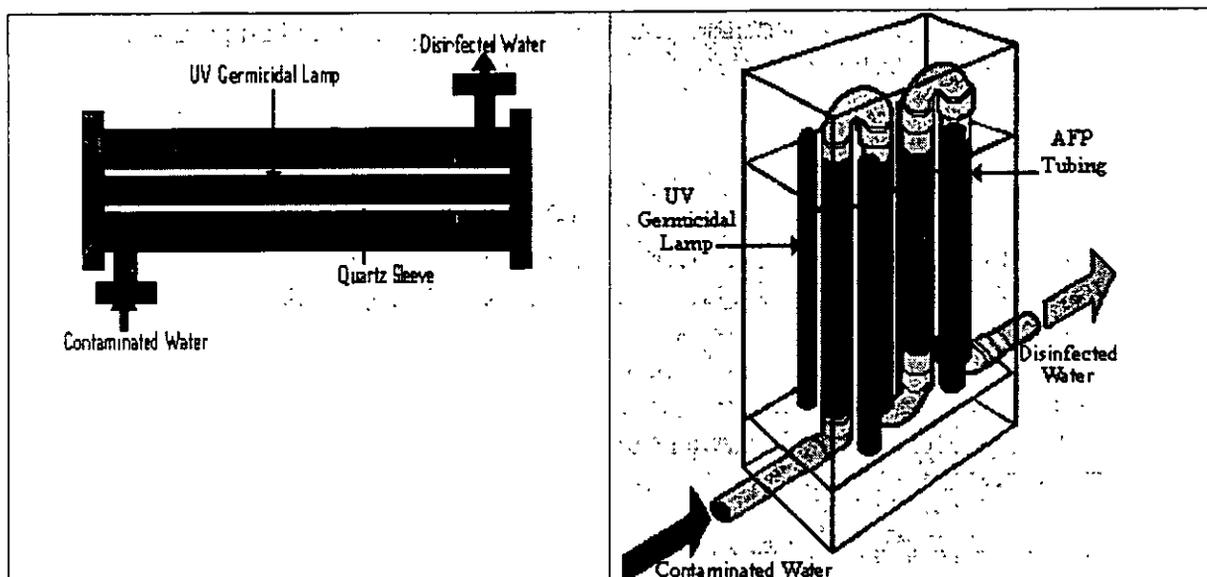


Figura 7. Equipos comerciales de desinfección de luz UV. a) casco de cuarzo y b) tubo AFP.

Para tratamiento de aguas residuales, el tubo AFP presenta una serie de ventajas en cuanto a la operación y al costo respecto al casco de cuarzo. La siguiente tabla presenta una comparación entre estas dos configuraciones de equipo.

TABLA 7. Comparación entre los equipos UV de casco de cuarzo y tubo AFP.

CONCEPTO	CASCO DE CUARZO	TUBO AFP-UVTA
Funcionamiento	El líquido debe fluir a través de la cámara de oxidación durante la operación de las lámparas	Las lámparas pueden operara continuamente sin flujo líquido a través del equipo.
Mantenimiento	Se necesita una limpieza mecánica o química, especialmente en el tratamiento de aguas turbias.	No existe incrustación debido a que el flujo radial del líquido elimina las impurezas adheridas a las paredes del tubo, incluso para aguas muy turbias > 20 NTU.
Corrosión	Se aplican aleaciones costosas para eliminar corrosión de la coraza externa del equipo.	Todas las partes que tienen contacto con el agua están fabricadas con AFP o plástico ABS para eliminar corrosión.
Costo	Más caro comparado con otros sistemas UVTA	Menos costoso
Eficiencia	Eficiencias normales de desinfección de 99%	Eficiencias normales de desinfección de 99.9 %

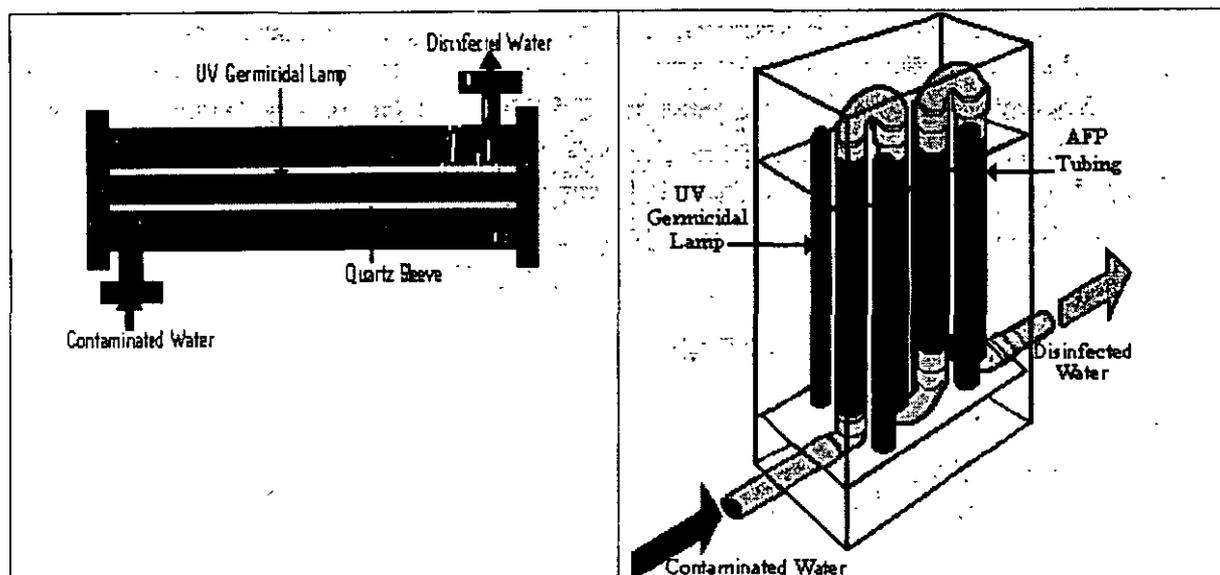


Figura 7. Equipos comerciales de desinfección de luz UV. a) casco de cuarzo y b) tubo AFP.

Para tratamiento de aguas residuales, el tubo AFP presenta una serie de ventajas en cuanto a la operación y al costo respecto al casco de cuarzo. La siguiente tabla presenta una comparación entre estas dos configuraciones de equipo.

TABLA 7. Comparación entre los equipos UV de casco de cuarzo y tubo AFP.

CONCEPTO	CASCO DE CUARZO	TUBO AFP-UVTA
Funcionamiento	El líquido debe fluir a través de la cámara de oxidación durante la operación de las lámparas	Las lámparas pueden operar continuamente sin flujo líquido a través del equipo.
Mantenimiento	Se necesita una limpieza mecánica o química, especialmente en el tratamiento de aguas turbias.	No existe incrustación debido a que el flujo radial del líquido elimina las impurezas adheridas a las paredes del tubo, incluso para aguas muy turbias > 20 NTU.
Corrosión	Se aplican aleaciones costosas para eliminar corrosión de la coraza externa del equipo.	Todas las partes que tienen contacto con el agua están fabricadas con AFP o plástico ABS para eliminar corrosión.
Costo	Más caro comparado con otros sistemas UVTA	Menos costoso
Eficiencia	Eficiencias normales de desinfección de 99%	Eficiencias normales de desinfección de 99.9 %

Otro criterio de selección de equipo es la capacidad de energía UV que proporcionen las lámparas debido a que las energías necesarias para una buena desinfección varían de 2 000 a 8 000 $\mu\text{W}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$. Para obtener una reducción del 80 % de Giardia se necesitan del orden de 63 000 y para que la reducción sea del 90% se necesitan aplicar 82 000 $\mu\text{W}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$ (Carlson, D.A., 1985). Esto no se puede lograr debido a que en el comercio solamente existen lámparas de 25 000 a 36 000 $\mu\text{W}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$.

6.2.4.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA DESINFECCIÓN CON RAYOS UV.

Este tipo de desinfección presenta varias ventajas y desventajas que se resumen a continuación.

Ventajas:

- No se adicionan reactivos químicos al agua.
- Los equipos son fáciles de controlar y no requieren especialistas.
- Los equipos son fácilmente automatizables.
- No hay necesidad de manipular o de almacenar reactivos químicos.
- Existe la alternativa de aplicarse en conjunción con ozono o peróxido de hidrógeno

Desventajas:

- No existe efecto remanente.
- Las lámparas son caras y es necesario reemplazarlas frecuentemente.
- El control de la eficiencia de radiación es difícil lograrse.
- Los rayos UV son peligrosos para los ojos y la piel.
- El efecto bactericida no es inmediato desde el inicio de funcionamiento de la lámpara.

6.2.5. DESINFECCIÓN FOTOQUÍMICA.

La irradiación de semiconductores provoca reacciones de óxido-reducción. Esta técnica es frecuentemente utilizada para el tratamiento de contaminantes orgánicos y en experiencias de desinfección. El semiconductor más utilizado es el óxido de titanio amorfo, pero también se emplean otros fotosensibilizadores que producen radicales libres para la desinfección de aguas residuales. Estos fotosensibilizadores son el azul de metilo, el rosa Congo y el rojo Bengala.

Eisenberg et al. (1987) irradiando durante 2 horas con luz solar el agua de una laguna que contenía 1 mg/L de azul de metilo, 2 mg/L de oxígeno disuelto a pH de 9, lograron una reducción de 5 log de coliformes totales.

El mecanismo de este proceso es una absorción de luz por el semiconductor, lo cual lo transforma en una especie activa que emite electrones. Estos electrones penetran en la

célula por transferencia de electrones y el semiconductor regresa a su estado inicial. Los electrones producen una dimerización por puente disulfuro de la coenzima A, bloqueando la respiración lo que provoca la muerte de la célula.

6.2.6. TRATAMIENTOS MIXTOS

Irradiación UV-agua oxigenada.

La combinación de rayos UV con agua oxigenada produce especies de radicales que permiten la destrucción de moléculas orgánicas pero también la desinfección del agua.

Irradiación UV-sal de plata.

Sthan et al (1973) observaron en sus estudios un aumento del efecto bactericida de los rayos ultravioleta por adición de sales de plata.

6.3. DESINFECCIÓN ELECTROQUÍMICA

Un grupo de investigadores japoneses demostró que un electrodo de grafito sobre el cual se aplicó una corriente eléctrica continua de baja diferencia de potencial permitía obtener un efecto bactericida (Matsunaga et al., 1984).

La célula es atraída por el electrodo y ese contacto permite una transferencia de electrones de la célula hacia el electrodo por un intermediario (coenzima A) que se dimeriza. Esto provoca una disminución de la actividad respiratoria. Sin embargo, no es la acción directa de la corriente eléctrica lo que desinfecta, más bien es la formación en el ánodo de especies desinfectantes por electrólisis (Matsunaga et al., 1984). En efecto, la electrólisis permite la formación *in situ* de especies bactericidas como: HOBr, HOCl, H₂O₂. Esta característica es la principal ventaja de este proceso.

El factor más importante que influye este proceso es el valor de la diferencia de potencial. Para eliminar *Escherichia coli* se requiere aplicar 0.72 V y en el caso de *Bacillus subtilis* se deben aplicar 0.82 V. De acuerdo a datos bibliográficos la desinfección electroquímica permite eliminar aproximadamente 40 diferentes especies de gérmenes (virus, bacterias y algas).

La corriente eléctrica puede producir diferentes modos de descontaminación:

- efecto de campos
- electrólisis directa
- modificación del pH

La desinfección se puede lograr aplicando corriente continua o alterna de baja o alta frecuencia: 0.5 a 800 Hz. Se puede utilizar diferentes tipos de electrodos (Rahn et al., 1973,

Kirmaier N. Et al., 1984): de grafito, de películas de grafito o de polímeros, de titanio, de platino, de acero inoxidable, de carbón poroso, de plata. La distancia entre electrodos debe ser solamente de algunos centímetros. En la mayoría de casos la solución se enriquece, con NaCl o NaBr para aumentar la eficiencia del proceso.

La formación de especies en el ánodo no ha sido completa y satisfactoriamente bien determinada. Sin embargo, se ha logrado determinar que este fenómeno depende del agua a tratar, del tipo de corriente aplicada y del tipo de electrodos utilizados.

6.4. DESINFECCIÓN POR ULTRASONIDO.

Por debajo de 1 000 Hertz, el sonido puede tener efectos biocidas en el agua por fenómenos de cavitación que rompen las células. Los ultrasonidos pueden provocar también la formación de peróxidos en el agua. La desinfección del agua por ultrasonidos es posible y eficaz pero es muy costosa desde el punto de vista energético. Experimentos para su aplicación han sido desarrollados desde 19 1 en USA, 1952 Inglaterra y 1956 en URSS. Nuevos experimentos aplican los ultrasonidos en sinergia con otros tratamientos:

- Con ozono: el sonido acelera la descomposición del ozono y permiten lograr la desinfección con cantidades de ozono más bajas y tiempos de contacto más cortos.
- Con rayos UV: permiten una separación de bacterias que se encuentran aglomeradas, lo que funciona como su protección.
- Con agua oxigenada: la cinética de este par permite obtener cinéticas más rápidas que aquellas obtenidas individualmente con agua oxigenada o ultrasonidos.

6.5. DESINFECCIÓN POR CAMPOS MAGNÉTICOS.

Estos sistemas son modificaciones de procesos que originalmente impedían el depósito de sarro sobre la pared de canalizaciones. El principio se basa en la inducción rápida de la coagulación de partículas presentes en el agua por adición de otras, en particular se agregan sales de plata y de cobre para obtener un efecto bactericida o algicida. En otros casos es el contacto con la parte imantada que deteriora los microorganismos presentes en el agua.

Otra modificación del proceso es la conjunción del campo magnético con rayos UV. Este método forman parte de patentes alemanas e inglesas. Se puede decir que el campo magnético es utilizado sobretodo en sinergia con otros procesos.

6.6. DESINFECCIÓN POR STRESS MECÁNICO.

Las variaciones bruscas de presión, de velocidad, de temperatura pueden provocar un stress y aumentar la eficiencia de ciertos procesos. Es el caso de una patente japonesa que asocia el stress con la irradiación ultravioleta.

7. MODELOS MATEMÁTICOS PARA LA DESINFECCIÓN CON CLORO.

La operación de desinfección puede realizarse solamente si la turbiedad del agua es bastante baja. Actualmente, podemos considerar que para un agua superficial tratada, el valor de 0.3 NTU debe ser el valor que debe tenerse.

Existen relaciones que permiten relacionar la turbiedad del agua tratada con el abatimiento obtenido para ciertos gérmenes. la ecuación es de la siguiente forma

$$\text{Log del abatimiento} = A \text{ TURB} + B$$

La tabla siguiente da los valores de A y B de los siguientes gérmenes

TABLA 8. Constantes A y B para la cloración de gérmenes.

Gérmenes	A	B
Giardia	-3,678	2,16
Clostridium Sulfito-reductor	-5,782	3,23
Coliformes termotolerantes	-11,378	3,58
Coliformes totales	-16,51	3,90
Estreptococos fecales	-11,17	3,43
Bacterias revivificables		
20°	-4,31	2,21
37°	-19,06	3,86

No se tomará en cuenta este abatimiento salvo si la turbiedad del agua filtrada es inferior a 0.3 NTU.

En el caso de la cloración del agua, varios modelos han sido establecidos para Giardia que es considerado hoy en día como el germen más resistente a los tratamientos de cloración.

Es necesario obtener un abatimiento global de 4 Log para tener una seguridad de la calidad bacteriológica del agua:

$$Ct = 0,985 C^{0.176} pH^{2.752} \theta^{-0.147}$$

C = concentración de cloro libre después de un tiempo de contacto t

pH = pH del agua tratada

θ = temperatura del agua tratada

La corrección de la temperatura no se aplica, salvo en el caso en que ésta sea inferior a 5°C si la temperatura es superior, es necesario realizar otra corrección que consiste en dividir por 2 el valor de Ct cada 10°C a partir de 5°C.

Otros modelos han sido propuestos en los que se puede variar el abatimiento:

$$I = N_t / N_0$$

N_t = número de bacterias restantes en tiempos t

N_0 = número de bacterias en tiempo 0

$$Ct = 0,123 I^{-0.268} \times C^{0.188} \times pH^{2.544} \times \theta^{-0.146}$$

o

$$Ct = 0,32 (\log_{10} I)^{1.18} \times C^{0.14} \times pH^{2.49} \times \theta^{-0.17}$$

Estos dos últimos modelos se pueden utilizar cuando se toma en cuenta la turbiedad del agua (Turbiedad inferior a 0.3 NTU).

BIBLIOGRAFÍA

ACHER A., FISCHER E., ZELLINGER R., MANOR Y. (1990), Photochemical disinfection of effluents pilote plant studies, *Wat. Res.*, **24** (7), pp: 837-843.

ACHER A. (1980) The fate of organic pollutants in frozen solutions, *Wat. Res.*, **16**, pp. 405-410.

ACHER A.J. (1984) Sunlight photooxidation of organic pollutants in wastewater, *Wat. Sci. Technol.*, **17**, pp. 623-632.

ACHER A., JUVEN B.I. (1977) Destruction of fecal coliforms in sewage water by dye-sensitized photooxidation, *J. Appl. Environ. Microbiol.*, **33**, pp. 1019-1023.

ACRA A., RAFFOUL Z., KARAHAGOPIAN Y., (1984) Solar disinfection of drinking water and oral rehydration solutions: Guidelines for household application in developing countries, Université de Beirut, Liban, UNICEF, 56 p.

BALLANTINE D.S., MILLER L.A., BISHOP D.F., ROHRMAN F.A. (1989) The practicality of using atomic radiation for wastewater treatment, *J. Water Pollut. Control. Fed.*, **41**, pp. 445-458.

BOEYE A., VAN ELSSEN A (1967) Alkaline disruption of poliovirus: kinetics and purification of RNA-free particles, *Virology*, **33**, pp. 335-343.

BONNEAU R., POTTIER R., BAGNO O., JOUSSOUT-DUBIEN J. (1975) pH-dependence of singlet oxygen production in aqueous solutions using thiazine dyes photosensitizers, *Photochem. Photobiol.*, **21**, pp. 159-163.

CARLSON D.A. (1985) Project summary: UV disinfection of water for small water supplies, *Office of research and Dev. US EPA*, Cincinnati OH, EPA/600/52.85/072.

COMPTON D.M.J, WHITTEMORE W.L., BLACK S.J. (1970) An evaluation of the applicability of ionizing radiation to the treatment of municipal wastewater and sewage sludge. *Trans. Am. Nucl. Soc.*, **13**, pp. 71-72.

COPPER W.J., ZIKA R.G., PETASME R.G., PLANE J.M.V. (1988) Photochemical formation of H₂O₂ in natural water exposed to sunlight, *Environ. Sci. Technol.*, **22** (10), pp. 1158-1160.

COPPER W.J., LEAN D.R.S, CAREY J., (1989) Spatial and temporal patterns of hydrogen peroxide in lake waters, *Canadian J. Fish. Aquatic Sci.*, **47** (7), pp. 1227-1231.

DAHLING D., SCARPINO P.V., LUCAS M., BERG G., CHANG S.L. (1972) Destruction of viruses and bacteria in water by chlorine, *Abstr. Ann. Meet. Am. Soc. Microbiol.*, Washington D.C., Abstr. N° E 152, pp. 26.

DONOVAN T.K. (1972) Virus inactivation associated with lime precipitation of phosphate from sewage, *D. Sci. Thesis*, Johns Hopkins Baltimore, Md.

EGBERTS G., DEGOUL PP. LAÏTTE J.C. (1989) Récents développements dans la technologie des lampes à rayonnements ultraviolets utilisées en désinfection de l'eau, *L'Eau, l'Industrie, les Nuisances*, 131, pp. 61-62.

EISENBERG T.N., MIDDLEBROOKS E.J., ADALS V.D., (1987) Sensitizer photooxidation for wastewater disinfection and detoxification, *Wat. Sci. Technol.*, **19**, pp. 1255-1257.

GERBA C.D., WALLIS C., MELNICK J.L. (1977) Disinfection of wastewater by photodynamic action, *J. Poll. Control. Fed.*, **49**, pp. 578-583.

KIRMAIER N., SCHOERBERL M., REIS A. (1984) Disinfection of water by anodic oxidation, *Dechema-Monogr.*, **97**, pp. 335-341.

LOWE H.N. Jr., LACY W.J., SURKIEWICZ B.F. (1956) Destruction of micro-organisms and sewage sludge by ionizing radiations, *J. Am. Water Works Assoc.*, **48**, pp. 1363-1372.

MAIZEL J.V. JR., PHILIPS B.A., SUMMERS D.F. (1967) Composition of artificially produced and naturally occurring capsids of poliovirus type I, *Virology*, **32**, pp. 692-699.

MATSUNAGA T., NAMBA Y., NAKAJIMA T. (1984) Electrochemical sterilization of microbial cells, *Bioelectrochem. Bioenerg.*, **13**, pp. 393-400.

RAHN R.O., STLOW J.K., LANDRY L.C. (1973) Ultraviolet irradiation of nucleic acids complexed with heavy atoms II. Influence of Ag⁺ and Hg²⁺ on the sensitivity of phage and of transforming DNA to ultraviolet radiation, *Photochem. Photobiol.*, **18**, pp.39-41.

RIEHL M.L., WEISER H.H., REHINS B.T. (1952) Effect of lime-treated water upon survival of bacteria, *J. Wat. Works Assoc.*, **44**, pp. 466-470.

SAFE AND DRINKING WATER COMMITTEE (1980) Drinking Water and Health, vol. 2 The disinfection of drinking water, *Nat. Acad. Sci.*, pp. 5-137.

SILVERMAN G.F. Y SINSKEY A. J. (1977) Sterilization by ionizing radiation in "Disinfection sterilization and preservation", 2nd edi. Pp. 542-567, S.S. Block ed., Lea y Febiger, Philadelphia, Pa.

SORENSEN D.L., EBERL S.G., DICKSA R.A. (1989) Clostridium perfringens as a point source indicator of non point polluted stream, *Wat. Res.*, **23** (2), pp. 191-197.

THACKER G. (1990) Large scale UV disinfection system arrives in New Zealand, *Water Works Internat.*, Feb., pp. 39-41.

UNICEF (1984): Solar disinfection of drinking water and oral rehydration solution, Beyrouth.

WENTWORTH D.F., THORUP R.T., SPROUL O.J. (1968) Poliovirus inactivation in water softening precipitation processes, *J. Wat. Am. Works Assoc.*, **60**, pp. 466-470.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
ANTECEDENTES DEL TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES

**EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003**

Unidad 1

Antecedentes del tratamiento de aguas residuales

Muchos de los procesos físicos, químicos y biológicos que ocurren en los sistemas naturales acuáticos han sido incorporados a los sistemas de tratamiento de agua residual creados por la ingeniería; en éstos se controlan las variables del sistema y se maximiza la rapidez de ocurrencia de los procesos minimizando el tiempo requerido para la purificación. En los sistemas de tratamiento creados por la ingeniería, las reacciones se completan en fracciones del tiempo y del espacio que se requerirían en los ecosistemas acuáticos para conseguir la misma eficiencia.

Por lo tanto, para conocer la capacidad de asimilación de desechos que poseen los cuerpos de aguas superficiales y comprender el funcionamiento de los sistemas de tratamiento de aguas residuales, es indispensable entender el proceso de purificación natural.

Por razones estéticas y de salud pública es muy importante mantener la calidad del agua de los sistemas naturales. Dicha calidad es afectada por varios factores, entre ellos las descargas de aguas residuales y otras actividades humanas. En México, la Ley de Aguas Nacionales faculta a la Comisión Nacional del Agua para que, con base en los procesos naturales de purificación, determine los parámetros que deben cumplir las descargas, la capacidad de asimilación y dilución de los cuerpos de agua nacionales y las cargas de contaminantes que éstos pueden recibir.

En esta unidad se abordan los procesos de purificación natural y las normas oficiales mexicanas en materia de control de las descargas; además, se describen las características de las aguas residuales y se establece la terminología general relativa a tratamiento empleada en este texto. Se inicia con un bosquejo histórico del manejo de las aguas residuales.

Capítulo 1

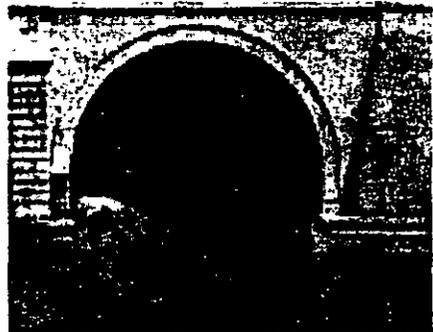
Síntesis histórica del manejo de las aguas residuales

No obstante que el manejo inadecuado de las aguas residuales tiene consecuencias en la salud pública y en los ecosistemas, la práctica de coleccionar y tratar las aguas residuales antes de su disposición es relativamente reciente. Se han encontrado restos de alcantarillas sanitarias en las ruinas de las ciudades prehistóricas de Creta y en las antiguas ciudades de Asiria. Roma también las tuvo; sin embargo, se sabe que no se usaban para el transporte de aguas residuales. El sistema de drenaje de Roma no se usaba para disposición de desechos y más tarde también se evitó descargarlos en los sistemas de alcantarillado de Londres, París y Boston hasta bien entrado el siglo XIX.



Figura 1.1. Acueducto de Segovia construido en el siglo de Augusto. Estas construcciones se hacían con el fin de conducir el agua necesaria para menesteres diarios. El aquí reproducido tiene una altura máxima de 31 metros y sus similares están sobrepuestos, sin mortero que los una.

Figura 1.2. Una de las bocas de la cloaca máxima de Roma, mandada a construir por Tarquino Prisco, quinto rey de Roma, para desecar los pantanos del Foro y del Velabre.



El alcantarillado fue prácticamente desconocido durante la Edad Media, y hasta los tiempos modernos no se reanudó la construcción de alcantarillas; existían albañales para la lluvia, pero no destinados a recoger aguas residuales domésticas.

La aparición del cólera en forma epidémica e intensa en Europa a mediados del siglo XIX, principalmente en Inglaterra, que tenía un comercio muy activo con India, obligó al parlamento a formar una comisión Real que estudiara y construyera el sistema adecuado de alcantarillado en Londres. En París, al igual que en Londres, una epidemia de cólera obligó al diseño y construcción de un sistema adecuado de alcantarillado por el año de 1832; sin embargo, ya existía un alcantarilla abierta desde 1412 hasta 1750, en que fue cubierta.

Todas las alcantarillas en París fueron construidas de grandes dimensiones; se les daba una altura mínima de 1.65 m y un ancho mínimo de 0.70 m pues se argumentaba que la limpieza debería ser cómoda para el trabajador. Además, se tenía la idea de que todos los desechos, incluyendo basuras, deberían ir a dar a las cloacas para ser transportados. Se ensanchaba la parte superior de las alcantarillas para poder alojar las tuberías de agua, con el propósito de inspeccionarlas más fácilmente y controlar las fugas, ya que el subsuelo de París está formado por rocas muy fracturadas, por lo que cuando se alojaban las tuberías en el terreno, las fugas no se podían observar porque toda el agua se infiltraba.

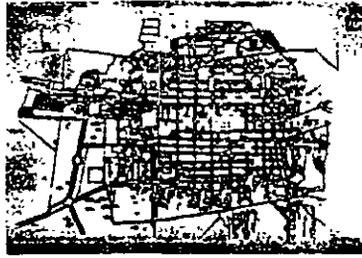
Durante el tiempo en que no se permitía la descarga de desechos en los sistemas de alcantarillado, los residentes de las ciudades colocaban la "suciedad nocturna" en cubetas a lo largo de las calles, que algunos trabajadores vaciaban en depósitos y eran transportados por carretas hacia áreas rurales, para su disposición en terrenos agrícolas. En el Cuadro 1.1 se presenta una descripción del manejo de las aguas residuales en la Nueva España durante la segunda mitad del siglo XVIII. La invención del retrete en el siglo XIX cambió drásticamente las prácticas de disposición de los desechos. El transporte de los desechos urbanos para su disposición en terrenos agrícolas no podía manejar el volumen tan grande de líquido que se incrementaba paulatinamente con el uso de los retretes. Como solución al problema, las ciudades comenzaron a usar los sistemas naturales de drenaje y los alcantarillados pluviales para conducir la agua residuales, contrariando el consejo de Edwin Chadwick, quien en 1842 recomendó que se descargara "la lluvia al río y los desechos al suelo".

La construcción de alcantarillados combinados fue común en las grandes ciudades durante la segunda mitad del siglo XIX, y dado que los sistemas pluviales terminaban naturalmente en cursos de agua, los desechos humanos eran descargados directamente en corrientes, lagos y estuarios, sin tratamiento. Esto ocasionó contaminación severa y problemas de salud pública que se transferían, de la comunidad servida con alcantarillado, a los usuarios del agua localizados corriente abajo.

El primer sistema de alcantarillado "moderno" para aguas residuales se construyó en 1842 en Hamburgo, Alemania, por un innovador ingeniero inglés llamado Lindley. Un incendio destruyó la parte antigua de Hamburgo y al efectuar la reconstrucción se encomendó a Lindley el diseño y construcción del alcantarillado; el sistema incluyó muchos de los principios que todavía se usan en la actualidad. Es sorprendente notar que prácticamente no hubo ningún progreso en el diseño y construcción de los alcantarillados, desde los primeros días del cristianismo hasta Lindley que era, se puede decir, el único ingeniero sanitario en Alemania desde 1840.

La mayoría de las mejoras en los sistemas de alcantarillado construidos durante el siglo XX consistieron en el desarrollo tecnológico de materiales y la inclusión de pozos de visita, estaciones de bombeo y otros dispositivos.

Cuadro 1.1
El uso de comunes, o letrinas en la segunda mitad del siglo XVIII



Se había establecido construir letrinas en sitios de comercio público, como en el caso de las pulquerías, donde inclusive ya con un contexto sanitario, se dispuso que estuvieran con separación de uso para hombres y mujeres, para lo cual se destinarían los corrales adjuntos o a espaldas de dichos establecimientos. Debían limpiarse todos los días y arrojarse las excretas en los tiraderos públicos, bajo un patrón de penas por inobservancia a las ordenanzas relativas al buen orden y conservación de 1756

Dado que en muchos lugares se requerían beques, un abundante número de ellos se estableció en las orillas de las acequias, estos, además de dar una mala impresión por el descaro de los usuarios, producían un olor insportable. Por otra parte, al rebasar su cupo derramaban el contenido, afectando al ambiente y las aguas que corrían por las acequias adjuntas. Un caso bastante sonado fue el de la calle de San Idefonso, donde los líquidos fétidos invadieron la vía pública, lo que dio lugar a la campaña para quitar los comunes generales

Lo anterior trajo como consecuencia que, si por un lado el Ayuntamiento exigía una mejor calidad del ambiente, por el otro estaba obligado a procurar la limpieza y reparación de las letrinas, tanto públicas como particulares, lo que se comprueba por la abundancia de solicitudes a este órgano para tales servicios. Ante la ausencia de letrinas muchos pobladores recurrieron a usar directamente las acequias para evacuaciones o, alegando ignorancia y mal servicio, vaciaban sus excretas en las acequias. Para evitarlo, el Ayuntamiento pensó en diseñar letrinas con caja y pozo profundo que estuvieran conectadas a la red subterránea; entre los primeros sitios donde se instalaron estuvieron el portal de Mercaderes y el de las Flores.

Ladrón de Guevara fue más lejos al aconsejar al virrey Manuel Antonio Flores, hacia 1788, que obligara a los propietarios de las casas a instalar en cada una de ellas letrinas conectadas a la red de albañales y que los maestros de primeras letras hicieran en sus escuelas "cajas comunes" a fin de que los alumnos no salieran, inclusive, debido a la población y los volúmenes que manejarían, el Ayuntamiento les enseñaría la forma de construir las y su ubicación

Años después, a fin de llevar a cabo esa obligatoriedad, el 31 de agosto de 1792 se publicó un bando en el que se pedía a los maestros mayores que, al construir casas en calles donde hubiera atarjeas subterráneas, los inmuebles contarán con letrinas de caja y pozos profundos.

La inquietud del Ayuntamiento por la sanidad urbana iba en aumento; a una disposición seguía otra, por lo que en el caso de los desechos líquidos y excretas ordenó que en 400 pulquerías se instalaran "comunes" con separación para hombres y mujeres, y que no dejaran en la calle los cueros de pulque, la disposición se emitió en 1794

Pese a todas sus incomodidades y defectos, la ciudad, además de ser el paraíso para las clases económicamente poderosas, incluyendo a los comerciantes, era un timbre de orgullo para todos sus habitantes que, en su diario trajín urbano, el bullicio de los transeúntes, lo soberbio de los edificios y el tafir de las campanas les hacía recordar el privilegio de vivir en una de las más famosas representaciones de la corona española.

A falta de una posición social destacada, muchos trataban de ganar importancia diferenciando las campanas de templos y conventos, de tal suerte que podían identificar rápidamente las de San Juan de la Penitencia, Santa Teresa, La Encarnación, Regina, Balvanera, San Lorenzo, San José de Gracia, Santa Isabel, Corpus Christi, Santo Domingo, las lejanas del Carmen, las tímidas de los fernandinos, mercaderíos y franciscanos, y las leves y casi sutiles de las jerónimas, brigidas y concepcionistas, además de las altivas de San Bernardo y las de la Casa Profesa. Otras campanas eran las de la Cofradía del Rosario de las Ánimas, en lamentosa imploración de sufragos en la soledad nocturna, y la del Santísimo, que anunciaba la necesidad de un agonizante. Entre ese variado tafir, uno de los más deseados, conocido a la vez que temido, era el de la campana del "carro nocturno", pues o se iba a su encuentro o se huía de él. Una acémila tiraba de este artefacto, que de trecho en trecho se detenía a fin de prestar servicio. A la llamada del carretonero acudían presurosos los vecinos a vaciar los altos "dompedros" o "condes", de loza poblana muy vidriados y rameados, o con diversas y atractivas decoraciones policromas, o bien botes de hojalata o vulgares bacines de simple barro apenas vidriado. También estaban los de loza blanca, a imitación de porcelana, en cuyo fondo había pintado un ojo muy abierto y con pestañas, generalmente acompañado de "¡que te estoy mirando!" mismos a los que las monjas llamaban "miravisiones".

El armatoste reemprendía su marcha, bamboleándose temblorosamente por las desigualdades de un suelo lleno de altibajos y hoyos, con lo cual parte del contenido del tonel se derramaba en constante rastreo a lo largo de las calles hasta la salida de la ciudad; huella que permanecía durante días, maloliente y cubierta de moscas, sin que nadie la barriera, contaminando el ambiente. A eso tendría que añadirse que cuando el carromato cruzaba los puentes de las acequias, también generalmente con irregularidades de acceso y salida, parte del tonel era accidentalmente vaciado en su cauce o en los taludes, ignorándose qué sería peor.

Fuente: Llanas Fernández, Roberto. Revista Tláloc, abril-junio, 2000.

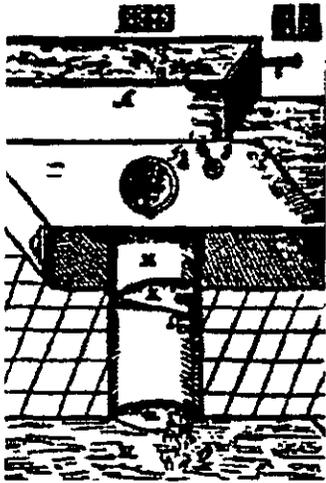


Figura 1.3

Retrete de Sir John Harrington (Siglo XVI)

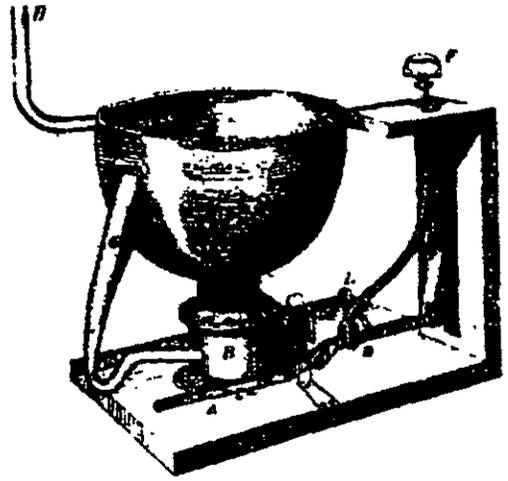


Figura 1.4

Retrete de Joseph Bramah (1778)

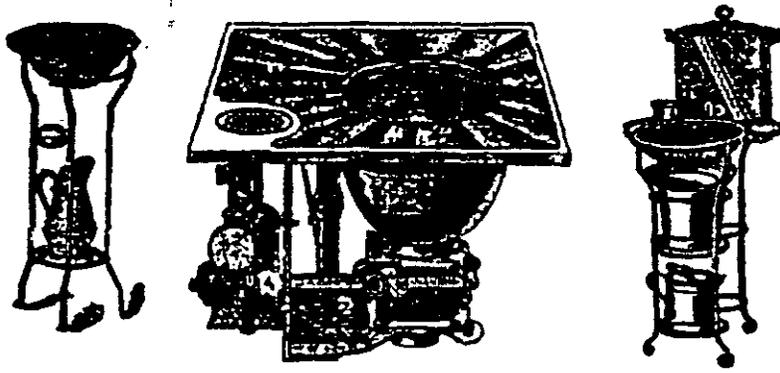


Figura 1.5 Excusado inglés (siglo XIX)

Cuadro 1.2

El inodoro más antiguo del mundo

Arqueólogos chinos dicen haber descubierto el inodoro más antiguo del mundo en la tumba de uno de los reyes de la dinastía Han del Este, que gobernó los destinos de china desde el 206 antes de nuestra era.

El inodoro, que tenía agua corriente y una amplia superficie para sentarse, fue descubierto en una necrópolis subterránea perteneciente al rico gobernador, bajo la montaña de Mangdang, en la provincia central de Henan. "El rey consideró que su alma necesitaba disfrutar de la vida humana después de la muerte", según la agencia de prensa Xinhua, según la cual "esta especie de silla de piedra" es la más antigua descubierta en el mundo. El retrete fue tallado en piedra y mide casi dos metros cuadrados de superficie, sobre los que se ubican dos cómodos brazos para apoyarse.

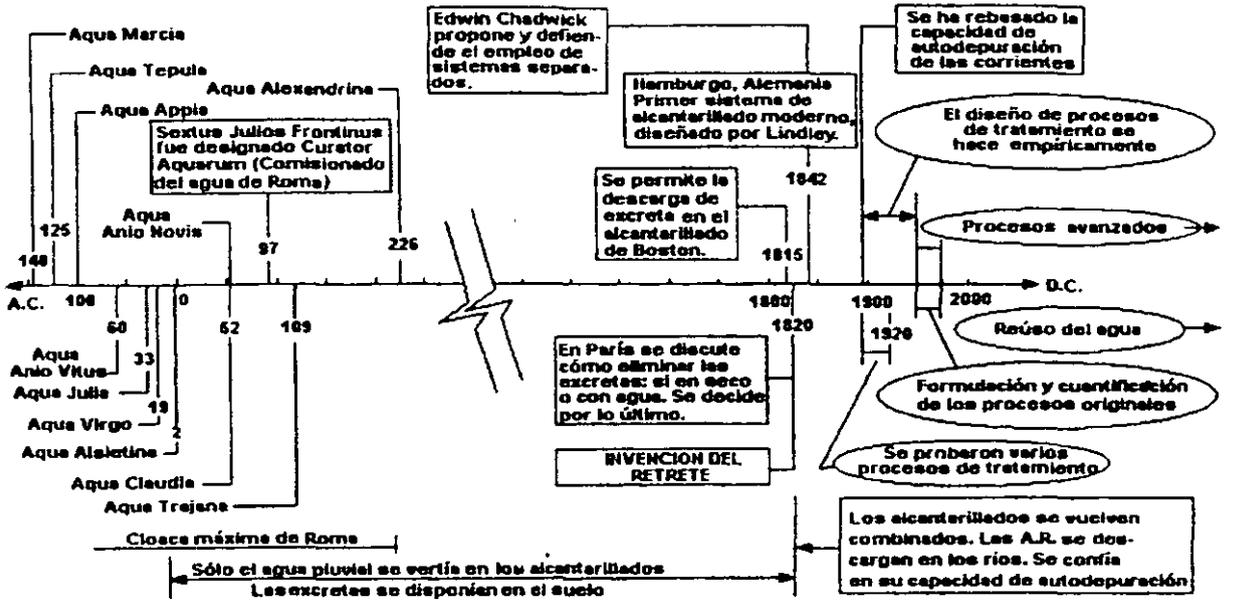
Tomado de Excelsior, jueves 26 de julio de 2000.

Cuadro 1.3
Cronología de sucesos relevantes en el desarrollo de los sistemas de alcantarillado

Año	Suceso
1815	Se permite la descarga de materias fecales en las alcantarillas de Londres.
1833	Se permite la descarga de líquidos de las letrinas a las alcantarillas en Boston.
1842	El empleo de tuberías para alcantarillas es propuesto por Edwin Chadwick.
1842	Chadwick propone y defiende el empleo de sistemas separados.
1842	Es construido el alcantarillado de Hamburgo por Lindley.
1847	Se hace obligatoria la descarga de materias fecales en las alcantarillas de Londres.
1847	Se construyen sistemas separados en Inglaterra por John Phillips.
1850	Se comienza el drenaje principal de Londres.
1857	Julius W. Adams, construye el alcantarillado de Brooklyn.
1874	Se presenta el estudio y proyecto total para Providence R.I. por Herbert Shedd.
1876	Estudio y proyecto total para la ciudad de Boston por Chosborough, Lane y Folsom.
1880	El coronel Waring construye el sistema separado en Memphis, Tenn. Este sistema falló debido a las dimensiones demasiado pequeñas de las alcantarillas.

La construcción de alcantarillas en las ciudades no dio solución completa al problema de la evacuación de los residuos. Estas desagradables y peligrosas materias eran descargadas en las corrientes de agua, donde se descomponían dando origen a incomodidades y peligro en las poblaciones rurales o en otras ciudades situadas aguas abajo. El tratamiento de las aguas residuales se retrasó considerablemente con respecto a su colección. El tratamiento fue considerado necesario después de que la *capacidad de autopurificación* de los cuerpos receptores se excedió y se volvieron intolerables sus condiciones molestas.

A finales del siglo XIX y principios del XX se probaron varios procesos de tratamiento; alrededor de 1920, el tratamiento de las aguas residuales había evolucionado hasta llegar a los procesos que hoy se usan comúnmente. Sin embargo, el diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales se hizo empíricamente hasta mediados del siglo XX. A partir de 1960 se tuvieron avances importantes en el conocimiento del tratamiento de aguas residuales, y se formularon y cuantificaron los procesos originales. Pero la ciencia del tratamiento de aguas residuales no es estática; actualmente se desarrollan procesos avanzados con los cuales se puede producir agua potable a partir de las aguas residuales domésticas. Los problemas asociados al reúso de las aguas residuales, sin duda, serán un reto para la creatividad de los ingenieros en los años por venir. La Figura 1.6 presenta un esquema que muestra la cronología de los hechos más relevantes del manejo de las aguas residuales, observándose que los problemas en esta materia han abarcado principalmente los dos últimos siglos de la historia de la civilización.



Nota. Los acueductos romanos transportaban agua para consumo. Se anotan como referencia de las grandes obras hidráulicas que fueron construidas por esa civilización

Figura 1.6. Cronología del manejo de las aguas residuales

La filosofía del manejo de las aguas residuales también ha evolucionado. La práctica de la disposición en terrenos fue remplazada por el transporte con agua, con descarga directa a los cuerpos naturales de aguas superficiales, con el criterio de que "la solución a la contaminación era la dilución", confiando en la capacidad de asimilación de las corrientes antes de que el tratamiento fuera considerado necesario.

En México, durante la mayor parte del siglo XX el tratamiento de las aguas residuales no se hizo de manera extendida en el país y, ante la ausencia de leyes o medios coactivos apropiados para hacerlas cumplir, las ciudades echaron a perder la belleza de las corrientes de agua, haciéndolas inútiles para finalidades recreativas y poniendo las vidas humanas en peligro.

Capítulo 2

Características de las aguas residuales

Es común clasificar a las aguas residuales en dos tipos: industriales y municipales. En muchos casos las aguas residuales industriales requieren tratamiento antes de ser descargadas en el sistema de alcantarillado municipal; como las características de estas aguas residuales cambian de una a otra industria, los procesos de tratamiento son también muy variables. No obstante, muchos de los procesos empleados para tratar aguas residuales municipales se emplean también con las industriales. Existen aguas residuales industriales que tienen características compatibles con las municipales, por lo que se descargan directamente en los sistemas públicos de alcantarillado. El estudio del tratamiento específico de las aguas residuales industriales está fuera de los alcances de este texto.

El agua residual municipal fresca y aerobia tiene olor a queroseno y color gris. El agua residual con más tiempo de haber sido generada es séptica y pestífera; su olor característico es a sulfhídrico, similar al de los huevos podridos. El agua residual séptica es de color negro.

La temperatura del agua residual es mayor que la del agua potable, varía entre 10 y 20°C; esto se debe a que se añade calor al agua en los sistemas de plomería de las edificaciones.

El agua colectada en los sistemas de alcantarillado municipal corresponde a una amplia variedad de usos. El Cuadro 2.1 presenta una lista de contaminantes que es común encontrar en las aguas residuales municipales, así como la fuente que los genera y sus consecuencias ambientales.

La cantidad de los constituyentes de las aguas residuales varía marcadamente dependiendo del porcentaje y tipo de desechos industriales presentes y de la dilución ocasionada por la entrada de agua subterránea que se infiltra a la red de alcantarillado. En el Cuadro 2.2 se presentan valores típicos de los constituyentes más importantes del agua residual.

El gasto y la composición de las aguas residuales de un sistema de alcantarillado refleja los diferentes usos del agua potable. Dicha composición puede cambiar ligeramente de acuerdo con la estación del año, pero incluso es posible observar fluctuaciones diarias. La Figura 2.1 muestra las fluctuaciones diarias del gasto, sólidos suspendidos y DBO₅. En general, los sistemas de localidades pequeñas con uso homogéneo del agua, experimentan mayores fluctuaciones en la

composición de las aguas residuales

En el presente capítulo se describen los componentes más significativos de las aguas residuales, que son: *sólidos suspendidos*, *compuestos orgánicos biodegradables* y *microorganismos patógenos*.

Cuadro 2.1
Contaminantes importantes de las aguas residuales

Contaminante	Fuente	Importancia ambiental
Sólidos suspendidos.	Uso doméstico, desechos industriales y agua infiltrada a la red	Causa depósitos de lodo y condiciones anaerobias en ecosistemas acuáticos.
Compuestos orgánicos biodegradables	Desechos domésticos e industriales.	Causa degradación biológica, que incrementa la demanda de oxígeno en los cuerpos receptores y ocasiona condiciones indeseables.
Microorganismos patógenos.	Desechos domésticos	Causan enfermedades transmisibles
Nutrientes.	Desechos domésticos e industriales	Pueden causar eutroficación.
Compuestos orgánicos refractarios *	Desechos industriales.	Pueden causar problemas de sabor y olor, pueden ser tóxicos o carcinogénicos
Metales pesados	Desechos industriales, minería, etc.	Son tóxicos, pueden interferir con el tratamiento y reúso del efluente.
Sólidos inorgánicos disueltos.	Debido al uso doméstico o industrial se incrementan con respecto a su nivel en el suministro de agua.	Pueden interferir con el reúso del efluente.

*Refractario, se aplica al cuerpo que resiste la acción de agentes químicos o físicos, especialmente altas temperaturas, sin descomponerse.

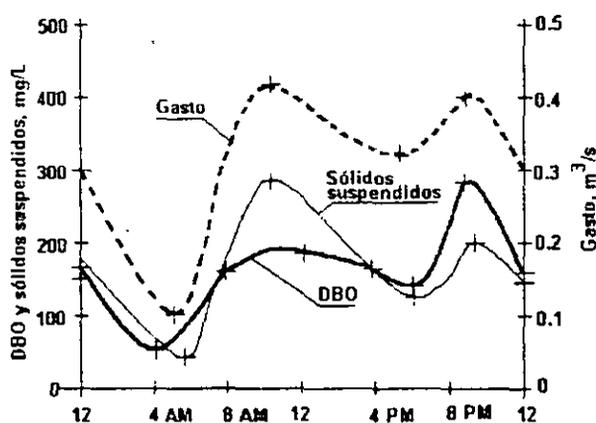


Figura 2.1. Variación típica del gasto, sólidos suspendidos y DBO_5 en aguas residuales municipales (Tomada de Metcalf & Eddy, Inc.).

Cuadro 2.2
Análisis típico del agua residual municipal

Constituyente	Concentración, mg/l *		
	Fuerte	Media	Débil
Sólidos, totales	1200	720	350
Disueltos totales	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
Suspendidos totales	350	220	100
Fijos	75	55	20
Volátiles	275	165	80
Sólidos sedimentables, ml/l	20	10	5
Demanda bioquímica de oxígeno, 5 días a 20° C (DBO ₅)	400	220	110
Carbono orgánico total (COT)	290	160	80
Demanda química de oxígeno (DQO)	1000	500	250
Nitrógeno (total como N)	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoniacal	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fósforo (total como P)	15	8	4
Orgánico	5	3	1
Inorgánico	10	5	3
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad (como CaCO ₃)	200	100	50
Grasas	150	100	50

* A menos que se especifique otra.

Fuente: Metcalf & Eddy, Inc.

2.1 Sólidos suspendidos

Un metro cúbico de agua residual pesa aproximadamente 1,000,000 de gramos. Contiene alrededor de 500 gramos de *sólidos totales*; éstos pueden estar en forma suspendida o en disolución. Los sólidos totales se determinan evaporando un volumen determinado de muestra y pesando el residuo remanente. Los resultados se expresan en mg/l.

De los aproximadamente 500 gramos de sólidos totales, la mitad son sólidos disueltos tales como calcio, sodio y compuestos orgánicos solubles. Los 250 gramos restantes son insolubles. La fracción insoluble consiste en aproximadamente 125 gramos de material que puede sedimentarse en 30 minutos si se deja al agua en condiciones de quietud. Los 125 gramos restantes permanecerán en suspensión por mucho tiempo.

Para la determinación de los *sólidos suspendidos* y de los *sólidos disueltos* se requiere filtrar la muestra. La filtración se lleva a cabo por medio de un filtro de membrana. Para determinar los sólidos suspendidos, el filtro es secado y pesado; en seguida se filtra un volumen determinado de muestra, se le seca y pesa otra vez. La diferencia de peso dividida por el volumen de muestra utilizada, proporciona la concentración de sólidos suspendidos. Para la determinación de los sólidos disueltos, del líquido filtrado se toma un cierto volumen, se evapora hasta su secado y se pesa el residuo remanente. Basta realizar dos de las determinaciones de las concentraciones de sólidos y la tercera viene dada por la suma o diferencia de las otras dos.

Los *sólidos volátiles* son aquella fracción que se volatiliza a 550°C. La concentración de sólidos volátiles se suele considerar como una medida aproximada del contenido de materia orgánica, o en ciertos casos, de las concentraciones de sólidos biológicos tales como bacterias o protozoos. Los sólidos volátiles pueden determinarse sobre la muestra original (*sólidos volátiles totales*), sobre la fracción suspendida (*sólidos suspendidos volátiles*) o sobre la fracción filtrada (*sólidos disueltos volátiles*). La determinación se hace por incineración en una mufla del residuo obtenido en el análisis de los sólidos totales. Cuando se trata de determinar los sólidos suspendidos volátiles, debe añadirse, bien un filtro de vidrio (el cual dará lugar a una pequeña pérdida de peso, que habrá que corregir) o un filtro de acetato de celulosa (no da lugar a cenizas). La fracción volátil se obtiene por diferencia entre el residuo remanente después del secado y el posterior a la incineración. Este último se denomina *sólidos fijos* o *cenizas* y constituye una medida aproximada del contenido mineral del agua residual.

Los sólidos suspendidos son principalmente de naturaleza orgánica; están formados por algunos de los materiales más objetables contenidos en el agua residual. La mayor parte de los sólidos suspendidos son desechos humanos, desperdicios de alimentos, papel, trapos y células biológicas que forman una masa de sólidos suspendidos en el agua. Incluso las partículas de materiales inertes adsorben sustancias orgánicas en su superficie.

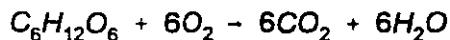
2.2 Compuestos orgánicos biodegradables

Aunque los sólidos suspendidos orgánicos son biodegradables a través de la hidrólisis, comúnmente se considera que son orgánicos solubles. Los constituyentes orgánicos solubles de las aguas residuales están compuestos principalmente de:

- ▶ Proteínas: 40 a 60%
- ▶ Carbohidratos: 25 a 50%
- ▶ Lípidos: aproximadamente 10%

Las proteínas son principalmente aminoácidos, mientras que los carbohidratos son azúcares, almidones y celulosa. Los lípidos incluyen grasas y aceites. Todos estos materiales contienen carbono, que puede ser convertido biológicamente a bióxido de carbono, ejerciendo así una demanda de oxígeno. Las proteínas contienen nitrógeno, de manera que también ejercen una demanda de oxígeno nitrogenada.

El método usado comúnmente para la medición de la cantidad de material orgánico demandante de oxígeno es la prueba de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO). Esta prueba se basa en la premisa de que toda la materia orgánica biodegradable contenida en una muestra de agua será oxidada a CO_2 y H_2O por microorganismos que usan el oxígeno molecular. Por ejemplo, la reacción general global para la adición de glucosa es



La DBO teórica sería entonces

$$\text{DBO} = \frac{\text{Gramos de oxígeno usado}}{\text{Gramos de carbono oxidado}} = \frac{192.0}{72.0} = 2.67 \text{ g/g de carbono}$$

La DBO real es menor a la cantidad teórica debido a la incorporación de algo del carbono en nuevas células bacterianas. La prueba es un *bioensayo* que utiliza microorganismos en condiciones similares a los del agua problema para medir indirectamente la cantidad de materia orgánica biodegradable presente. El término bioensayo se aplica a una medición por medios biológicos. Se inocula una muestra de agua con bacterias que consumen la materia orgánica biodegradable para obtener energía de su proceso vital. Debido a que los organismos también utilizan oxígeno en el consumo del desecho, el proceso se denomina *descomposición aerobia*. El consumo de oxígeno puede medirse fácilmente. Cuanto mayor sea la cantidad de materia orgánica presente, mayor será la cantidad de oxígeno utilizado. La prueba de la DBO es una medición indirecta de la materia orgánica porque en realidad sólo se mide el cambio en la concentración de oxígeno disuelto provocado por los microorganismos al degradarla. No toda la materia orgánica es biodegradable y el procedimiento de la prueba carece de precisión; no obstante, la prueba de la DBO es todavía el método de uso más extendido para su medición, dada la relación conceptual directa entre DBO y disminución de oxígeno en los cuerpos receptores.

La determinación de la DBO está normalizada y con ella se mide la cantidad de oxígeno utilizado por los microorganismos en la estabilización del agua residual durante 5 días a una temperatura de 20°C . En el apéndice A se describe el procedimiento de medición de la DBO en laboratorio.

Cuando una muestra de agua que contiene materia orgánica degradable se introduce en un recipiente cerrado e inoculado con bacterias, el consumo de oxígeno sigue el patrón mostrado en la Figura 2.2.

Durante los primeros días la tasa de disminución de oxígeno es rápida debido a la concentración grande de materia orgánica presente; al disminuir ésta, también disminuye la tasa de consumo de oxígeno. Durante la última parte de la curva de la DBO, el consumo de oxígeno se asocia con la decadencia de las bacterias que crecieron durante la parte inicial de la prueba. Generalmente, se supone que la tasa a la que se consume el oxígeno es directamente proporcional a la concentración de materia orgánica degradable remanente en cualquier tiempo.

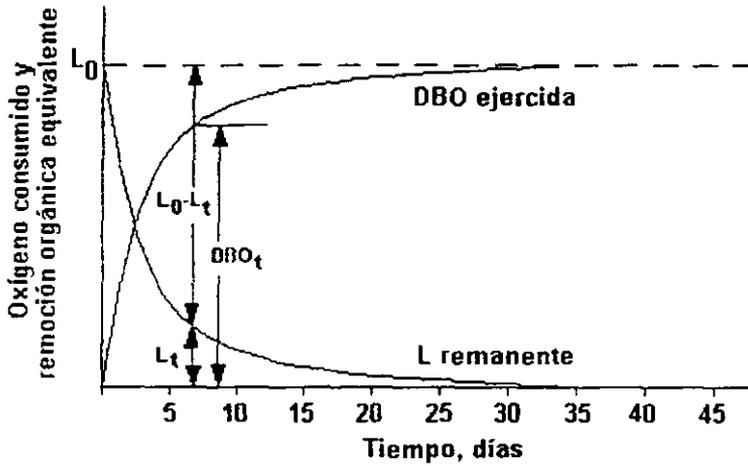


Figura 2.2. Relaciones de DBO y oxígeno equivalente

En consecuencia, la curva de la DBO de la Figura 2.2 puede ser descrita matemáticamente como una reacción de primer orden. Esto se expresa de la manera siguiente:

$$\frac{dL_t}{dt} = -r_A \dots \dots \dots (2.1)$$

donde:

- L_t = oxígeno equivalente a la materia orgánica remanente en el tiempo t , mg/l
- $-r_A$ = $-kL_t$
- k = constante de reacción, d^{-1}

Separando las variables e integrando:

$$\frac{dL_t}{L_t} = -k dt$$

$$\int_{L_0}^{L_t} \frac{dL_t}{L_t} = -k \int_0^t dt$$

$$\ln \frac{L_t}{L_0} = -kt$$

o

$$L_t = L_0 e^{-kt} \dots \dots \dots (2.2)$$

donde:

- L_0 = oxígeno equivalente a la materia orgánica en el tiempo $t=0$

Nuestro interés no es por L_t sino por la cantidad de oxígeno usada en la conversión de materia orgánica (DBO_t). En la Figura 2.2 se observa que la DBO_t es la diferencia entre el valor inicial de L_0 y L_t , entonces

$$DBO_t = L_0 - L_t$$

$$DBO_t = L_0 - L_0 e^{-kt}$$

$$DBO_t = L_0 (1 - e^{-kt}) \dots \dots \dots (2.3)$$

A L_0 se le denomina comúnmente *DBO última*, es decir, el máximo consumo de oxígeno posible cuando el desecho ha sido degradado por completo. La ecuación (2.3) se denomina tasa de DBO y se escribe frecuentemente en base 10

$$DBO_t = L_0 (1 - 10^{-Kt}) \dots \dots \dots (2.4)$$

Se ha usado k (minúscula) para la constante de reacción en base e y K (mayúscula) para la constante en base 10. Ambas se relacionan con la expresión $k = 2.303K$.

No obstante que la DBO de 5 días se eligió como valor estándar para la mayoría de los análisis de aguas residuales y para propósitos normativos, la DBO última es en realidad un indicador más adecuado de la contaminación del agua. Para cualquier tipo de desecho que tenga una constante de reacción definida, la relación entre la DBO última y la DBO_5 es constante, por lo que la DBO_5 indica la contaminación relativa. Para diferentes tipos de desechos que tengan la misma DBO_5 , la DBO última es la misma sólo si, por casualidad, las constantes de reacción son las mismas. Esto se ilustra en la Figura 2.3 para un agua residual municipal con una $K = 0.15 \text{ día}^{-1}$ y un agua residual industrial con una $K = 0.05 \text{ día}^{-1}$.

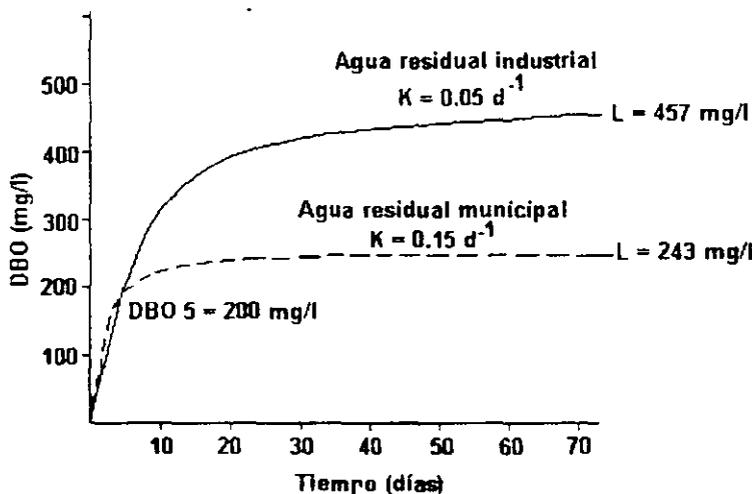
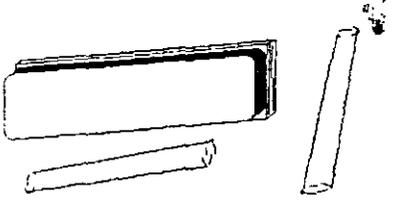


Figura 2.3. Efecto de la constante de reacción sobre la DBO última para dos aguas residuales que tienen la misma DBO_5

Las dos aguas residuales tienen la misma DBO_5 de 200 mg/l, no obstante, las industriales tienen una DBO última más grande y puede esperarse que su descarga tenga mayor impacto en el

oxígeno disuelto de un río. Para el agua residual industrial, una tracción menor de la DBO se ejerció en los primeros cinco días debido a que la constante de reacción es pequeña.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos

Problema ejemplo 2.1

Cuál será la DBO última de un agua residual, si la DBO_3 es de 75 mg/l y la K es 0.150 día⁻¹.

Solución

Como la constante de reacción está dada en base 10, se aplica la ecuación (2.4). Sustituyendo:

$$75 = L_0 (1 - 10^{-(0.15)(3)}) = 0.645 L_0$$

Despejando

$$L_0 = \frac{75}{0.645} = 116 \text{ mg/l}$$

Si se hacen los cálculos en base e, primero tiene que transformarse la constante de reacción:

$$k = 2.303(K) = 2.303(0.15) = 0.345$$

$$75 = L_0 (1 - e^{-(0.345)(3)}) = 0.645 L_0$$

por lo tanto

$$L_0 = 116 \text{ mg/l}$$

La DBO última, representada en la Figura 2.2 por la línea horizontal, es la máxima DBO ejercida por el desecho. Dado que la DBO_t se aproxima a L_0 asintóticamente, es difícil asignar un tiempo exacto para alcanzar la DBO última. Por supuesto que, con base en la ecuación (2.1), se alcanza sólo en el límite en el que t tiende a infinito. Sin embargo, para propósitos prácticos, se advierte que cuando la curva de la DBO es aproximadamente horizontal, se ha alcanzado la DBO última. En la Figura 2.2 esto sería a los 35 días, pero es obvio que el tiempo que toma alcanzar la DBO última depende de las características del desecho.

La DBO última expresa bien la concentración de materia orgánica degradable, pero no indica por sí misma qué tan rápido disminuirá el oxígeno en el cuerpo receptor de la descarga de agua residual. La disminución de oxígeno se relaciona con la DBO última y con la constante de reacción (k). Mientras que la DBO última se incrementa en proporción directa de la concentración de materia orgánica degradable, el valor numérico de la constante de reacción depende de los siguientes factores:

1. La naturaleza del desecho
2. La habilidad de los microorganismos para utilizar el desecho
3. La temperatura

Naturaleza del desecho

Literalmente existen miles de compuestos orgánicos presentes y no todos pueden ser degradados con la misma facilidad. Los azúcares simples y almidones se degradan rápidamente y por ello tendrán una constante de reacción grande. La celulosa (por ejemplo, toallas de papel) se degrada mucho más lentamente y el cabello y uñas prácticamente no se degradan en la prueba de la DBO o durante el tratamiento normal del agua residual. Otros componentes son intermedios entre estos extremos. La constante de reacción para un desecho complejo depende mucho de la proporción relativa de sus varios componentes. En el Cuadro 2.3 se muestran valores típicos de la constante de reacción. Los valores pequeños de k para el agua tratada, comparados con los del agua cruda, resultan del hecho de que, durante el tratamiento del agua residual, los materiales orgánicos fácilmente degradables se remueven más que los materiales orgánicos menos degradables.

Cuadro 2.3
Valores típicos de la constante de reacción de la DBO

Muestra	K (20°C) (día ⁻¹)	k (20°C) (día ⁻¹)
Agua residual cruda	0.15 - 0.30	0.35 - 0.70
Agua residual bien tratada	0.05 - 0.10	0.12 - 0.23
Agua de un río contaminado	0.05 - 0.10	0.12 - 0.23

Habilidad de los microorganismos para utilizar el desecho

La habilidad de cualquier microorganismo para utilizar los compuestos orgánicos es limitada; por esta razón, muchos compuestos orgánicos pueden ser degradados sólo por un pequeño grupo de microorganismos. En un ambiente natural que recibe una descarga de desechos en forma continua, predominará esa población de microorganismos que es más eficiente para utilizar los desechos. Sin embargo, el cultivo empleado para inocular la prueba de la DBO podría contener solamente una cantidad pequeña de microorganismos que pueden degradar los compuestos orgánicos específicos del agua residual. Este problema es común cuando se analiza agua residual industrial. La consecuencia es que el valor de la constante de reacción obtenida en el laboratorio será inferior al del agua problema. Por ello, la prueba de la DBO debe llevarse a cabo con microorganismos que hayan sido aclimatados al desecho.

Temperatura

La mayoría de los procesos biológicos se aceleran cuando la temperatura se incrementa y se desaceleran cuando la temperatura disminuye. Debido a que la utilización del oxígeno es

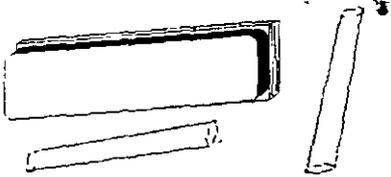
provocada por el metabolismo de los microorganismos, la tasa de utilización es afectada de igual forma por la temperatura. Idealmente, la constante de reacción debe obtenerse experimentalmente para la temperatura del agua del cuerpo receptor, lo cual se dificulta por dos razones: la primera es que generalmente la temperatura del agua del cuerpo receptor cambia durante el año, por lo que se requerirían muchas pruebas para definir el valor de k ; la segunda es la pesada labor que entrañaría la comparación de datos obtenidos en los varios sitios de medición, que tendrían diferente temperatura. Por estas razones, las pruebas de laboratorio se hacen a temperatura estándar de 20°C, y la constante de reacción se ajusta a la temperatura del agua del cuerpo receptor empleando la siguiente expresión:

$$k_T = k_{20}(\theta)^{T-20} \dots \dots \dots (2.5)$$

donde:

- T = temperatura de interés, °C
- k_T = constante de reacción a la temperatura de interés, día⁻¹
- k_{20} = constante de reacción determinada a 20°C, día⁻¹
- θ = coeficiente de temperatura. Tiene un valor de 1.135 para temperaturas entre 4 y 20 °C y de 1.056 para temperaturas entre 20 y 30 °C.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos

Problema ejemplo 2.2

Se descarga agua residual a un río que tiene 10 °C de temperatura. ¿Qué fracción del máximo consumo de oxígeno ha ocurrido en cuatro días? La constante de reacción determinada en el laboratorio bajo condiciones estándar es de 0.115 día⁻¹.

Solución

Se determina la constante de reacción del desecho a la temperatura del agua del río, usando la ecuación (2.5).

$$k_{10^{\circ}\text{C}} = 0.115(1.135)^{10-20} = 0.032 \text{ día}^{-1}$$

Empleando este valor de k en la ecuación (2.3), se obtiene la fracción del máximo consumo de oxígeno que ocurre en cuatro días:

$$\frac{DBO_4}{L_0} = (1 - e^{-(0.032)(4)}) = 0.12$$

Los valores de k y L_0 pueden determinarse a partir de una serie de medidas de DBO. El método más simple y menos preciso consiste en graficar la DBO versus tiempo, obteniéndose una curva hiperbólica de primer orden como la mostrada en la Figura 2.2. La DBO se estima de la asíntota de la curva. Se recurre a la ecuación (2.3) para obtener el valor de k . Generalmente es difícil ajustar una hipérbola para datos dispersos, como los que frecuentemente se tienen. Se prefiere el uso de métodos que linealizan los datos. Un método sencillo es el llamado Método Gráfico de Thomas, basado en la similaridad de la expansión de las series de las siguientes funciones:

$$F_1 = (1 - e^{-kt}) \dots \dots \dots (2.6)$$

y

$$F_2 = (kt) (1 - (1/6)kt)^3 \dots \dots \dots (2.7)$$

La expansión de las series de estas funciones da:

$$F_1 = (kt) [1 - 0.5(kt)] + \frac{1}{6}(kt)^2 - \frac{1}{24}(kt)^3 \dots \dots \dots (2.8)$$

$$F_2 = (kt) [1 - 0.5(kt)] + \frac{1}{6}(kt)^2 - \frac{1}{21.9}(kt)^3 \dots \dots \dots (2.9)$$

Los dos primeros términos son idénticos y el tercero difiere ligeramente. Sustituyendo la ecuación (2.8) por la (2.9) en la ecuación (2.3), se obtiene la siguiente expresión aproximada:

$$DBO_t = L (kt) [1 + (\frac{1}{6})kt]^{-3} \dots \dots \dots (2.10)$$

Arreglando los términos y tomando la raíz cúbica en ambos miembros, la ecuación (2.10) puede transformarse en:

$$\frac{t}{DBO_t} = \frac{1}{(kL)^{1/3}} + \frac{(k)^{2/3}}{6(L)^{1/3}}(t) \dots \dots \dots (2.11)$$

Como lo muestra la Figura 2 4, una gráfica de $(t/DBO_t)^{1/3}$ versus t es lineal. La intersección con el eje de las ordenadas se define como:

$$A = (kL)^{-1/3} \dots \dots \dots (2.12)$$

La pendiente está definida por:

$$B = \frac{(k)^{2/3}}{6(L)^{1/3}} \dots \dots \dots (2.13)$$

Resolviendo para $L^{1/3}$ en la ecuación (2.12), sustituyendo en la ecuación (2.13), y resolviendo para k , se obtiene:

$$k = 6 \frac{B}{A} \dots \dots \dots (2.14)$$

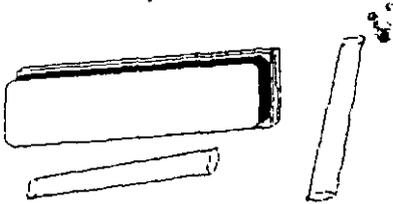
De igual manera, sustituyendo la ecuación (2.14) en la (2.12) y resolviendo para L , se obtiene:

$$L = \frac{1}{6(A)^2(B)} \dots \dots \dots (2.15)$$

El procedimiento para determinar las constantes de la DBO por este método es el siguiente.

1. De los resultados experimentales de DBO para varios valores de t , se calcula $(t/DBO_t)^{1/3}$ para cada día.
2. Se grafica $(t/DBO_t)^{1/3}$ versus t en papel aritmético, y se dibuja la línea que se ajuste mejor a los puntos.
3. De la gráfica se determina la intersección (A) y la pendiente (B).
4. Se calcula k y L de las ecuaciones (2.14) y (2.15).

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos

Problema ejemplo 2.3

Los siguientes datos fueron obtenidos en laboratorio para un agua residual cruda. Determine la constante de reacción y la DBO última.

Día	0	1	2	4	6	8
DBO, mg/l	0	32	57	84	106	111

Solución

Primero se calculan los valores $(t/DBO_t)^{1/3}$

Día	0	1	2	4	6	8
$(t/DBO_t)^{1/3}$	-	0.315	0.327	0.362	0.384	0.416

En seguida se grafica $(t/DBO_t)^{1/3}$ versus t .

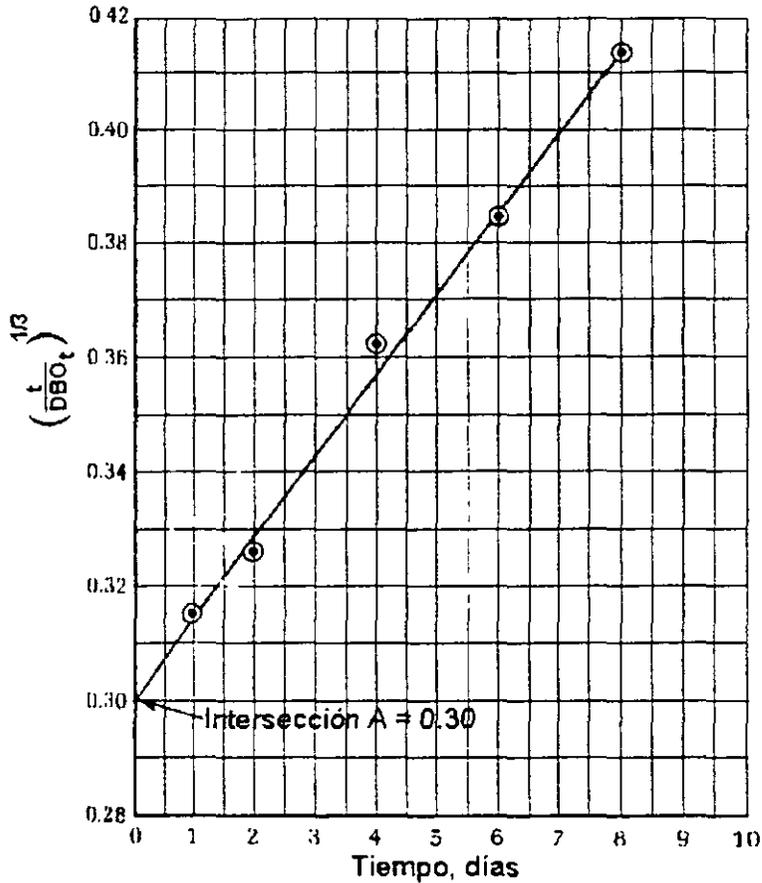


Figura 2.3. Gráfica de $(t/DBO_t)^{1/3}$ versus t para el Método Gráfico de Thomas.

De la Figura 2 4 se obtiene $A = 0.30$. Entonces

$$B = \frac{(0.416 - 0.300)}{(8 - 0)} = 0.0145$$

Sustituyendo en las ecuaciones 2.14 y 2.15:

$$k = 6 \left[\frac{0.0145}{0.30} \right] = 0.29 \text{ día}^{-1}$$

$$L = \frac{1}{6(0.30)^2(0.0145)} = 128 \text{ mg/l}$$

2.3 Microorganismos patógenos

Todas las formas de microorganismos patógenos se pueden encontrar en las aguas residuales domésticas e incluyen: bacterias, virus, protozoarios y helmintos (Cuadro 2.4). Algunos de estos microorganismos son descargados al ambiente por portadores. Aunque es raro que estén presentes los microorganismos que causan algunas de las enfermedades más severas, por seguridad se asume que lo están en número significativo y que representan un peligro para la salud. Afortunadamente sólo unos cuantos microorganismos patógenos en estado viable sobreviven al tratamiento.

Bacterias

Son microorganismos unicelulares, comúnmente sin color y constituyen la menor forma de vida capaz de sintetizar el protoplasma a partir de su ambiente. Pueden tener forma cilíndrica o de bastón (*bacilos*), oval o esférica (*cocos*) o espirales (*espirilos*). Los desórdenes intestinales son síntomas comunes de la mayoría de las enfermedades transmitidas por las bacterias patógenas transportadas por el agua.

Virus

Son las estructuras biológicas inferiores de las cuales se conoce que contienen toda la información genética necesaria para su propia reproducción. Son tan pequeños que sólo pueden ser observados con la ayuda de un microscopio electrónico. Los virus son parásitos obligados que requieren un huésped en donde alojarse. Los síntomas asociados con infecciones causadas por virus transportados por el agua comúnmente involucran desórdenes del sistema nervioso, más que del tracto intestinal.

Protozoarios

Constituyen el nivel inferior de la vida animal. Son organismos unicelulares más complejos que las bacterias y los virus en su actividad funcional. Son organismos auto-contenidos que pueden vivir libremente o en forma parásita. Pueden ser patógenos o no patógenos, microscópicos o macroscópicos. Debido a que son altamente adaptables, los protozoarios están ampliamente distribuidos en las aguas naturales, aunque sólo unos cuantos protozoarios acuáticos son patógenos.

Las infecciones causadas por protozoarios se manifiestan por desórdenes intestinales menos severos que los asociados con bacterias.

Helmintos

El ciclo de vida de los helmintos, o gusanos parásitos, frecuentemente incluye dos o más animales huéspedes, uno de los cuales puede ser humano, y la contaminación del agua puede ser causada por el vertido de desechos animales y humanos que contienen helmintos. La contaminación puede ser también a través de especies acuáticas u otros huéspedes, como insectos y caracoles.

Los procesos de tratamiento convencionales están diseñados para reducir a niveles aceptables los sólidos suspendidos, compuestos orgánicos biodegradables y microorganismos patógenos, antes de la disposición de las aguas residuales.

Puede ser que se requieran procesos de tratamiento del agua residual adicionales para reducir

los niveles de nutrientes en caso de que el efluente tenga que descargarse en un ecosistema delicado.

Cuando se ha anticipado la necesidad de reúso, se requieren procesos para remover los compuestos orgánicos refractarios, metales pesados y para reducir el nivel de sólidos inorgánicos disueltos.

Cuadro 2.4
Patógenos comunes transportados por el agua

MICROORGANISMOS		ENFERMEDADES
Bacterias	<i>Francisella tularensis</i> <i>Leptospira</i> <i>Salmonella paratyphi (A, B, C)</i> <i>Salmonella typhi</i> <i>Shigella (S. Flexneri, S. Sonnei, S. Dysenteriae, S. Boydii)</i> <i>Vibrio comma (Vibrio cholerae)</i>	Tularemia Leptospirosis Paratifoidea (fiebre entérica) Fiebre tifoidea, fiebre entérica Shigelosis (disentería bacilar) Cólera
Virus	<i>Poliomyelitis (3 tipos)</i> <i>Virus desconocidos</i>	Poliomyelitis aguda, parálisis infantil Hepatitis infecciosa
Protozoarios	<i>Entamoeba histolytica</i> <i>Giardia lamblia</i>	Amebiasis (disentería amebiana, enteritis amebiana, colitis amebiana) Giardiasis (enteritis giardia, lambliasis)
Helmintos (gusanos parásitos)	<i>Dracunculus medinensis</i> <i>Echinococcus</i> <i>Shistosoma (S. Mansonii, S. Japonicum, S. Haematobium)</i>	Dracontiasis (dracunculiasis; dracunculosis, medina; infección serpiente, dragón o gusano-guinéa) Equinococosis Squistosomiasis (bilharziasis o enfermedad de "Bill Harris")

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. ¿Cuál es el impacto de los sólidos suspendidos en los ecosistemas acuáticos?
2. ¿Cómo se miden los sólidos suspendidos?
3. Consulte al menos dos referencias bibliográficas y explique las causas de la DBO nitrogenada.
4. Consulte en la bibliografía y explique en qué consiste el análisis de la demanda química de oxígeno (DQO). ¿A qué se debe que los valores de la DQO son generalmente superiores a los de la DBO?
5. Los microorganismos patógenos no son únicamente bacterias. Mencione dos bacterias, dos virus y un protozooario (todos patógenos), que pueden encontrarse en el agua residual.
6. Con qué microorganismos patógenos están asociadas las siguientes enfermedades: a) cólera, b) disentería amebiana, c) giardiasis, d) disentería bacilar, e) fiebre tifoidea, f) paratifoidea, g) parálisis infantil, h) hepatitis infecciosa.
7. Un filtro de fibra de vidrio seco tiene una masa de 0.137 g. Se hacen pasar a través del filtro 100 ml de muestra de agua residual y una vez hecho esto se coloca el filtro en un horno de secado a 104 °C; luego de un tiempo se extrae el filtro y al pesarlo tiene una masa de 0.183 g. Determine la concentración de sólidos suspendidos, en miligramos por litro.
8. En un laboratorio se hace la caracterización del agua residual para el diseño de una planta de tratamiento. Para la determinación de sólidos se lleva a cabo el siguiente procedimiento:

1. 200 ml de una muestra de agua residual bien agitada se pasan a través de un papel filtro colocado dentro de un crisol Goch. El papel filtro y el crisol en conjunto tienen un peso de 25.349 g.
2. El crisol, papel filtro y sólidos retenidos pesan 25.654 g.
3. 100 ml de filtrado (el agua que pasó a través del filtro en el paso 1), se vierten en una cápsula de porcelana tarada a 275.419 g.
4. La muestra del paso 3 se evapora hasta sequedad y se pesa la cápsula de porcelana y el residuo obteniéndose como peso 276.227 g.
5. Tanto el crisol Goch del paso 2 como la cápsula de porcelana del paso 4 se colocan en un dispositivo de calentamiento (llamado mufla) a 600°C durante una hora. Después de que se enfría, el peso del crisol es de 25.501 g y el peso de la cápsula es de 275.994 g.

Determine los siguiente:

- a. Los sólidos filtrables (mg/l)
 - b. Los sólidos no filtrables (mg/l)
 - c. Los sólidos totales (mg/l)
 - d. La fracción orgánica de sólidos filtrables (mg/l)
 - e. La fracción orgánica de los sólidos no filtrables (mg/l)
- 9 Una planta de tratamiento de aguas residuales va a recibir un gasto medio de 11,500 m³/día. Estime las cantidades, en kg/día, de DBO y sólidos suspendidos en el influente suponiendo condiciones fuerte, media y ligera del agua residual.
 - 10 Calcule la constante de reacción en base 10 sabiendo que la DBO₅ del desecho es 220 mg/l y la DBO última es 320.0 mg/l.
 - 11 Determine la DBO última de un agua residual cuya DBO₅ es 190 mg/l y $k = 0.25 \text{ d}^{-1}$.
 - 12 En una determinación de DBO, 6 ml de agua residual sin contenido de oxígeno disuelto se mezclan con 294 ml de agua de dilución que contiene 8.6 mg/l de oxígeno disuelto. Después de 5 días de incubación a 20°C, el contenido de oxígeno disuelto de la mezcla es de 5.4 mg/l. Calcule la DBO del agua residual.
 - 13 ¿Cuál es la DBO₅ de un desecho que alcanza un consumo de oxígeno de 2.0 mg/l en una muestra al 1.00%?
 - 14 La DBO₅ a 20°C de un agua residual es 210 mg/l. ¿Cuál será la DBO última? ¿Cuál será la DBO a los 10 días? Si la muestra hubiera sido incubada a 30°C ¿cuál habría sido la DBO₅ ($k = 0.23 \text{ d}^{-1}$).
 - 15 Se llevó a cabo el análisis de la DBO₅ de una muestra de agua residual. Se esperaba que el valor de la DBO fuera de entre 50 y 350 mg/l, y las diluciones se prepararon de acuerdo con esta suposición. Se usaron botellas estándar de 300 ml. Los datos obtenidos son los siguientes:

Botella	Agua residual, ml	OD inicial	OD a los cinco días
1	20	8.9	1.5
2	10	9.1	2.5
3	5	9.2	5.8
4	2	9.2	7.5

a) Determine la DBO_5 del agua residual.

b) Si se sabe que la tasa constante de reacción es 0.21 día^{-1} a 20°C , ¿cuál será la DBO_5 si la prueba se corre a 30°C ?

- 16 Usando el método de Thomas, calcule la constante de reacción en base e, con los siguientes datos:

Día	DBO, mg/l
2	86
5	169
10	236
20	273
35	279.55

- 17 Usando el método de Thomas, calcule la constante de reacción en base e, con los siguientes datos:

Día	DBO, mg/l
2	119
5	210
10	262
20	279
35	279.98

Capítulo 3

Calidad del agua y normalización de las descargas

En este capítulo se examina el tema de la prevención y control de la contaminación de las aguas, que es tratado tanto por la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente (LGEEPA) como por la Ley de Aguas Nacionales. La primera destina el capítulo II del Título Cuarto, que se denomina "prevención y control de la contaminación del agua y de los ecosistemas acuáticos" (artículos 117 a 133), a regular esa materia; las disposiciones que se presentan se refieren a la contaminación de aguas continentales y marítimas. El tema específico del tratamiento y reúso de las aguas residuales está regulado en diversas disposiciones del mismo capítulo II del Título Cuarto de la LGEEPA, que consideran la necesidad de tratar las aguas residuales, los sistemas de tratamiento de aguas residuales de origen urbano, la programación y construcción de obras e instalaciones de tratamiento de aguas de procedencia industrial y el reúso de aguas residuales en la industria y en la agricultura.

Por su parte, la Ley de Aguas Nacionales destina un Título a esta materia, en el cual, en primer término, se desarrolla un catálogo de las atribuciones de la Comisión Nacional del Agua en este campo y, en segundo término, se establecen las normas para prevenir y controlar la contaminación del agua. El conjunto de estas disposiciones son supletorias de las normas de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, ya que de acuerdo con las modificaciones de 1996 a esta Ley, las normas de la LGEEPA prevalecen sobre las contenidas en otros ordenamientos que se refieren a la misma materia.

3.1 El tratamiento y reúso de las aguas residuales en la LGEEPA

El artículo 92 de la LGEEPA, modificado en 1996, establece que las autoridades deben promover, entre otras cosas, el tratamiento de las aguas residuales y su reúso, con el propósito de asegurar la disponibilidad del agua y abatir los niveles de desperdicio. Por ello, uno de los criterios ecológicos establecidos por la LGEEPA en materia de prevención y control de la contaminación consiste, precisamente, en que el aprovechamiento del agua en actividades productivas susceptibles de producir contaminación conlleva la responsabilidad del tratamiento de las

descargas, para reintegrarla en condiciones adecuadas para su uso en otras actividades y para mantener el equilibrio de los ecosistemas (artículo 117, fracción III).

Congruente con este criterio, el artículo 129 dispone que el otorgamiento de asignaciones, autorizaciones, concesiones o permisos para la explotación, uso o aprovechamiento de aguas en actividades económicas susceptibles de contaminar dicho recurso, estará condicionado al tratamiento previo necesario de las aguas residuales que se generen. Para asegurar el cumplimiento de este deber, el artículo 126 de la LGEEPA establece que los sistemas de tratamiento de las aguas residuales de origen urbano que diseñen, operen o administren los municipios, las autoridades municipales o el Gobierno del Distrito Federal, deberán cumplir con las *normas oficiales mexicanas* que al efecto se expidan.

En seguida, el artículo 127 dispone que, con base en los estudios de la cuenca y sistemas correspondientes, la Secretaría¹, en coordinación con la Secretaría de Salud, emitirán su opinión para la programación y construcción de obras e instalaciones de tratamiento de aguas residuales de origen industrial.

Por su parte, en materia de reúso de las aguas residuales, el párrafo primero del artículo 128 dispone que las aguas residuales provenientes de los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano podrán utilizarse en la industria y en la agricultura si se someten en los casos que se requiera, al tratamiento que cumpla con las *normas oficiales mexicanas* emitidas por la Secretaría, y en su caso, por la Secretaría de Salud. Y agrega el párrafo segundo del mismo precepto que, en los aprovechamientos existentes de aguas residuales en la agricultura, se promoverán acciones para mejorar la calidad del recurso, la reglamentación de los cultivos y las prácticas de riego.

3.2 El tratamiento y reúso de las aguas residuales en la Ley de Aguas Nacionales

La Ley de Aguas Nacionales (LAN) es reglamentaria de los párrafos quinto y sexto del artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, que establece la propiedad originaria de la nación sobre las tierras y aguas, y expresa que el dominio de ésta sobre las aguas nacionales es inalienable e imprescriptible.

En materia de atribuciones de la Comisión Nacional del Agua, el artículo 86 de la LAN establece como tales las siguientes: 1) promover y, en su caso, ejecutar y operar la infraestructura federal y los servicios necesarios para la preservación, conservación y mejoramiento de la calidad del agua en las cuencas hidrológicas y acuíferos de acuerdo con las *normas oficiales mexicanas* respectivas y las condiciones particulares de descarga (fracción I); 2) formular programas integrales de protección de los recursos hidráulicos en cuencas hidrológicas y acuíferos, considerando las relaciones existentes entre los usos del suelo y la cantidad y calidad del agua (fracción II); 3) establecer y vigilar el cumplimiento de las condiciones particulares de descarga que deben satisfacer las aguas residuales que se generen en bienes y zonas de jurisdicción federal; de aguas residuales vertidas directamente en aguas y bienes nacionales, o en cualquier terreno cuando dichas descargas puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos; y en los demás casos previstos en la LGEEPA (fracción III); 4) autorizar, en su caso, el vertido de aguas residuales en el mar, y en coordinación con la Secretaría de Marina cuando provengan de fuentes móviles o plataformas fijas (fracción IV); 5) vigilar, en coordinación con las demás autoridades competentes, que el agua suministrada para consumo humano cumpla con las *normas de calidad* correspondientes, y que el uso de las aguas residuales cumpla con las *normas de calidad del agua* emitidas para tal efecto (fracción V); 6) promover o realizar las medidas necesarias para evitar que

¹ Se refiere a la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT)

basura, desechos, materiales y sustancias tóxicas y lodos, producto del tratamiento de aguas residuales, contaminen las aguas superficiales o del subsuelo, y los bienes nacionales que señala el artículo 113 (fracción VI), y 7) ejercer las atribuciones que corresponden a la Federación en materia de prevención y control de la contaminación del agua y de su fiscalización y sanción, en los términos de la LGEEPA, salvo que corresponda a otra dependencia conforme a la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal (fracción VII).

En las Declaratorias de Clasificación de los Cuerpos de Aguas Nacionales, la CNA determinará los parámetros que habrán de cumplir las descargas, la capacidad de asimilación y dilución de los cuerpos de aguas nacionales y las cargas de contaminantes que éstos pueden recibir, así como las metas de calidad y los plazos para alcanzarlas.

Uno de los procedimientos básicos para el ejercicio de estas atribuciones son las *Declaratorias de Clasificación de los Cuerpos de Aguas Nacionales*, que la Comisión debe expedir y hacer publicar en el Diario Oficial de la Federación. En esas Declaratorias, la Comisión debe determinar los parámetros que habrán de cumplir las descargas, la capacidad de asimilación y dilución de los cuerpos de aguas nacionales y las cargas de contaminantes que éstos pueden recibir, así como las metas de calidad y los plazos para alcanzarlas (artículo 87).

Los restantes preceptos de este Título Séptimo están destinados a regular las descargas de aguas residuales en cuerpos receptores que sean aguas nacionales o demás bienes nacionales, incluyendo aguas marinas, así como los casos de infiltración en terrenos que sean bienes nacionales o en otros terrenos, cuando puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos. La idea más general es que estas descargas requieren de permiso de la Comisión, pero ésta puede sustituir el permiso por un simple aviso mediante acuerdos de carácter general por cuenca, acuífero, zona, localidad o usos. En todo caso, corresponde a los municipios el control de las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje o alcantarillado. Esto es lo que dispone el artículo 88 de la LAN. Por otra parte, la Comisión puede ordenar la suspensión de las actividades que dan origen a las descargas de aguas residuales, en los casos previstos en el artículo 92 de la LAN, e incluso puede revocar el permiso de descarga de dichas aguas en los casos señalados en el artículo 93 de la LAN. Además, la Comisión debe realizar la inspección o fiscalización de las descargas de aguas residuales para verificar el cumplimiento de la LAN, haciendo constar sus resultados en actas circunstanciadas que pueden servir de base para la aplicación de las sanciones legales (artículo 95).

Es importante destacar que la explotación, uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de aguas residuales pueden motivar el pago de derechos. El artículo 276 de la Ley Federal de derechos prescribe:

- ▶ Están obligados a pagar el derecho por uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de aguas residuales, las personas físicas o morales que descarguen en forma permanente, intermitente o fortuita, aguas residuales en ríos, cuencas, cauces, vasos, aguas manas y demás depósitos o corrientes de agua, así como los que descarguen aguas residuales en los suelos o las infiltran en terrenos que sean bienes nacionales o que puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos, en los términos de los dispuesto en esta Ley.

Esta disposición es recogida por el párrafo segundo del artículo 112 de la LAN, que a la letra dispone:

- ▶ La explotación, uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de descargas de aguas residuales motivará el pago del derecho que establece la Ley Federal de derechos.

El pago es independiente del cumplimiento de lo dispuesto en esta ley sobre la prevención y control de la calidad del agua; de lo dispuesto en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; y en la Ley General de Salud.

3.3 La reglamentación de la prevención y control de la contaminación del agua y las normas oficiales mexicanas

Para hacer posible la aplicación de las disposiciones que se han examinado en los apartados anteriores se requiere de la existencias de normas reglamentarias y técnicas. Las primeras están contenidas en el Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales². Estas normas están ubicadas dentro del Título Séptimo del Reglamento, que se denomina Prevención y Control de la Contaminación de las Aguas (artículos 133 a 156)

Por su parte, las normas técnicas que hacen posible la aplicación de las disposiciones legales sobre la materia están contenidas en un conjunto de normas oficiales mexicanas, que han sido simplificadas al máximo.

La Figura 4.1 muestra el nivel de especificidad de la legislación nacional en materia de control de las descargas de aguas residuales, representado por un triángulo en el que la parte superior corresponde a las disposiciones generales mientras que el vértice inferior corresponde a las disposiciones específicas.

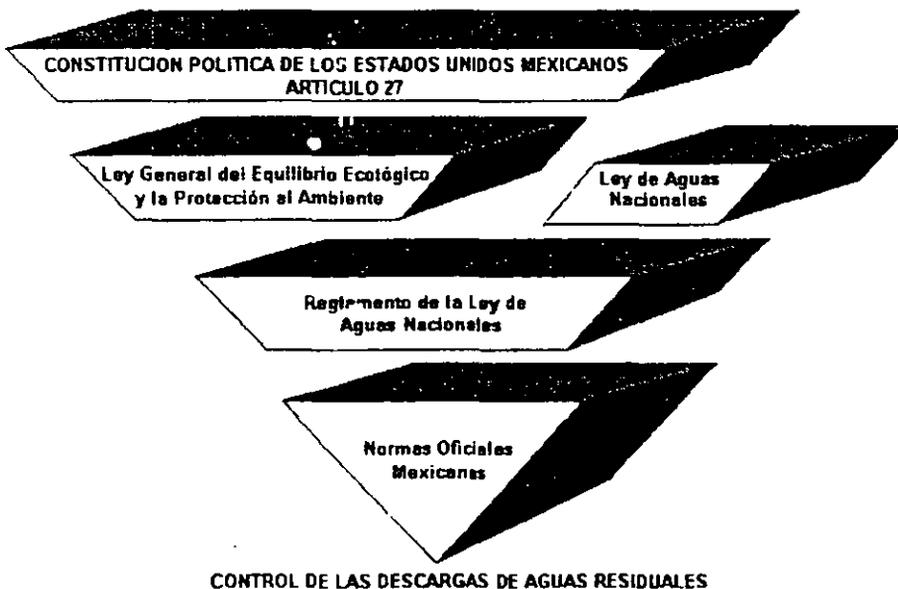


Figura 4.1 Nivel de especificidad de la legislación nacional relativa al control de las descargas de aguas residuales, de lo general (arriba) a lo particular (abajo).

Son tres las normas oficiales mexicanas sobre la materia: NOM-001-ECOL-1996, NOM-002-ECOL-1996 y NOM-003-ECOL-1997; su finalidad es prevenir y controlar la contaminación de las aguas y son de observancia obligatoria para los responsables de descargas.

² Diario Oficial de la Federación, 12.I-1994, con fe de erratas en Diario Oficial de la Federación, 94.

La NOM-001-ECOL-1996 establece los máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, mientras que la NOM-002-ECOL-1996 establece los máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado. Por otra parte, la NOM-003-ECOL-1997 establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reúsen en servicios al público.

3.3.1 Resumen³ de la NOM-001-ECOL-1996

Especificaciones

1. Establece la concentración de contaminantes básicos y tóxicos para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, estos últimos pueden ser ríos, embalses naturales y artificiales, aguas costeras, suelo y humedales naturales. La concentración de contaminantes puede variar dependiendo del uso del cuerpo receptor (Cuadros 4.1 y 4.2).

Cuadro 4.1
Límites máximos permisibles para contaminantes básicos

Parámetro	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELO Uso en negocio agrícola		HUMEDALES NATURALES	
	Uso público		Uso en negocio agrícola		Protección de vida acuática		Uso público urbano		Uso en negocio agrícola		Recreación		Explotación pesquera, navegación y otros usos		Estuarios		PM	PD	PM	PD
	P	PD	PM	PD	P	PD	P	PD	P	PD	P	PD	PM	PD	P	PD	PM	PD	PM	PD
CONTAMINANTES BÁSICOS																				
T °C	40	40	NA	NA	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	NA	NA	40	40
Grasas y aceites	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25
Materia flotante	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a
Sólidos sedimen (m/l)	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	NA	NA	1	2
Sólidos susp totales	75	125	150	200	40	60	40	60	75	125	75	125	150	200	75	125	NA	NA	75	125
DBO5	75	150	150	200	30	60	30	60	75	150	75	150	150	200	75	150	NA	NA	75	150
N Total	40	60	40	60	15	25	15	25	40	60	NA	NA	NA	NA	15	25	NA	NA	NA	NA
P Total	20	30	20	30	5	10	5	10	20	30	NA	NA	NA	NA	5	10	NA	NA	NA	NA

PD = promedio diario; PM = promedio mensual; a = ausente, NA = no es aplicable. Unidades en mg/l excepto en donde se indica. Este cuadro corresponde a la Tabla 2 de la NOM.

³

La numeración que tienen los cuadros en este resumen no corresponde a aquella con la que se publicaron en el Diario Oficial de la Federación.

Cuadro 4.2
Límites máximos permisibles para metales pesados y cianuros

Parámetro	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELO Uso en riego agrícola		HUMEDALES NATURALES	
	Uso público		Uso en riego agrícola		Protección de vida acuática		Uso público urbano		Uso en riego agrícola		Recreación		Explotación pesquera navegación y otros usos		Estuarios		PM	PD	PM	PD
	P M	PD	PM	PD	P M	P D	P M	P D	P M	PD	P M	PD	PM	PD	P M	PD				
Arsénico	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2
Cadmio	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.005	0.1	0.1	0.2
Cianuros	1	2	2	3	1	2	1	2	2	3	2	3	1	2	1.0	2.0	2	3	1	2
Cobre	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6
Cromo	0.5	1	1	1.5	0.5	1	0.5	1	1	1.5	1	1.5	0.5	1	0.5	1	0.5	1	0.5	1
Mercurio	0.005	0.01	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01
Níquel	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4
Plomo	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	5	10	0.2	0.4
Zinc	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20

PD = promedio diario, PM = promedio mensual; z = ausente; NA = no es aplicable. Unidades en mg/l excepto en donde se indica. Este cuadro corresponde a la Tabla 3 de la NOM. Los límites de los contaminantes tóxicos son para mediciones totales.

- El límite máximo permisible para la concentración de contaminantes patógenos para las descargas de aguas residuales vertidas a cuerpos receptores es de 1000 y 2000 el número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente.
- Para las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola), el límite máximo permisible de huevos de helmintos para riego restringido es de 5 por litro; para riego irrestricto es de uno por litro.

Fechas para el cumplimiento

Los responsables de las descargas de aguas residuales municipales vertidas a cuerpos receptores deberán cumplir la norma gradual y progresivamente de acuerdo al Cuadro 4.3.

Cuadro 4.3 Fechas para el cumplimiento de la NOM-001-ECOL-1996 en el caso de vertidos de aguas residuales municipales

Fecha de cumplimiento A partir de:	Intervalo de población
1 de enero de 2000	Mayor de 50 000 habitantes
1 de enero de 2005	De 20 001 a 50 000 habitantes
1 de enero de 2010	De 2 501 a 20 000 habitantes

Los responsables de las descargas de aguas residuales no municipales vertidas a cuerpos receptores deberán cumplir dentro de los plazos establecidos en el Cuadro 4.4. El cumplimiento es gradual y progresivo de acuerdo a la carga contaminante manifestada en el Registro Público de los Derechos de Agua.

Cuadro 4.4. Fechas para el cumplimiento de la NOM-001-ECOL-1996 en el caso de vertidos de aguas residuales no municipales

Fecha de cumplimiento A partir de:	Carga de contaminantes de las descargas no municipales	
	DBO ₅ , (ton/día)	SST, (ton/día)
1 de enero de 2000	Mayor de 3.0	Mayor de 3.0
1 de enero de 2005	De 1.2 a 3.0	De 1.2 a 3.0
1 de enero de 2010	Menor de 1.2	Menor de 1.2

Las fechas de cumplimiento podrán ser acortadas por la CNA para un cuerpo receptor específico, siempre y cuando exista el estudio correspondiente que valide tal modificación.

La CNA podrá fijar condiciones particulares de descarga a cuerpos receptores, de manera individual o colectiva, que establezcan lo siguiente:

- a) Nuevos límites máximos permisibles de descarga de contaminantes.
- b) Límites máximos permisibles para parámetros adicionales a los contemplados en la NOM-001-ECOL-1996.

El responsable de la descarga tendrá la obligación de realizar el monitoreo de las descargas de aguas residuales, analizando los parámetros señalados en función del cuerpo receptor. Asimismo, deberán conservar sus registros de monitoreo por lo menos durante tres años posteriores a la toma de muestras.

El responsable de la descarga podrá estar exento de realizar el análisis de laboratorio de alguno o varios de los parámetros de contaminantes que se señalan en la NOM-001-ECOL-1996, cuando demuestre que no genera dichos contaminantes, manifestándolo por escrito a la CNA.

La citada autoridad podrá verificar la presencia o ausencia de dichos parámetros en la descarga en cuestión.

Cuando los responsables de las descargas pretendan realizar cambios significativos en su proceso productivo y estos modifiquen, adicionen o eliminen la presencia de parámetros en las descargas, tienen la obligación de comunicarlo por escrito a la CNA.

Los responsables de las descargas deben manejar, estabilizar y disponer de manera segura los lodos primarios, biológicos y químicos, así como las basuras, arenas, grasa y aceites y otros subproductos del tratamiento de las aguas residuales.

En el caso de que el agua del abastecimiento presente algunos o varios de los parámetros señalados en esta norma, no será imputable al responsable de la descarga el incumplimiento de los parámetros correspondientes, siempre y cuando lo notifique por escrito a la CNA, para que

ésta determine lo procedente.

3.3.2 Resumen⁴ de la NOM-002-ECOL-1996

Especificaciones

- 1 La concentración de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado, no debe ser superior a las indicadas en el Cuadro 4.5.

Cuadro 4.5. Valores máximos permisibles de los parámetros de calidad del agua residual descargada a los sistemas de alcantarillado

Parámetros (En mg/l excepto cuando se especifique otra)	Concentraciones		
	Promedio mensual	Promedio diario	Instantáneo
Grasas y aceites	50	75	100
Sólidos sedimentables ml/l	5	7.5	10
Arsénico total	0.5	0.75	1
Cadmio total	0.5	0.75	1
Cianuro tota	1	1.5	2
Cobre total	10	15	20
Cromo hexavalente	0.5	0.75	1
Mercurio total	0.01	0.015	0.02
Niquel total	4	6	8
Plomo total	1	1.5	2
Zinc Total	6	9	12

2. Las unidades de pH no deben ser mayores de 10 ni menores de 6, mediante medición instantánea.
3. El límite máximo permisible de temperatura es de 40° C, mediante medición instantánea. Se permitirán descargas a temperaturas mayores, siempre y cuando se demuestre al municipio que esté a cargo del alcantarillado correspondiente, por medio de un estudio sustentado, que no daña al sistema.
4. No se deberán descargar al alcantarillado residuos o sustancias considerados peligrosos, conforme a las normas oficiales mexicanas correspondientes.
5. Los municipios podrán fijar condiciones particulares de descarga a los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado de manera individual o colectiva, que establezcan lo siguiente:
 - Nuevos límites máximos permisibles de descargas de contaminantes.
 - Límites máximos permisibles para parámetros adicionales no considerados en la NOM-002-ECOL-1996.

⁴ La numeración que tienen los cuadros en este resumen no corresponde a aquella con la que se publicaron en el Diario Oficial de la Federación

Fechas para el cumplimiento

El cumplimiento de la norma es gradual y progresivo, conforme al número de habitantes y se debe tomar como referencia el último Censo General de Población oficial (Cuadro 4.6).

Cuadro 4.6
Fechas de cumplimiento de la NOM-002-ECOL-1996

Fecha de cumplimiento A partir de:	Población
1 de enero de 1999	Mayor de 50,000 habitantes
1 de enero de 2004	De 20,001 a 50,000 habitantes
1 de enero de 2009	De 2501 a 20,000 habitantes

Las fechas de cumplimiento podrán ser adelantadas de manera particular a una empresa, por el municipio, siempre y cuando se demuestre técnicamente que:

- a) Alguna descarga cause efectos nocivos en las plantas de tratamiento de aguas residuales que se encuentran en operación.
- b) Alguna descarga previsiblemente cause efectos nocivos en la operación de las plantas de tratamiento de aguas residuales que se encuentren en construcción, pudiéndose exigir en este caso el cumplimiento a partir de la fecha en que la planta de tratamiento entre en operación.

Los responsables de las descargas tienen la obligación de realizar análisis técnicos de las descargas de aguas residuales, con la finalidad de determinar el promedio diario o el mensual, analizando los parámetros del Cuadro 4.6. Asimismo deben conservar sus registros de análisis técnicos por lo menos durante tres años posteriores a la toma de muestra.

Los responsables de las descargas pueden ser eximidos del punto anterior y de presentar futuros resultados de mediciones, respecto de aquellos parámetros que comprueben técnicamente que no se generan en sus procesos productivos ni derivan de materias primas, mediante un reporte técnico del efluente. Los municipios podrán verificar la presencia o ausencia de dichos contaminantes en la descarga en cuestión.

Los responsables de las descargas deberán informar al municipio correspondiente, de cualquier cambio en sus procesos, cuando con ello se ocasionen modificaciones en las características o en los volúmenes de las aguas residuales que hubieran servido para expedir el permiso de descarga correspondiente.

En caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio mensual de los parámetros mensuales señalados en el Cuadro 4.6, la suma de esta concentración, al límite máximo permisible promedio mensual, será el que deba cumplirse.

El municipio podrá realizar la inspección y vigilancia a los drenajes pluviales y de servicios.

3.3.3 Resumen⁵ de la NOM-003-ECOL-1997

Especificaciones

1. Establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reúsen en servicio al público.
2. Es de observancia obligatoria para las entidades públicas responsables de su tratamiento y reúso. En caso de que el tratamiento se realice por terceros éstos serán responsables del cumplimiento de la presente norma, desde la producción del agua tratada hasta su reúso incluyendo la conducción misma.
3. Los límites máximos permisibles se establecen en función del tipo de reúso. Éste puede ser servicios al público con contacto directo o con contacto indirecto u ocasional. En el primer caso se incluyen los siguientes reúsos: llenado de lagos y canales artificiales recreativos con paseos en lancha, remo, canotaje y esquí; fuentes de ornato, lavado de vehículos, riego de parques y jardines. El contacto indirecto u ocasional considera que el público puede estar expuesto indirectamente o en contacto físico accidental, y que su acceso es restringido, ya sea por barreras físicas o personal de vigilancia. Se incluyen en el segundo caso los siguientes reúsos: riego de jardines y camellones en avenidas, fuentes de ornato, campos de golf, abastecimiento de hidrantes de sistemas contra incendio, lagos artificiales no recreativos y panteones.
4. El Cuadro 4.7 presenta los límites máximos permisibles de contaminantes establecidos en esta Norma Oficial Mexicana.

Cuadro 4.7
Límites máximos permisibles de contaminantes

Tipo de reúso	Promedio mensual				
	Coliformes fecales (NMP/100ml)	Huevos de helminto (#/l)	Grasa y aceites (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	SST (mg/l)
Servicios al público con contacto directo	240	≤ 1	15	20	20
Servicios al público con contacto indirecto u ocasional	1,000	≤ 5	15	30	30

5. La materia flotante debe estar ausente en el agua residual tratada.
6. No deberá contener concentraciones de metales pesados y cianuros mayores a los límites máximos establecidos en la columna correspondiente a embalses naturales y artificiales con uso de suelo agrícola de la NOM-001-ECOL-1996 (Cuadro 4.2)

⁵ La numeración que tienen los cuadros en este resumen no corresponde a aquella con la que se publicaron en el Diario Oficial de la Federación.

- 7 Las entidades responsables del tratamiento de las aguas residuales que se reúsen en servicios al público, tienen la obligación de realizar el monitoreo de las aguas tratadas y conservar, por lo menos durante los últimos tres años, los registros correspondientes.

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas

La sección del ingeniero Walter Clause en una revista técnica para operadores de sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado no podrá publicarse por estar él enfermo, a menos que alguien conteste la correspondencia. ¿Podrías contestar las preguntas de los lectores citando las leyes y normas aplicables?

Esos ecologistas...

Unos ecologistas revoltosos de por acá nos estaban muele y muele con que no descargáramos las aguas de la torre de enfriamiento de nuestra planta de generación de energía eléctrica en el Río Necio, que porque se morían los peces. Yo digo que al contrario porque el agua estaba más caliente. Las características del agua de enfriamiento y del río son las siguientes:

Parámetro	Río Necio	Agua de enfriamiento
Gasto	18 m ³ /s	40 m ³ /min
Temperatura o C	15	28
SDT (mg/l)	125	2520
Cromo (mg/l)	0	1.3

Para callar a los revoltosos, perforamos un pozo en los terrenos de la planta y ahora estamos inyectando el agua. Les pasó el chisme al costo para los que tengan este problema.

Jesús Meampare

DAR O NO DAR, HE AHI EL DILEMA

Nuestra planta de tratamiento de aguas residuales descarga su efluente en el Río Manso. Las características del agua descargada y del río son las siguientes:

Parámetro	Efluente	Río Manso
Gasto	8640 m ³ /d	1.2 m ³ /s
DBO 5	25 mg/l	2.4 mg/l
N amoniacal	7 mg/l	9 mg/l
N nitratos	10 mg/l	3 mg/l
Cloruros	15 mg/l	6.0 mg/l

Un grupo de agricultores que tienen unas tierras de pequeña propiedad nos están pidiendo el agua para el riego. ¿Será bueno darles esa agua?

Agripino Mejía

Hombre precavido vale...

Están haciendo una auditoría ambiental en mi empresa y el auditor me pide los registros de monitoreo de la descarga de aguas residuales. Como ya no cabían en el archivero tiré los registros más viejos, y dice que voy a tener problemas. ¿Verdad que los registros viejos ya no se necesitan?

Tarsisio H.

¡Fue horrible, fue horrible!

Unos inspectores de la CNA revisaron los resultados de laboratorio de varias muestras de agua residual de nuestra empresa y dicen que no cumplimos con la norma porque se tiene mayor concentración de cadmio que el límite máximo permisible. Descargamos a un Río con uso del agua en riego agrícola. El promedio mensual de cadmio es de 0.6 mg/l. Lo curioso es que no empleamos cadmio en nuestros procesos, se lo juro por esta. Aconséjeme por favor.

Segis Mundo

Ing. WC.

El laboratorio me está cobrando una fortuna en hacer la determinación de parámetros de la NOM-001 y hay constituyentes que nunca trae el agua residual de mi empresa. ¿Qué debo hacer?

¡Faltaba más...!

En nuestro municipio se vino a instalar una fábrica de productos lácteos, que descarga sus aguas residuales en el alcantarillado municipal. Fuimos a hacer una inspección, pero no pasamos de la puerta porque el gerente dice que ellos ya hicieron todos los trámites con la CNA y que nosotros no tenemos vela en el entierro. A nosotros, como Organismo Operador del sistema nos preocupa porque todavía ni acabamos de pagarlo, y si se instalan otras industrias que va a pasar. Cualquier consejo será muy útil.

Hipólito Pérez
(Técnico)

Capítulo 4

Efectos de la descarga de aguas residuales en ríos

La calidad del agua de lagos y ríos influye fundamentalmente en su uso. Actividades tales como pesca o natación tienen entre sí diferentes requerimientos de calidad del agua, mientras que la de las fuentes de suministro para consumo humano debe ser aún mejor. En muchos países del mundo, México entre ellos, la descarga de contaminantes generados por las actividades humanas han degradado seriamente la calidad del agua, al grado de haber convertido corrientes prístinas en canales de aguas residuales con unas cuantas formas de vida y muy pocos usos benéficos.

Para saber qué cantidad de desecho puede ser tolerado (el término técnico es *asimilado*) por un cuerpo de agua, es preciso conocer el tipo de contaminantes descargados y la manera como éstos afectan la calidad del agua. También debe estudiarse cómo afectan la calidad del agua factores naturales como la herencia mineral de la cuenca, la topografía y el clima de la región.

Al comprender el impacto causado por los contaminantes en la calidad del agua, el ingeniero civil podrá entonces diseñar adecuadamente las obras de tratamiento para reducir esos contaminantes a un nivel aceptable.

En el Capítulo 3 se describieron los principales tipos de contaminantes presentes en las aguas residuales. Algunos de ellos, particularmente los desechos demandantes de oxígeno y los nutrientes, son tan comunes y causan un impacto tan severo en casi todos los tipos de ríos, que merecen ser tratados con atención especial. Esto no significa que dichos contaminantes sean siempre los más significativos en cualquier río, sino que ningún otro contaminante tiene tanto efecto en los ríos de nuestro país. Por estas razones, el presente capítulo se dedica a describir cómo afectan la calidad del agua de los ríos los desechos demandantes de oxígeno y los nutrientes.

4.1 Efectos de los desechos demandantes de oxígeno en los ríos

El lugar lógico para la evacuación de las aguas residuales de una comunidad es un cuerpo natural de agua. Esta forma de desagüe, denominada *evacuación por dilución*, ha sido empleada por muchos municipios, con poco o ningún tratamiento. El proceso natural denominado

autodepuración ha evitado problemas en muchos casos, pero la industrialización y la demografía urbana siempre crecientes, acompañadas de un retraso en la construcción de plantas de tratamiento, han llevado a una contaminación severa de las aguas de la mayor parte del país. Los resultados de esta contaminación son:

- a. Los microorganismos patógenos de las aguas residuales convierten las aguas naturales en las que desaguan en inseguras como fuentes de suministro, para el recreo y para los criaderos de ostras y mariscos.
- b. La descomposición de la materia orgánica inestable despojará al agua de su oxígeno, y por lo tanto de peces, porque morirán.
- c. También los ácidos, aceites, y otros materiales tóxicos exterminarán a los peces y cualquier otra vida acuática o harán que resulten incomedibles.
- d. La putrefacción de las materias orgánicas producirá olores y condiciones desagradables, quizá hasta el extremo de afectar adversamente las propiedades del agua.

En una corriente superficial normal se produce un ciclo, que lleva a un equilibrio entre la vida animal y vegetal, y que indica asimismo la interdependencia de los distintos grupos de organismos. Cuando la materia orgánica muerta, en forma de proteínas e hidratos de carbono, penetra en una corriente, las bacterias actúan sobre ella. Las proteínas son degradadas hasta compuestos sencillos, como el amoníaco y los nitratos. Otras bacterias oxidan los compuestos sulfurados a sulfatos, los cuales juntamente con los nitratos, son utilizados por las plantas verdes. Los hongos (*fungi*) descomponen los compuestos celulósicos a carbohidratos más simples y éstos, a su vez, son empleados por ciertas bacterias con desprendimiento de anhídrido carbónico. Las algas, por la fotosíntesis, producen con los anteriores productos finales, hidratos de carbono y oxígeno libre, que son usados como alimentos y para la respiración por los animales, incluyendo los protozoos, los crustáceos, los insectos, los gusanos y los peces. Los distintos grupos de animales mantienen la proporción de bacterias, hongos y algas al alimentarse con ellos. Los animales también se comen entre sí, prevaleciendo los mayores sobre los pequeños; algunos de los animales se alimentan de detritus, reduciéndolos hasta una forma de material más apropiada para la acción bacteriana.

La contaminación de una corriente por residuos industriales o domésticos en cantidades excesivas, rompe el ciclo. La excesiva contaminación introduce generalmente demasiada materia orgánica inestable en la corriente, por lo que se refiere a la normalidad del mecanismo equilibrado de los organismos, del suministro de oxígeno y de la luz solar. La consecuencia es que algunos organismos, especialmente aquellos que proliferan en condiciones anaerobias, se reproducen en forma creciente, con los consiguientes olores y otras molestias; sin embargo, aguas abajo, a una distancia que depende de la cantidad de contaminación, en función de la velocidad y condiciones de la corriente, se restablece el ciclo normal. Esta restauración es lo que se denomina *autodepuración*. Ciertos residuos industriales son tóxicos para los organismos e impiden con su presencia el normal desarrollo del ciclo, y la recuperación del mismo no se restablecerá hasta que el material venenoso se haya disipado por dilución o por otros medios. Cuando se produce una excesiva contaminación orgánica, como es el caso de una gran cantidad de aguas residuales, pueden observarse zonas de contaminación y recuperación bastante bien definidas; cada una de ellas se caracteriza por condiciones físicas, químicas y biológicas, que pueden ser comprobadas por los observadores o investigadores avezados. Estas zonas son:

Zona de degradación. Esta zona se establece por debajo de la salida de la alcantarilla y quedará manifiesta porque el agua empieza a enturbiarse y oscurecerse. Habrá descomposición de las materias sólidas, como los lodos del fondo, y se producirá la descomposición anaerobia. Como se observa en la Figura 4.1, se experimentará una progresiva reducción del oxígeno disuelto como resultado de la DBO, así como la presencia de anhídrido carbónico y amoníaco. Las formas de vida más elevadas, especialmente los peces, morirán o se alejarán de la zona y los hongos se hallarán presentes, pudiendo llegar a hacerse ostensibles en masas blancas o grisáceas sobre las raíces y palos sumergidos. En la porción más baja de esta zona, los hongos darán paso a las bacterias. En los depósitos de lodo aparecerán pequeños gusanos rojos que ingieren el lodo y lo excretan en una forma tal que los otros organismos puedan actuar más fácilmente sobre él.

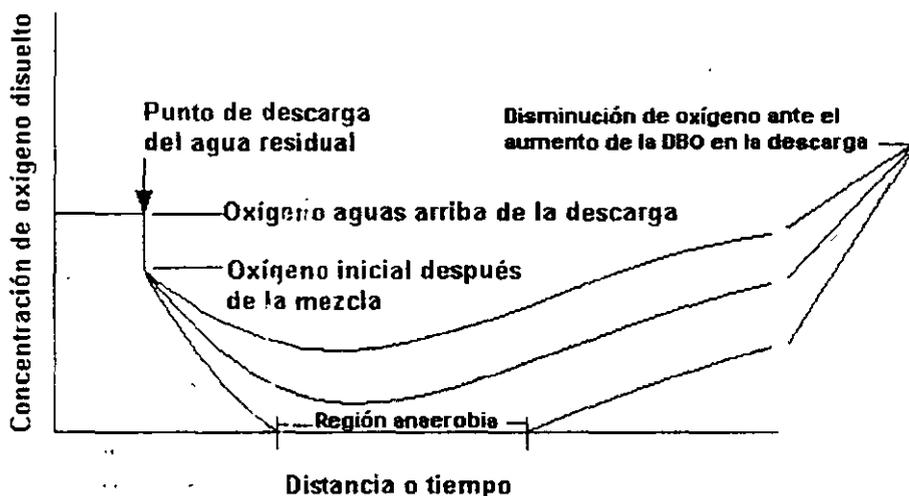


Figura 4.1. Impacto ocasionado por el aumento de la DBO y de los sólidos sedimentables en una corriente con capacidad de asimilación limitada.

Zona de descomposición activa. Esta zona, muy marcada en caso de contaminación severa, se caracteriza por la ausencia de oxígeno disuelto y por la descomposición anaerobia. Como resultado de la descomposición y de los lodos, pueden aparecer burbujas de gas liberado y las masas de lodo pueden llegar a alcanzar la superficie, formando una espuma negra; el anhídrido carbónico y el amoníaco aumentan. El agua será grisácea o negra y se producirán olores de sulfhídrico o de otros compuestos de azufre, malolientes. La vida microscópica estará constituida en su mayor parte por bacterias anaerobias. Los hongos habrán desaparecido en su gran mayoría. Las formas de vida más elevadas se hallarán reducidas a los gusanos propios del lodo, a larvas de abejorros y de otros insectos, como mosquitos y moscas *Psychoda* (en superficies húmedas).

Zona de recuperación. En las otras zonas, una gran parte de la materia orgánica se habrá sedimentado en el fondo donde sufrirá una lenta descomposición anaerobia en el seno de la corriente de agua. Como resultado de ello, la DBO del líquido se desarrollará a una velocidad menor que aquella a que procederá la reaireación en la superficie del agua, y de este modo tiene lugar una recuperación que hace que el agua se vuelva más clara; la proporción del lodo será menor y tendrá una apariencia más granular que en la zona precedente. El anhídrido carbónico y el amoníaco disminuyen; en cambio, el oxígeno disuelto, los nitritos y los nitratos aumentan. El contenido bacteriano tiende a disminuir, puesto que disminuye el suministro de alimentación, y las bacterias presentes son de tipo aerobio. Los hongos reaparecerán sólo hasta cierto punto, así como las algas verdeazuladas y las verdes propiamente dichas. Éstas ayudan a la reaireación mediante el consumo de nitratos y de anhídrido carbónico y la consiguiente liberación de oxígeno, que ayuda a una ulterior satisfacción de la DBO. En la porción más baja se hallarán también

presentes las diatomeas y aparecerán asimismo los protozoos, los rotíferos y los crustáceos. Aparecerán igualmente las plantas acuáticas mayores y los peces más resistentes a la contaminación, como el barbo y la carpa, encontrarán alimento entre los gusanos y las insectos del fondo.

Zona de aguas claras. Aquí la corriente habrá recuperado la apariencia de las aguas naturales. Tendrá el plancton normal de las aguas limpias. Este plancton, debido al efecto fertilizante de la contaminación previa, puede hallarse en gran cantidad, y su presencia estimulará la abundancia de peces, que serán del tipo menos resistente, incluyendo los de difícil pesca. Se habrá conseguido el "equilibrio del oxígeno", es decir, el oxígeno disuelto en cantidad superior a la DBO, y puede decirse que la recuperación es completa.

Durante el proceso de autodepuración se habrá reducido la cantidad de colibacilos y organismos patógenos debido al hecho de encontrarse en circunstancias desfavorables, así como a la acción de organismos voraces. Es cierto, sin embargo, que sobrevivirán algunos que se hallarán presentes en la zona de aguas claras. Por lo tanto, puede tomarse como una verdad axiomática que el agua, una vez contaminada por los organismos patógenos, no será segura para la bebida a menos que reciba un tratamiento adecuado.

4.2 Factores que intervienen en la autodepuración

Son varias las condiciones de las corrientes que afectan a la autodepuración de modo favorable o adverso: *dilución, corrientes, sedimentación, luz solar y temperatura.*

Dilución. Una gran cantidad de agua, con su oxígeno disuelto, puede evitar la obvia degradación de la corriente y puede incluso preservar las condiciones aerobias. Se puede realizar un cálculo aproximado que indique la dilución necesaria que permita que se halle presente en el agua, en todo momento, alguna cantidad de oxígeno disuelto; la cantidad mínima deseable es de 4 mg/l.

Cuando un agua residual con gasto Q_w , que contiene un constituyente de concentración C_w , se descarga en un cuerpo receptor con gasto Q_r , la cual posee una concentración C_r del mismo constituyente vertido, la concentración C , resultante de la mezcla completa e instantánea de las corrientes, está dada por el siguiente balance de masa:

$$C_r Q_r + C_w Q_w = C(Q_r + Q_w)$$
$$C = \frac{C_r Q_r + C_w Q_w}{Q_r + Q_w} \dots \dots \dots (4.1)$$

Es importante destacar que la ecuación (4.1) se obtuvo suponiendo que las dos corrientes experimentan mezclado completo y que se cumple el principio de conservación de la masa. Esta expresión se puede aplicar a oxígeno disuelto, DBO, sólidos suspendidos, temperatura y otros constituyentes característicos de las aguas residuales

Corrientes. Una mezcla completa de las aguas residuales con las aguas de dilución evita las molestias locales y dispersa la materia orgánica. En aquellos casos en que se presentan remolinos y retrocesos de las aguas se forman bancos de lodo y se presentan olores y otras molestias.

Una corriente viva, especialmente si existen cataratas, acelera la reaireación en la superficie. Puede decirse que reduce el tiempo de recuperación, pero afectará extensiones de río más largas.

La corriente lenta favorece a la sedimentación de los sólidos, y la resultante clarificación y reposo favorece a su vez el crecimiento de las algas y la consiguiente producción de oxígeno. Así pues, una corriente lenta puede necesitar un tiempo más largo de recuperación, pero confina los efectos indeseables a una longitud más corta de su curso.

Sedimentación. Los sólidos gruesos se sedimentan y forman mantos de lodo en los que tiene lugar la descomposición anaerobia. Las corrientes arrastrarán y mezclarán los productos de descomposición con el agua de las capas superiores. Con suficiente dilución, es posible que ésta no quede exenta de oxígeno. El arrastre originado por una avenida puede levantar el lodo finamente dividido y llevarlo aguas abajo, llegando a matar los peces al alojarse en sus agallas.

Luz solar. La luz actúa como desinfectante contra las bacterias patógenas y estimula también el desarrollo de las algas, las cuales producen oxígeno durante el día, ayudando de este modo a la oxidación de la materia inestable. Por la noche quedan inactivas, y por consiguiente el contenido de oxígeno del agua puede ser mucho menor por la mañana temprano que al caer la tarde.

Temperatura. Las bajas temperaturas reducirán e incluso llegarán a detener la actividad de los organismos, de modo que en verano la descomposición tiene lugar de modo mucho más rápido que en invierno. Desgraciadamente, el oxígeno es menos soluble en el agua caliente que en el agua fría, lo cual aún tiende más a hacer del verano la época más crítica en cuanto a molestias.

4.3 Modelo para oxígeno disuelto

Uno de los primeros modelos desarrollados para predecir los efectos de la descarga de material orgánico biodegradable sobre el oxígeno disuelto de un río o corriente de agua, fue formulado por Streeter y Phelps a comienzos de la década de 1920, con base en estudios realizados sobre el río Ohio (Streeter y Phelps, 1925; Phelps, 1944). Este modelo, denominado comúnmente *modelo de disminución de oxígeno*, se ha aplicado en cientos de estudios. En vista de que este modelo se ha aplicado en forma extensiva, es importante comprender su desarrollo y aplicación.

El modelo de Streeter y Phelps predice los cambios en el déficit de oxígeno como una función de la DBO ejercida y de la reaireación de la corriente. Cuando el agua que contiene materia orgánica biodegradable está expuesta al aire, absorbe oxígeno de la atmósfera para reemplazar el oxígeno disuelto que se consume en satisfacer la DBO. Los procesos de desoxigenación y reoxigenación ocurren simultáneamente. Si la velocidad de desoxigenación es más rápida que la velocidad de reoxigenación, se incrementa el déficit de oxígeno. Si el contenido de oxígeno es cero, no se pueden mantener condiciones aerobias y se presentarán condiciones sépticas. El *deficit de oxígeno* es la diferencia entre la concentración de oxígeno en equilibrio (o concentración de saturación) y la concentración real a la temperatura local, es decir

$$D = C_s - C \dots \dots \dots (4.2)$$

Las concentraciones de oxígeno en equilibrio en agua, a nivel del mar, a varias temperaturas y valores de salinidad, se muestran en el Cuadro 4.1; en el Cuadro 4.2 se presentan los factores de corrección de la concentración por altitud.

Cuadro 4.1. Concentraciones de oxígeno disuelto en equilibrio (mg/l) en función de la temperatura y cloruros a nivel del mar

T°c	Concentración de cloruros, mg/l.				
	0	5	10	15	20
0	14.62	13.79	12.97	12.14	11.32
1	14.23	13.41	12.61	11.82	11.03
2	13.84	13.05	12.28	11.52	10.76
3	13.48	12.72	11.98	11.24	10.50
4	13.13	12.41	11.69	10.97	10.25
5	12.80	12.09	11.39	10.70	10.01
6	12.48	11.79	11.12	10.45	9.78
7	12.17	11.51	10.85	10.21	9.57
8	11.87	11.24	10.61	9.98	9.36
9	11.59	10.97	10.36	9.76	9.17
10	11.33	10.73	10.13	9.55	8.98
11	11.08	10.49	9.92	9.35	8.80
12	10.83	10.28	9.72	9.17	8.62
13	10.60	10.05	9.52	8.98	8.46
14	10.37	9.85	9.32	8.80	8.30
15	10.15	9.65	9.14	8.63	8.14
16	9.95	9.46	8.96	8.47	7.99
17	9.74	9.26	8.78	8.30	7.84
18	9.54	9.07	8.62	8.15	7.70
19	9.35	8.89	8.45	8.00	7.56
20	9.17	8.73	8.30	7.86	7.42
21	8.99	8.57	8.14	7.71	7.28
22	8.83	8.42	7.99	7.57	7.14
23	8.68	8.27	7.85	7.43	7.00
24	8.53	8.12	7.71	7.30	6.87
25	8.38	7.96	7.56	7.15	6.74
26	8.22	7.81	7.42	7.02	6.61
27	8.07	7.67	7.28	6.88	6.49
28	7.92	7.53	7.14	6.75	6.37
29	7.77	7.39	7.00	6.62	6.25
30	7.63	7.25	6.86	6.49	6.13

Cuadro 4.2

Factor de corrección para concentraciones de oxígeno disuelto en equilibrio a varias altitudes

Altitud (m)	Presión (mm Hg)	Factor	Altitud (m)	Presión (mm Hg)	Factor	Altitud (m)	Presión (mm Hg)	Factor
0	760	100	900	679	89	1800	608	80
100	750	99	1000	671	88	1900	601	79
200	741	97	1100	663	87	2000	594	78
300	732	96	1200	655	86	2100	587	77
400	723	95	1300	647	85	2200	580	76
500	714	94	1400	639	84	2300	573	75
600	705	93	1500	631	83	2400	566	74
700	696	92	1600	623	82	2500	560	73
800	687	90	1700	615	81			

Tasas de desoxigenación y reoxigenación

La tasa de desoxigenación en cualquier punto de río se asume que es proporcional a la DBO remanente en ese punto; esto es:

$$\text{Tasa de desoxigenación} = -k_1 y \dots \dots \dots (4.3)$$

donde:

k_1 = constante de reacción, en día⁻¹

y = DBO remanente t días después de que los desechos entran al río, en mg/l

$$y = L_0 e^{-k_1 t} \dots \dots \dots (4.4)$$

Sustituyendo la ecuación (4.4) en la (4.3) se tiene:

$$\text{Tasa de desoxigenación} = k_1 L_0 e^{-k_1 t} \dots \dots \dots (4.5)$$

donde L_0 es la DBO última de la mezcla del agua de la corriente y del agua residual en el punto de descarga.

La tasa de reoxigenación es una reacción de primer orden con respecto a la magnitud del déficit de oxígeno D definido por la ecuación (4.2). Esto se expresa como:

$$\text{Tasa de reoxigenación} = k_2 D = k_2 (C_s - C) \dots \dots \dots (4.6)$$

las unidades de todos los términos son mg/l de oxígeno.

La tasa de reoxigenación es mucho más dependiente de las condiciones particulares del río. Una corriente rápida y poco profunda tendrá una constante de reoxigenación mayor que una corriente lenta y profunda; esta constante se puede calcular con la siguiente ecuación, propuesta por O'Connor y Dobbins (1958):

$$k_2 = \frac{3.9v^{0.5}}{H^{1.5}} \dots \dots \dots (4.7)$$

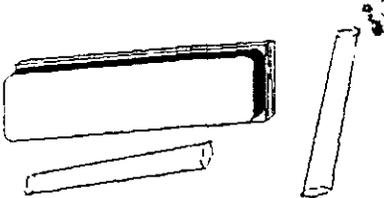
donde:

- k_2 = constante de reoxigenación a 20° C, día⁻¹
- v = velocidad medida de la corriente, m/d
- H = profundidad media de la corriente, m

Los valores obtenidos con la ecuación (4.7) se pueden corregir por efectos de la temperatura con la siguiente ecuación:

$$k = k_{20}(1.024)^{T-20} \dots \dots \dots (4.8)$$

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos

Problema ejemplo 4.1

Una planta de tratamiento de agua residual municipal que sirve a una ciudad de 200,000 habitantes descarga 10 m³/s de efluente tratado con una DBO última de 50.0 mg/l en una corriente que tiene un gasto de 8 m³/s y una DBO última de 6mg/l. La constante de reacción es de 0.20 día⁻¹. Asumiendo mezclado completo e instantáneo, estime la DBO última del río justo después de la descarga. Si la corriente fluye a una velocidad fija de 30 m/s estime la DBO remanente de la corriente a 30 km aguas abajo.

Solución

Empleando la ecuación (4.1) para obtener la DBO última de la mezcla, adopta la forma

$$L_0 = \frac{Q_w L_w + Q_r L_r}{Q_w + Q_r}$$

Sustituyendo

$$L_0 = \frac{(8.7)(6.0) + (1.1)(50)}{8.7 + 1.1} = 10.94$$

$$L_o = 10.94 \text{ mg/l}$$

Se sabe que

$$v = \frac{d}{t}$$

$$t = \frac{d}{v} = \frac{300000}{3} = 100000 \text{ s} = 1.157$$

$$t = 1.157 \text{ días}$$

De la ecuación (4.4) se tiene finalmente que

$$y = (10.94)e^{-(0.20)(1.157)} = 8.86$$

$$y = 8.86 \text{ mg/l}$$

Problema ejemplo 4.2

El agua residual del problema ejemplo 4.1 tiene una concentración de oxígeno disuelto de 2.0 mg/l y un gasto de 1.1 m³/s. El río en donde será descargada tiene 8.3 mg/l de oxígeno disuelto, un gasto de 8.7 m³/s y una temperatura de 20° C. Asumiendo mezclado completo e instantáneo, estimar el déficit de oxígeno disuelto inicial de la mezcla de agua residual y del río justo después de la descarga. La zona se encuentra a una altitud próxima al nivel del mar.

Solución

Se tienen los siguientes datos de oxígeno disuelto:

$$O_r = 8.30 \text{ mg/l (oxígeno disuelto en el río)}$$

$$O_d = 2.00 \text{ mg/l (oxígeno disuelto de la descarga)}$$

Aplicando la ecuación (4.1) para determinar el oxígeno de la mezcla (O_m) en el punto de descarga, se tiene

$$O_m = \frac{(8.3)(8.7) + (2.0)(1.1)}{8.7 + 1.1} = 7.59$$

$$O_m = 7.59 \text{ mg/l}$$

En seguida se calcula el déficit inicial de oxígeno disuelto con la ecuación (4.2). La concentración de oxígeno disuelto en equilibrio (oxígeno de saturación) se obtiene del Cuadro 4.1: $O_s = 9.13 \text{ mg/l}$.

$$D_o = 9.13 - 7.59 = 1.54 \text{ mg/l}$$

Cambios en la concentración de oxígeno

Bajo condiciones de estado estable, la velocidad a la cual la concentración de oxígeno cambia con respecto al tiempo y a la distancia, en un tramo de un río, es igual a

$$\frac{dC}{dt} = \text{Tasa de desoxigenación} + \text{Tasa de reoxigenación}$$

o

$$\frac{dC}{dt} = -k_1y + k_2(C_s - C) \dots \dots \dots (4.9)$$

La ecuación (4.9) puede expresarse en términos del déficit de oxígeno, ya que si la ecuación 4.1 se deriva con respecto al tiempo, resulta la ecuación

$$\frac{dD}{dt} = - \frac{dC}{dt}$$

y al reemplazar $-dD/dt$ por dC/dt y D por $(C_s - C)$ en la ecuación (4.9) se obtiene

$$\frac{dD}{dt} = k_1y - k_2D \dots \dots \dots (4.10)$$

Sustituyendo el término de la DBO remanente (y) por su valor (ecuación 4.4) y reordenando:

$$\frac{dD}{dt} + k_2D = k_1L_0e^{-k_1t} \dots \dots \dots (4.11)$$

La cantidad de oxígeno disuelto, en función del tiempo de transporte, se puede obtener a partir de la integración de la ecuación (4.11). Integrando resulta

$$D_t = \frac{k_1L_0}{k_2 - k_1}(e^{-k_1t} - e^{-k_2t}) + D_0e^{-k_2t} \dots \dots \dots (4.12)$$

donde:

- D_t = déficit de oxígeno disuelto en el tiempo t , mg/l
- L_0 = DBO última en el punto de descarga, mg/l
- t = tiempo de transporte, días
- D_0 = déficit inicial de oxígeno disuelto, mg/l
- k_1, k_2 = constantes de reacción y desoxigenación, respectivamente, día⁻¹

Si el déficit de oxígeno disuelto se determina para varios puntos aguas abajo de la descarga y los valores se representan en una gráfica, la curva resultante se denomina curva de disminución de oxígeno. La diferencia entre el oxígeno de saturación y la curva de disminución de oxígeno representa el efecto de reoxigenación, como se observa en la Figura 4.2.

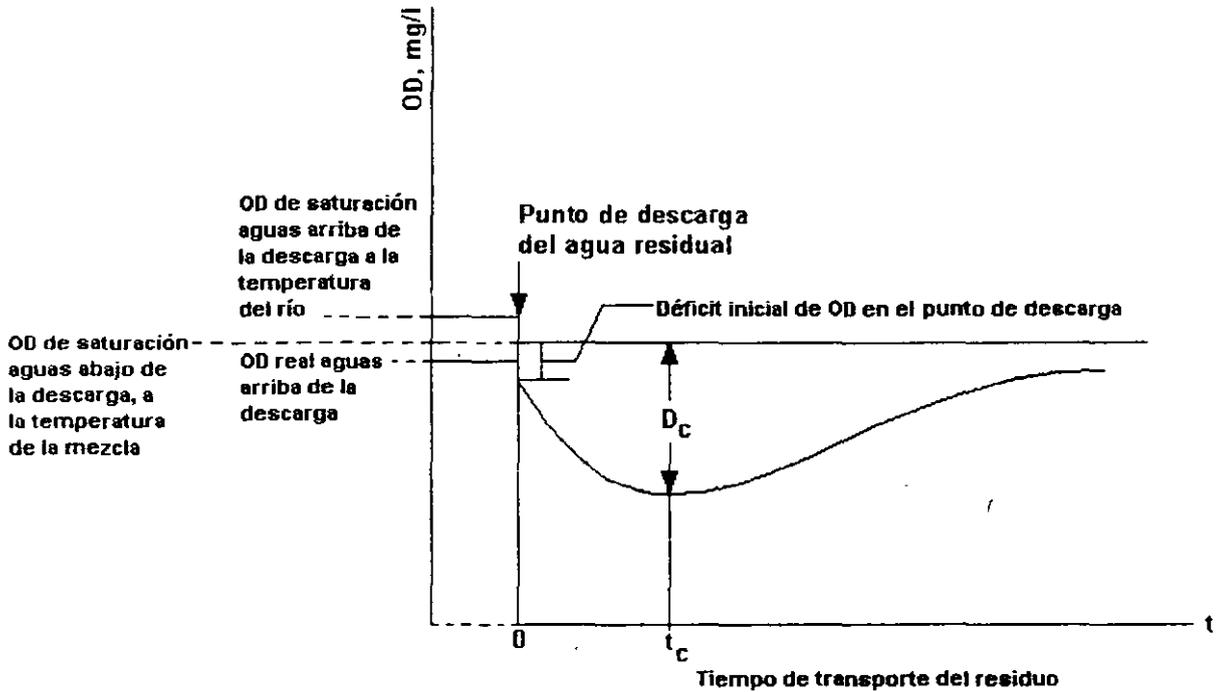


Figura 4.2. Características de la curva de disminución de oxígeno

Después de la descarga, el tiempo en que se presenta el oxígeno mínimo o *tiempo crítico* (t_c) se puede obtener derivando la ecuación 4.12 e igualando a cero:

$$t_c = \frac{1}{k_2 - k_1} \ln\left(\frac{k_2}{k_1} \left(1 - \frac{D_0(k_2 - k_1)}{k_1 L}\right)\right) \dots \dots \dots (4.13)$$

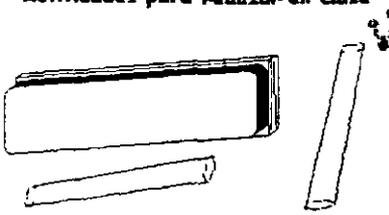
El déficit crítico de oxígeno será:

$$D_c = \frac{k_1 L_0}{k_2} e^{-k_1 t} \dots \dots \dots (4.14)$$

El modelo de disminución de oxígeno permite estimar el grado de tratamiento que requiere un agua residual, como se ilustra en el problema ejemplo 4.4. También puede calcularse la dilución necesaria para mantener una concentración determinada de oxígeno disuelto en la corriente. El análisis de la disminución de oxígeno es la herramienta de que dispone la Comisión Nacional del Agua para cumplir con su atribución de expedir las *Declaratorias de Clasificación de los Cuerpos de Aguas Nacionales* (ver Capítulo 3), ya que el modelo permite estimar la capacidad de asimilación de un río, es decir, la cantidad de residuo que puede descargarse sin provocar efectos perjudiciales sobre la biota o la calidad del agua de la corriente.

Es importante anotar que el modelo de disminución de oxígeno no considera los efectos causados por los procesos de fotosíntesis y respiración, que también están presentes.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos

Problema ejemplo 4.3

Justo en el punto donde una descarga continua de aguas residuales se mezcla con un río, la DBO última es de 10 mg/l y el oxígeno disuelto es de 7.6 mg/l. La mezcla del agua residual y el río tiene una temperatura de 20°C, una constante de reacción de 0.20 día⁻¹, una velocidad media del flujo de 0.30 m/s y una profundidad de 3.0 m.

- Determine el tiempo y la distancia aguas abajo de la corriente a la cual el déficit de oxígeno es máximo.
- Determine el mínimo valor de oxígeno disuelto.

Solución

Se obtiene la constante de reoxigenación (k_2) con la ecuación (4.7)

$$k_2 = \frac{3.9(0.3)^{1/2}}{3^{1/2}}$$

$$k_2 = 0.41 \text{ día}^{-1}$$

Empleando la ecuación (4.2), se obtiene el déficit inicial

$$D_o = O_s - O_m = 9.1 - 7.6 = 1.5 \text{ mg/l}$$

Se calcula el tiempo crítico con la ecuación (4.13)

$$t_c = \frac{1}{0.41 - 0.20} \ln\left(\frac{0.41}{0.20} \left(1 - \frac{1.5(0.41 - 0.20)}{(0.20)(10)}\right)\right) = 2.6$$

$$t_c = 2.6 \text{ día}$$

Se obtiene la distancia crítica x_c a partir de la velocidad de flujo

$$v = (0.3 \text{ m/s})(84,600 \text{ s/día}) = 25,920 \text{ m/d}$$

$$x_c = (t_c)(v) = (2.6)(25,920) = 67,392 \text{ m}$$

Con el valor del tiempo crítico t_c se obtiene el déficit máximo con la ecuación (4.12)

$$D = \frac{(0.20)(10)}{0.41 - 0.20} (e^{-(0.2)(2.6)} - e^{-(0.41)(2.6)}) + 1.5e^{-(0.41)(2.6)} = 2.89$$

$$D = 2.89 \text{ mg/l}$$

Finalmente, con el déficit máximo y el oxígeno de saturación se obtiene el oxígeno mínimo

$$OD_{\text{mínimo}} = O_s - D = 9.1 - 2.89 = 6.21 \text{ mg/l}$$

Problema ejemplo 4.4

Una población vierte 1000 m³/día de aguas residuales en un río. El gasto de estiaje de la corriente, definido sobre medidas realizadas durante siete días consecutivos en una serie de diez años, es de 5.74 m³/min. La temperatura máxima del agua es de 30°C y se presenta cuando el gasto del río es el mínimo. Aguas arriba del punto de descarga, la DBO₅ del agua de la corriente es de 5 mg/l. Los valores de k_1 y k_2 , a 20°C, son 0.23 y 0.46 día⁻¹, respectivamente. Determinar la DBO que deberá tener el efluente de la planta de tratamiento para que la concentración de oxígeno disuelto no sea inferior a 4 mg/l en las condiciones de gasto expresadas.

Solución

El problema se resuelve por aproximaciones sucesivas, suponiendo valores de L_0 y calculando los t_c y D_c correspondientes, hasta obtener un valor de D_c igual al especificado.

Suponiendo que la región de estudio se encuentra a una altitud cercana al nivel medio del mar, para la temperatura máxima (30°C), la concentración de saturación de oxígeno disuelto es de 7.63 mg/l (del Cuadro 4.1). Dado que el agua del río tiene una DBO₅ de 5 mg/l, no parece probable que se encuentre saturada de oxígeno. Se supondrá que el agua tiene una concentración de oxígeno igual al 80% de saturación, es decir: $0.8 \times 7.63 = 6.10$ mg/l. Se supondrá también que el efluente de la planta de tratamiento secundario tendrá una concentración de oxígeno disuelto de 2.0 mg/l.

Empleando la ecuación (4.1), la concentración de oxígeno disuelto de la mezcla será:

$$O_m = \frac{6.10(8265.6) + 2(1000)}{9265.6} = 5.66 \text{ mg/l}$$

El déficit inicial D_0 se obtiene con la ecuación (4.2)

$$D_0 = C_s - C = 7.63 - 5.66 = 1.97 \text{ mg/l}$$

A $T = 30^\circ\text{C}$, k_1 y k_2 tienen los valores siguientes

$$k_1 = 0.23(1.047)^{10} = 0.364 \text{ día}^{-1}$$

$$k_2 = 0.46(1.025)^{10} = 0.589 \text{ día}^{-1}$$

Sustituyendo en la ecuación (4.12)

$$D_c = 1.618 L_0 (e^{-0.364 t_c} - e^{-0.589 t_c}) + 1.97 e^{-0.589 t_c}$$

$$t_c = 4.444 \ln 1.618 \left[1 - \frac{1.218}{L_0} \right]$$

El máximo valor permisible de D_c , para mantener una concentración mínima de oxígeno disuelto de 4.0 mg/l (ver apartado 4.2 Dilución), es $7.63 - 4 = 3.63$ mg/l. Entonces, se proponen una serie de valores de L_0 y se calculan los t_c y D_c correspondientes, hasta obtener un valor de D_c igual al especificado. Los valores propuestos y los resultados se presentan en el siguiente cuadro.

L_0	t_c	D_c
15	1.76	4.88
10	1.56	3.50
11	1.62	3.77
10.5	1.59	3.64

La DBO última máxima permisible en el río es aproximadamente 10.5 mg/l, que expresada como DBO_5 es

$$DBO_5 = L_0(1 - e^{-k_1 t}) = 10.5(1 - e^{-0.23(5)}) = 7.18 \text{ mg/l}$$

Obsérvese que en el cálculo de la DBO_5 se usó el valor de la constante de reacción a 20°C, y no a 30°C. Por lo tanto, aplicando la ecuación (4.1) se obtiene la DBO_5 del efluente de la planta de tratamiento

$$7.18(Q_s + Q_w) = 5Q_s + DBO_5 Q_w$$

$$DBO_5 = \frac{7.18(9265.6) - 5(8265.6)}{1000} = 25.20 \text{ mg/l}$$

Por lo tanto, la planta de tratamiento debe proyectarse y operarse de manera que produzca un efluente con una DBO_5 de 25 mg/l.

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. Describa brevemente las cuatro zonas de contaminación y recuperación de una corriente sujeta a una descarga de aguas residuales.
2. ¿Por qué es importante poder calcular la concentración mínima de oxígeno disuelto de un río?
3. Dibuje un conjunto de gráficas que muestren la desoxigenación, la reoxigenación y la curva de disminución de oxígeno. Muestre el efecto en el cambio de las tasas de desoxigenación y reoxigenación en la ubicación del punto crítico y la magnitud del déficit de oxígeno crítico.
4. Nombre y describa brevemente los principales procesos físicos que tienen lugar en la *autopurificación* de un río.
5. El efluente de una planta de tratamiento de aguas residuales se descarga continuamente en un

río. Las características del agua del río y de la descarga son las siguientes:

Efluente	Río
Gasto = 8640 m ³ /d	Gasto = 1.2 m ³ /s
DBO ₅ = 25 mg/l	DBO ₅ = 2.1 mg/l
Amoniaco = 7 mg/l	Amoniaco = 0 mg/l
Nitrato = 10 mg/l	Nitrato = 3.0 mg/l
Cloruros = 15 mg/l	Cloruros = 5.0 mg/l

Determine la concentración de cada parámetro después del mezclado.

6. Una planta industrial descarga sus aguas residuales en la red de alcantarillado municipal. Las características del agua residual industrial y municipal son las siguientes:

Agua residual industrial	Agua residual municipal
Gasto = 3500 m ³ /d	Gasto = 17400 m ³ /d
DBO ₅ = 1200 mg/l	DBO ₅ = 210 mg/l
Fosfatos = 140 mg/l	Fosfatos = 2.3 mg/l

Determine la concentración de cada parámetro después del mezclado.

7. Una planta de tratamiento de aguas residuales municipales dispone su efluente en una corriente superficial. Las características del agua del río y del efluente son las siguientes:

Efluente	Río
Gasto = 0.2 m ³ /s	Gasto = 5.0 m ³ /s
Oxígeno disuelto = 1.0 mg/l	Oxígeno disuelto = 8.0 mg/l
Temperatura = 15°C	Temperatura = 20.2°C
DBO ₅ a 20°C = 100 mg/l	DBO ₅ a 20°C = 2.0 mg/l
k ₁ a 20°C = 0.2 d ⁻¹	k ₂ a 20°C = 0.3 d ⁻¹

- a. Determine la concentración de oxígeno disuelto en el río después de dos días de transporte del desecho.

- b. Determine la concentración mínima de oxígeno disuelto en el río como consecuencia de la descarga.

8. Una planta de tratamiento de aguas residuales municipales descarga 18,925 m³/d de efluente tratado en un río. El agua residual tiene una DBO₅ de 30 mg/l con una k₁ de 0.23 0.2 d⁻¹. La temperatura del agua residual es de 27°C y el oxígeno disuelto es de 2.0 mg/l. Antes del punto de descarga, el río tiene un gasto de 0.65 m³/s, DBO₅ de 5 mg/l y tiene una concentración de oxígeno disuelto igual al 90 por ciento de saturación (considérese una región con altitud cercana al nivel del mar). La temperatura del agua del río es de 23°C. Después del mezclado, las aguas del río y efluente fluyen a una velocidad de 0.5 m/s y la constante de reoxigenación es 0.45 d⁻¹.

- a. Determine la concentración de oxígeno disuelto en el río después de dos días de transporte del desecho.

- b. Determine la concentración mínima de oxígeno disuelto y la distancia con respecto al punto

de descarga a la que se presentará dicha concentración.

9. Determine la máxima DBO_5 a $20^\circ C$ que deberá descargar una planta de tratamiento de aguas residuales para que en ningún punto de la corriente receptora la concentración de oxígeno disuelto sea menor de 4 mg/l en el río. Las características del agua del río y del efluente son las siguientes:

Efluente	Río
Gasto = 10000 m ³ /d Oxígeno disuelto = 0 mg/l Temperatura = 21°C k_1 a 20°C = 0.23 d ⁻¹	Gasto = 0.4 m ³ /s Oxígeno disuelto = 90% de saturación (considérese altitud cercana al nivel del mar) Temperatura = 24°C DBO_5 a 20°C = 2.0 mg/l k_2 a 20°C = 0.45 d ⁻¹

Capítulo 5

Terminología empleada en el tratamiento de aguas residuales

La terminología usada en tratamiento de aguas residuales no siempre es clara para el principiante. Los términos operaciones unitarias, procesos unitarios, reactores, sistemas y niveles de tratamiento primario, secundario y terciario, aparecen frecuentemente en la literatura, y su uso no es siempre equivalente en todas las referencias bibliográficas. En este capítulo se discutirán los significados de estos términos, tal como se emplearán en este texto.

Los métodos usados para el tratamiento de aguas residuales municipales se denominan *operaciones unitarias* y *procesos unitarios*. Las operaciones unitarias incluyen remoción de contaminantes por fuerzas físicas, mientras que los procesos unitarios consisten en reacciones biológicas y/o químicas.

El término *reactor* se refiere al depósito o estructura de contención, junto con todos sus accesorios, en el que tiene lugar la operación unitaria o proceso unitario. No obstante que las operaciones y procesos unitarios son fenómenos naturales, pueden ser iniciados, exacerbados, o controlados alterando el ambiente en el reactor. El diseño del reactor es muy importante y requiere un entendimiento completo del proceso unitario u operación unitaria involucrada.

Un *sistema de tratamiento* está compuesto por una combinación de operaciones y procesos unitarios diseñados para reducir ciertos constituyentes del agua residual a un nivel aceptable. Se pueden hacer muchas combinaciones de operaciones y procesos unitarios. No obstante que prácticamente todos los sistemas de tratamiento de aguas residuales son únicos en algunos aspectos, a través de los años ha evolucionado un agrupamiento general de operaciones y procesos unitarios de acuerdo con los contaminantes que constituyen "el blanco" del tratamiento. En el Cuadro 5.1 se listan las operaciones y procesos unitarios usados comúnmente, y están ordenados de acuerdo con su agrupamiento convencional.

En realidad, sólo unos cuantos métodos de tratamiento del agua residual puede considerarse en una categoría

Cuadro 5.1
Operaciones y procesos unitarios utilizados para eliminar la mayoría de contaminantes presentes en el agua residual

CONTAMINANTE		OPERACION UNITARIA, PROCESO UNITARIO, O SISTEMA DE TRATAMIENTO.
Sólidos en suspensión		Sedimentación Desbaste y aireación Variaciones de filtración Flotación Adición de polímeros o reactivos químicos Coagulación sedimentación Sistemas de tratamiento por evacuación al terreno
Materia orgánica biodegradable		Variaciones de lodos activados Película fija: filtros percoladores Película fija: discos biológicos Variaciones de lagunaje Filtración intermitente de arena Sistemas de tratamiento por evacuación al terreno Sistemas fisicoquímicos
Patógenos		Cloración Hipocloración Ozonación Sistemas de tratamiento por evacuación al terreno
Nutrientes	Nitrógeno	Variaciones de sistemas de cultivo suspendido con nitrificación y desnitrificación Variaciones de sistemas de película fija con nitrificación y desnitrificación Arrastre de amoníaco (stripping) Intercambio de iones Cloración en el punto crítico Sistemas de tratamiento por evacuación en el terreno
	Fósforo	Adición de sales metálicas Coagulación y sedimentación con cal Eliminación biológica y química del fósforo Sistemas de tratamiento por evacuación en el terreno
Materia orgánica refractaria		Adsorción en carbón Ozonación terciaria Sistemas de tratamiento por evacuación al terreno
Metales pesados		Precipitación química Intercambio de iones Sistemas de tratamiento por evacuación al terreno
Sólidos inorgánicos disueltos		Intercambio de iones Osmosis inversa Electrodialisis

Fuente: Metcalf & Eddy.

Los sistemas de tratamiento de agua residual se dividen frecuentemente en *subsistemas primario, secundario y terciario*. La figura 5.1 muestra las opciones de tratamiento del agua residual en cada subsistema. El propósito del tratamiento primario es remover materiales sólidos del influente a la planta. Los despojos grandes pueden retirarse mediante rejas o pueden reducirse de tamaño usando dispositivos de molienda o desbaste. Los sólidos inorgánicos se remueven en canales desarenadores, y buena parte de los sólidos suspendidos orgánicos se remueve por sedimentación. Un sistema primario típico, como el mostrado en la Figura 5.2, remueve aproximadamente la mitad de los sólidos suspendidos del influente a la planta. La DBO asociada con estos sólidos es de aproximadamente 30% de la DBO del influente.

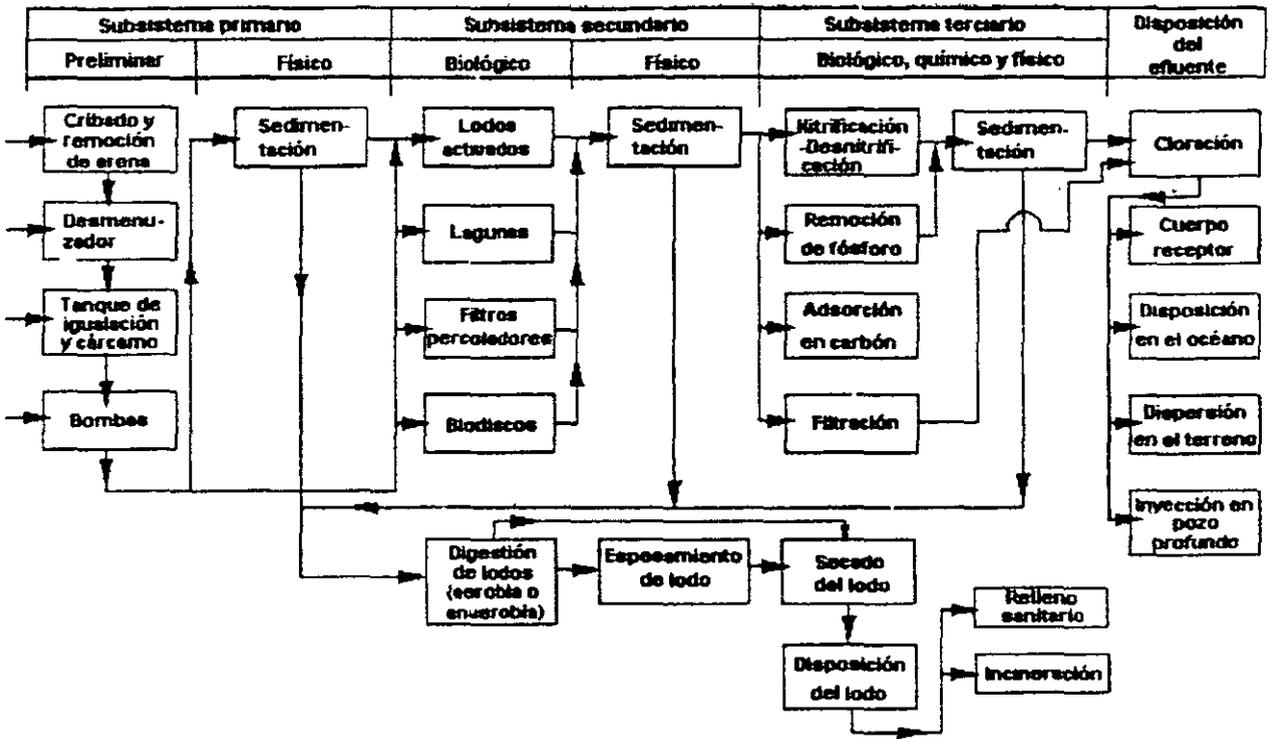


Figura 5.1 Subsistemas de tratamiento de agua residual

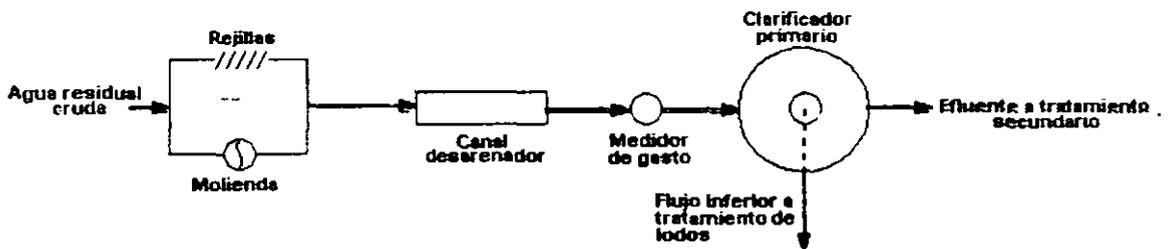


Figura 5.2. Sistema de tratamiento primario típico

El tratamiento secundario consiste generalmente en la conversión biológica de compuestos orgánicos disueltos y coloidales en biomasa, misma que puede ser removida a continuación por sedimentación. El contacto entre microorganismos y compuestos orgánicos se logra suspendiendo la biomasa en el agua residual, o bien haciendo pasar el agua residual sobre una película de biomasa adherida a una superficie sólida.

El sistema de biomasa suspendida más común es el proceso de lodos activados, mostrado en la Figura 5.3a. La recirculación de una porción de la biomasa mantiene una cantidad grande de microorganismos en contacto con el agua residual y acelera el proceso de conversión. El sistema clásico de biomasa adherida es el de filtros percoladores, mostrado en la Figura 5.3b. Se usan piedras u otros medios sólidos para incrementar el área para el crecimiento de biopelícula. La biopelícula madura se desprende de la superficie y es drenada hacia el tanque de sedimentación junto con el flujo inferior del reactor. Parte del efluente puede reciclarse a través del sistema para tratamiento adicional y para mantener un gasto óptimo.

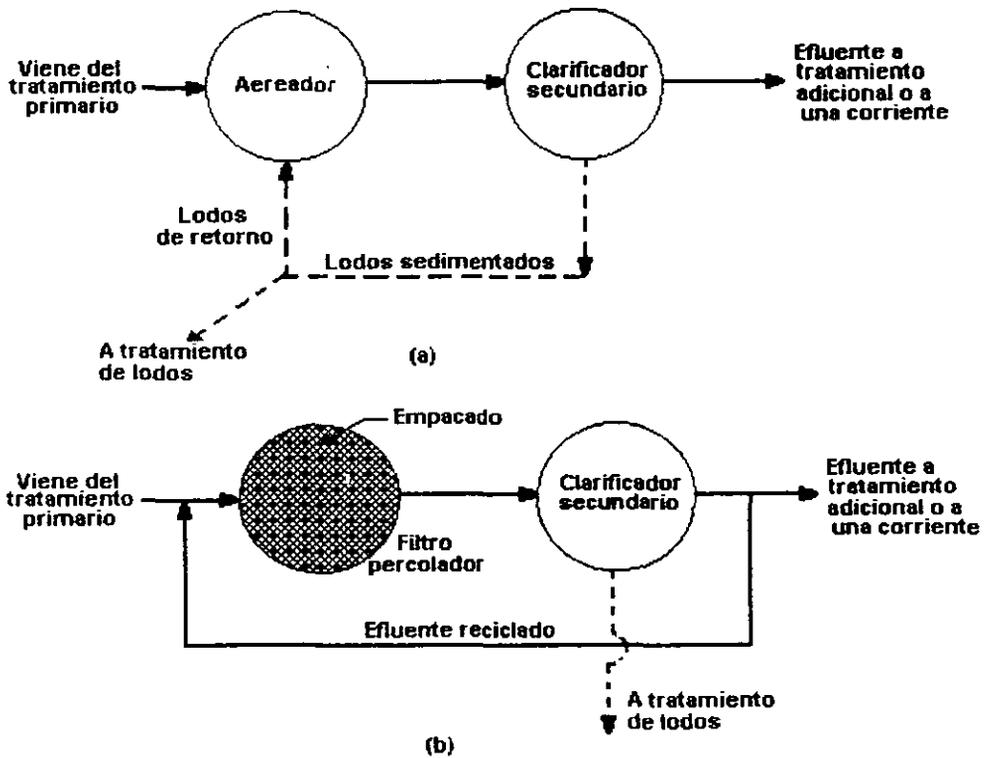


Figura 5.3. Sistema de tratamiento secundario: (a) sistema de lodos activados; y (b) sistema de filtros percoladores.

Los procesos secundarios producen exceso de biomasa que es biodegradable mediante catabolismo endógeno y por otros microorganismos. Es común que los lodos secundarios se combinen con lodos primarios para tratamiento adicional por medio de un proceso biológico anaerobio, como se muestra en la Figura 5.4. Los productos resultantes de este proceso son gaseosos, principalmente metano (CH_4), dióxido de carbono (CO_2) y líquidos y sólidos inertes. La cantidad de metano es significativa y puede usarse para satisfacer parte de los requerimientos energéticos de la planta de tratamiento. La concentración de compuestos orgánicos de los líquidos es grande y se reciclan a través de la planta de tratamiento. También es grande la cantidad de minerales del residuo sólido, por lo que puede usarse como acondicionador de suelos y fertilizante en terrenos agrícolas. Otros métodos de disposición de sólidos son la incineración o su enterramiento en un relleno sanitario.

Algunas veces el tratamiento primario y secundario pueden hacerse conjuntamente, como se ilustra en la Figura 5.5. El estanque de oxidación (Figura 5.5a) se aproxima mucho a los sistemas naturales, ya que el oxígeno es suministrado por las algas a través del proceso de fotosíntesis y también por reaeración superficial. Como es raro que el oxígeno penetre hasta el fondo del estanque, los sólidos que se sedimentan se descomponen por un proceso anaerobio. En el sistema de laguna aireada (Figura 5.5b) el oxígeno es suministrado por aireación mecánica, difundándose en toda su profundidad, por lo que la laguna es aerobia. La descomposición de la biomasa ocurre por catabolismo endógeno aerobio. La pequeña cantidad de lodos en exceso que se produce es retenida en los sedimentos del fondo.

En la mayoría de los casos, es suficiente el tratamiento secundario de las aguas residuales municipales para que el efluente cumpla con las normas oficiales mexicanas. Sin embargo, en

algunos casos puede requerirse tratamiento adicional. El tratamiento terciario considera la remoción adicional de sólidos suspendidos y/o remoción de nutrientes. La remoción de sólidos puede llevarse a cabo mediante filtración, y los compuestos de fósforo y nitrógeno pueden removerse mediante una combinación de procesos físicos, químicos y biológicos.

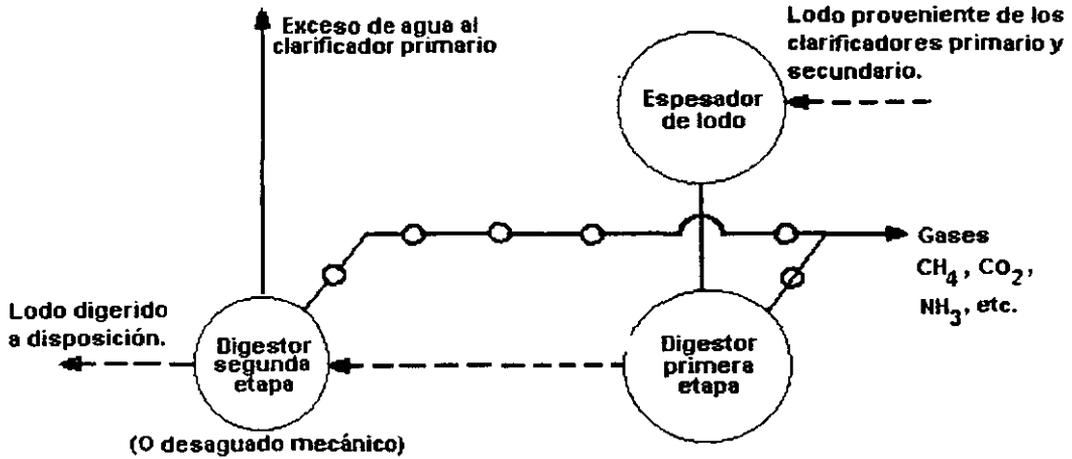


Figura 5.4. Sistema de tratamiento de lodos

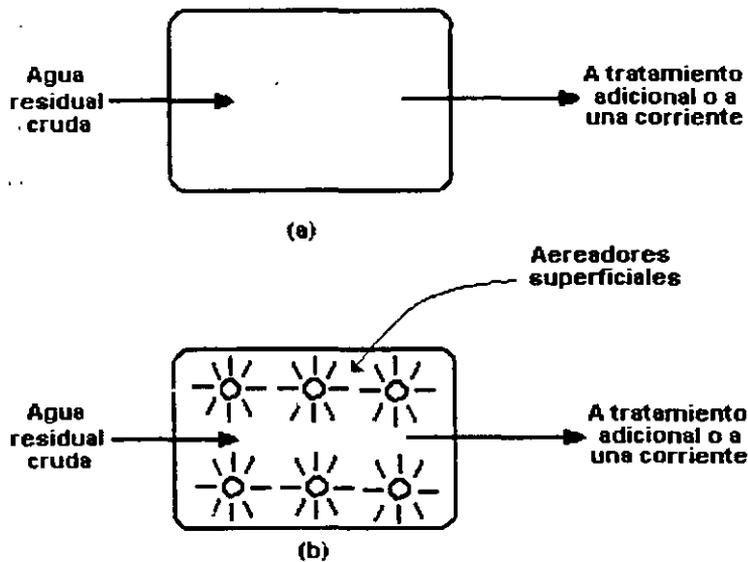


Figura 5 5 Sistema de tratamiento del agua residual primario y secundario en combinación: (a) estanque de oxidación; y (b) laguna aireada.

Una inspección cuidadosa de las Figuras 5.3 a 5.5 puede conducirnos a una observación interesante. Los procesos de *remoción* usados en el tratamiento de agua residual son esencialmente procesos de concentración o espesamiento. Los sólidos suspendidos se remueven como lodos y los sólidos disueltos se convierten en sólidos suspendidos para convertirse a continuación en lodos que pueden retirarse. Hammer establece que el tratamiento primario y

secundario, seguido por espesamiento de lodos, puede concentrar material orgánico representado por 250 mg/l de sólidos suspendidos y 200 mg/l de DBO en 375 l de agua residual municipal (contribución promedio per cápita) a 2 litros de lodo con una concentración de 50 000 mg/l de sólidos. La mayor parte del material objetable inicialmente en el agua residual se concentra en los lodos y debe disponerse en un ambiente seguro, de manera aceptable. Vesilind hace notar que la mayoría de las erogaciones económicas, esfuerzos y problemas del tratamiento y disposición del agua residual están asociados con los lodos.

El diseño de los sistemas de tratamiento de aguas residuales es una parte importante del trabajo de la ingeniería ambiental. El entendimiento cabal de las operaciones y procesos unitarios es necesario antes de poder diseñar los reactores. Los siguientes capítulos de este texto están dedicados al estudio de los varios procesos y operaciones unitarias usadas comúnmente en el tratamiento de aguas residuales.

**Capítulo
6**

**Actividades de la ingeniería básica del proyecto
de una planta de tratamiento**

El proyecto de una planta de tratamiento es uno de los productos más importantes de la ingeniería ambiental. Para seleccionar y analizar los diagramas de flujo de los procesos viables se aplica el conocimiento teórico y la experiencia práctica. Esta última es importante en el proyecto y disposición de las instalaciones físicas y en la preparación de planos y especificaciones. Los detalles del análisis de procesos se estudiarán en la Unidad 3. El propósito de este capítulo es describir las actividades de la planeación y diseño de una planta de tratamiento que, en conjunto, se denominan *ingeniería básica* del proyecto. Entre estas actividades, las más importantes son: preparación de diagramas de flujo de procesos, obtención de los datos básicos de diseño, balances de sólidos, líneas piezométricas e implantación.

Una vez que se ha definido la calidad del efluente requerida, el diseño de la planta se realiza de acuerdo con la siguiente secuencia de actividades:

1. Síntesis de alternativas de diagramas de flujo
2. Aforo y muestreo, y pruebas de tratabilidad
3. Selección de criterios de diseño
4. Dimensionamiento de las instalaciones físicas
5. Preparación de balances de sólidos
6. Distribución en el terreno de las instalaciones físicas
7. Preparación de perfiles hidráulicos
8. Elaboración de los planos especificaciones y estimación de los costos

Los términos más utilizados se definen a continuación:

Diagrama de flujo	Datos básicos para el diseño de las instalaciones físicas necesarias	Balance de sólidos	Línea piezométrica	Implantación
Un diagrama de flujo es la representación gráfica de una combinación particular de las operaciones y procesos unitarios utilizados para llevar a cabo los objetivos específicos del tratamiento.	Los criterios de cargas de trabajo (o de proyecto) son los criterios básicos utilizados en el dimensionamiento de las operaciones y procesos unitarios.	El balance de sólidos consiste en la identificación de las cantidades de sólidos que entran y salen de cada operación o proceso unitario.	La línea piezométrica se usa para determinar la cota de la superficie libre del agua residual en su movimiento a través de las diversas unidades del tratamiento.	La implantación es la ordenación espacial de las instalaciones físicas de la planta de tratamiento, definidas en el diagrama de flujo.

6.1 Síntesis de alternativas de diagramas de flujo

Un diagrama de flujo puede definirse como el agrupamiento ordenado y secuencial de operaciones y procesos unitarios con la finalidad de lograr un objetivo específico de tratamiento.

Los diagramas de flujo se elaboran con base en las características de las aguas residuales por tratar, los objetivos del tratamiento y, si están disponibles, los resultados de las pruebas de tratabilidad. Las mejores alternativas de diagramas de flujo se seleccionan después de que éstas han sido evaluadas en términos de su comportamiento, implantación física, requerimientos de energía y costo.

Dependiendo de los constituyentes que deben eliminarse, se puede concebir un número limitado de diferentes diagramas de flujo utilizando las operaciones y procesos unitarios citados en el Capítulo 5 (Cuadro 5.1). Dejando aparte el análisis de la conveniencia de los métodos de tratamiento individuales, la configuración exacta del diagrama de flujo por seleccionar dependerá también de los siguientes factores:

1. La experiencia del proyectista.
2. Los criterios sobre la aplicación de métodos específicos de tratamiento, tanto de la empresa de consultoría a cargo del proyecto, como de los organismos competentes. Entre estos organismos podemos citar a la CNA, FONATUR y organismos operadores de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado.
3. La disponibilidad de proveedores de los equipos necesarios para los métodos específicos de tratamiento.
4. El máximo provecho que puede obtenerse de las instalaciones existentes.
5. Los costos de construcción iniciales.
6. Los costos futuros de operación y mantenimiento.

En la Figura 6.1 se muestra un diagrama de flujo típico de tratamiento de agua residual para lograr los niveles de calidad de tratamiento secundario.

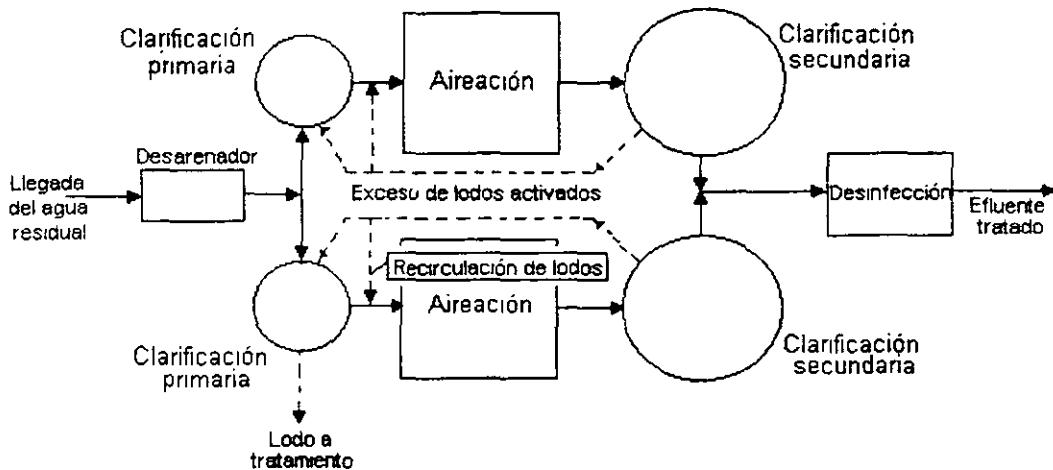


Figura 6.1. Diagrama de flujo de una planta de tratamiento proyectada para obtener los niveles de calidad de tratamiento secundario.

6.2 Aforo, muestreo y pruebas de tratabilidad

Las pruebas de tratabilidad son pruebas a escala que se llevan a cabo en laboratorio y cuyos resultados se emplean para establecer dosis aproximadas de sustancias químicas y para obtener coeficientes cinéticos. El realizar pruebas de tratabilidad tiene los siguientes propósitos:

- 1 Establecer si las operaciones y procesos unitarios son adecuados para el tratamiento del agua residual específica.
- 2 Obtener los datos e información necesaria para el diseño de las operaciones y procesos unitarios.

6.2.1 Importancia del muestreo y medición de gasto

El muestreo y medición del gasto de aguas residuales son dos actividades imprescindibles para el diseño de la planta. El propósito del muestreo es coleccionar una porción de aguas residuales lo suficientemente pequeña en volumen para ser manejada convenientemente en el laboratorio y que, no obstante esto, sea representativa del agua residual que se va a examinar. Debe recogerse en tal forma que no se agregue ni se pierda nada en la porción tomada y que no se produzca ningún cambio durante el tiempo que transcurra desde la recolección hasta su análisis en el laboratorio. Si no se satisfacen estas condiciones, los resultados obtenidos en el laboratorio serán engañosos y de peores consecuencias que la falta de ellos.

No puede especificarse la localización de los puntos de muestreo y la recolección de las muestras para todos los proyectos de plantas de tratamiento. Las condiciones son diferentes para cada caso y hay que adaptar a cada uno el procedimiento a seguir. Sin embargo, se pueden formular las siguientes recomendaciones:

1. La muestra debe tomarse en donde estén bien mezcladas las aguas residuales. Esto se

logra más fácilmente si se localiza el punto de muestreo donde el flujo sea turbulento.

2. Deben excluirse las partículas grandes, considerándose como grandes las que sean mayores de 6 mm.
3. No deben incluirse en el muestreo los sedimentos, crecimientos o material flotante que se haya acumulado en el punto de muestreo.
4. La muestra debe analizarse tan pronto como sea posible. Si se retiene por más de una hora, debe mantenerse fría. La descomposición bacteriana de las aguas residuales continúa en el recipiente de muestra. Después de una hora son apreciables los cambios debido a tal descomposición. El enfriar la muestra retarda mucho la acción bacteriana.
5. Debe procurarse que la recolección de muestras sea lo más fácil posible. Los puntos de muestreo deben ser de fácil acceso, tener el equipo adecuado y proteger al personal de las inclemencias del tiempo, pues mientras más fácil sea la toma de muestras, mejor será su ejecución.

6.2.2 Tipos de muestras

Para definir un programa de muestreo es necesario definir el tipo de muestra a coleccionar. La muestra puede ser *instantánea* o *compuesta*.

Una muestra instantánea consiste en coleccionar todo el volumen a examinar en un mismo tiempo, por lo que representa las características de las aguas residuales solamente para la hora en la que se toma. En general se utilizan cuando las aguas residuales mantienen su gasto y características estables o bien cuando las descargas son intermitentes.

Una muestra compuesta se logra con la colección de aguas residuales en forma continua durante un intervalo de tiempo dado, o bien con la composición de varias muestras instantáneas tomadas a cada cierto tiempo. Esta muestra representa el promedio de las características a medir durante el tiempo que dure su colección. Para definir el tiempo necesario para su colección y hacerla representativa, es necesario conocer el comportamiento cambiante del agua a muestrear. A mayor cambio en el gasto y características de las aguas residuales, menor tiempo transcurrido para coleccionar la muestra compuesta. Lo más recomendable es bombear en forma continua hacia un recipiente con el fin de acumular un volumen mayor que el de la muestra. Una vez cumplido el tiempo se homogeneiza el volumen recolectado y se procede a llenar los envases con muestra para su preservación y transporte.

Advertencias:

Si las muestras no se preservan adecuadamente, se obtendrán resultados que afectarán al diseño o al control de la operación de las plantas.

Si con una muestra instantánea se pretende conocer las características de las aguas residuales y el comportamiento de sus gastos, existe la posibilidad de sobredimensionar o subdimensionar durante el diseño. --

Recomendaciones para muestras compuestas:

1. Si la concentración y el gasto no fluctúan repentinamente, basta con tomar porciones cada hora durante periodos de 12 horas.
2. Si las fluctuaciones son repentinas, pueden requerirse muestras cada media hora o cada cuarto de hora.
3. El periodo de muestreo puede variar para que abarque cuatro, ocho o doce horas, según el personal disponible y el uso que se dé a los resultados.
4. El gasto de aguas residuales debe medirse al tomar cada porción y debe ajustarse el volumen de la porción en la muestra, según el gasto.

Actividades para realizar en el:



Problemas y ejemplos

Problema ejemplo 6.1

Determinar la cantidad requerida de cada muestra instantánea para preparar una muestra compuesta de 3 litros de agua residual. Los datos del aforo se presentan a continuación:

Hora	Caudal l/s	Hora	Caudal l/s	Hora	Caudal l/s
0	16	8	22	16	33
1	15	9	31	17	32
2	12	10	36	18	30
3	11	11	39	19	28
4	10	12	40	20	26
5	11	13	39	21	24
6	14	14	37	22	22
7	19	15	35	23	18

Solución

- 1 Como la cantidad de cada muestra simple es proporcional al gasto instantáneo, se calcula el volumen de muestra necesario por unidad de gasto, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\text{Volumen necesario} = \frac{\text{Volumen total muestra compuesta}}{\text{Caudal promedio} \times \text{no. de muestras}}$$

$$\text{Volumen necesano} = \frac{3000 \text{ ml}}{25 \times 24} = 5 \text{ por cada l/s}$$

- 2 Se calculan los volúmenes individuales de cada muestra multiplicando el resultado anterior por el gasto correspondiente.

Hora	Gasto l/s	ml	Hora	Gasto l/s	ml	Hora	Gasto l/s	ml
0	16	80	8	22	110	16	33	165
1	15	75	9	31	155	17	32	160
2	12	60	10	36	180	18	30	150
3	11	55	11	39	195	19	28	140
4	10	50	12	40	200	20	26	130
5	11	55	13	39	195	21	24	120
6	14	70	14	37	185	22	22	110
7	19	95	15	35	175	23	18	90

*ml de muestra necesarios para 3 l de muestra compuesta

6.3 Selección de criterios de diseño

Después de haber sido planteados uno o más diagramas de flujo, el siguiente paso es la selección de criterios de diseño. Los criterios de diseño se seleccionan con base en la teoría, datos publicados en la literatura, los resultados de las pruebas de tratabilidad y la experiencia del diseñador

1	Datos de proyecto	Gasto medio Gasto máximo extraordinario Carga media diaria de DBO Carga media diaria de SS
2	Criterios de diseño del proceso adoptado	

Por ejemplo, supóngase que el tiempo de retención hidráulica en el tanque desarenador va a ser de 3.5 minutos para el gasto máximo extraordinario. Si el valor de este último es de 1 m³/s, el

volumen correspondiente debería ser de 210 m³. A menudo, los proyectistas aumentan el tamaño para tener en cuenta las condiciones reales de entrada y salida de las unidades, que son distintas de las teóricas o ideales. El diseño de cada operación y proceso unitario exige la adopción de procedimientos similares al descrito.

Dado que la mayoría de las plantas de tratamiento se diseñan para las condiciones previstas en el futuro (de 10 a 25 años), los criterios de diseño deben considerar las condiciones existentes al momento en que las instalaciones entren en servicio y las previstas para el horizonte de planeación. Estas últimas se basan en las estimaciones sobre la población a servir y en los estudios de costo-efectividad, para diversos periodos de diseño.

La Comisión Nacional del Agua recomienda los periodos de diseño que se presentan en el Cuadro 6.1 para los diferentes elementos del sistema de alcantarillado, incluyendo la planta de tratamiento de aguas residuales:

Cuadro 6.1
Periodos de diseño

ELEMENTO	PERIODO DE DISEÑO EN AÑOS
Red de atarjeas	A saturación.
Colector y emisor	De 5 a 20
Planta de tratamiento	De 5 a 10

Fuente: Lineamientos Técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario. CNA 1994, pág. 1-4

La cuantificación del gasto medio de aguas residuales en un tramo de la red se hace en función de la población y de la *aportación* de aguas residuales. Esta aportación se considera como porcentaje de la dotación de agua potable que, a su vez, está en función de los diferentes uso del suelo (comercial, industrial, y habitacional).

La expresión para calcular el valor del gasto medio en zonas habitacionales y condiciones normales, es:

$$Q_{med} = \frac{A(P)}{86,400} \dots\dots\dots(6.1)$$

donde:

- Q_{med} = gasto medio de agua residual, l/s
- A = aportación de aguas residuales, de acuerdo al uso de suelo, l/hab/día
- P = población de proyecto, habitantes
- 86,400 = segundos/día

La expresión que se utiliza para calcular el valor del gasto mínimo es:

$$Q_{min} = 0.5 \times Q_{med} \dots\dots\dots(6.2)$$

donde:

Q_{\min} = gasto mínimo, l/s
 Q_{med} = gasto medio, l/s

La estimación del gasto máximo instantáneo, se hace afectando al gasto medio por le coeficiente de variación máxima instantánea (M), por lo que:

$$Q_{MI} = M (Q_{\text{med}}) \dots \dots \dots (6.3)$$

donde:

Q_{MI} = gasto máximo instantáneo, l/s
 Q_{med} = gasto medio, l/s
M = coeficiente de variación máxima instantánea

Para cuantificar la variación máxima instantánea de las aportaciones, se utiliza la fórmula de Harmon. cuya expresión es:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \dots \dots \dots (6.4)$$

donde:

M = coeficiente de variación instantánea de aguas residuales
P = población servida acumulada hasta el tramo de la tubería considerada, en miles de habitantes

El coeficiente de variación máxima instantánea, o coeficiente de Harmon, se aplica tomando en cuenta las siguientes consideraciones.

- En tramos con una población acumulada menor a los 1,000 habitantes, el coeficiente se considera constante, igual a 3.8.
- Para una población acumulada mayor de 63,450 habitantes, el coeficiente se considera constante, igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue la ley de variación establecida por Harmon. Lo anterior resulta de considerar al alcantarillado como una reflejo de la red de distribución de agua potable, ya que el coeficiente de variación M se equipara con el coeficiente de gasto máximo horario en un sistema de agua potable, cuyo limite inferior es de $1.40 \times 1.55 = 2.17$.

El gasto máximo extraordinario se calcula multiplicando el gasto máximo instantáneo por el coeficiente de seguridad, es decir:

$$Q_{ME} = CS(Q_{MI}) \dots \dots \dots (6.5)$$

donde.

Q_{ME} = gasto máximo extraordinario, l/s
CS = coeficiente de seguridad
 Q_{MI} = gasto máximo instantáneo, l/s

Previendo lo excesos en las aportaciones que puede recibir la red, generalmente por concepto de

aguas pluviales, se considera un coeficiente de seguridad que puede ser igual 1.5. Para nuevos asentamientos, siempre y cuando se garantice que las aportaciones pluviales de los lotes no se conecten a los albañales o las atarjeas del alcantarillado sanitario, el coeficiente de seguridad será igual a 1.0.

6.4 Dimensionamiento de las operaciones y procesos unitarios

Una vez que se han seleccionado los procesos de diseño, el siguiente paso es dimensionar las operaciones y procesos unitarios requeridos, de manera que se puedan determinar las obras necesarias para su implantación. Dependiendo de las restricciones impuestas por el predio, podría ser necesario cambiar de tipo de tanque de circular a rectangular, por ejemplo.

6.5 Balances de sólidos

Después de haber seleccionado los criterios de diseño y de haber diseñado las operaciones y proceso unitarios, se preparan balances de sólidos para cada diagrama de flujo de proceso seleccionado.

Los balances de sólidos deben efectuarse para los gastos medio y punta (gasto máximo extraordinario). La elaboración de un balance de sólidos consiste en determinar las cantidades de sólidos que entran y salen de cada operación o proceso unitario; estos datos son especialmente importantes en el diseño de las instalaciones de procesamiento de lodos.

El balance de sólidos se hace mediante el principio de conservación de la masa; es decir, se calculan las cantidades de sólidos que entran y salen de cada operación o proceso unitario.

6.6 Distribución en el terreno de las instalaciones físicas

Usando la información acerca de las dimensiones de las instalaciones, determinadas sobre la base de los criterios seleccionados, se desarrollan varios planteamientos de arreglo de acuerdo con las restricciones del sitio. En la propuesta de la distribución o arreglo de unidades debe procurarse minimizar la longitud de las tuberías, agrupando juntas las instalaciones relacionadas; también es importante considerar la necesidad de expansión futura.

Entre los factores que deben considerarse en el estudio de implantación de una planta de tratamiento, se pueden citar los siguientes:

1. Geometría de los predios disponibles para la planta de tratamiento
2. Topografía
3. Condiciones del suelo y de las cimentaciones
4. Localización de la alcantarilla del efluente
5. Localización del punto de vertido
6. Accesos para el transporte
7. Tipos de procesos considerados
8. Efectos sobre la longitud de las conducciones entre las unidades de la planta

9. Eficiencia de los procesos
10. Fiabilidad y economía de operación

- 11 Estética
- 12 Impacto ambiental
- 13 Existencia de terreno adicional para ampliación futura de la planta

6.7 Perfiles hidráulicos

Una vez que se han dimensionado preliminarmente las instalaciones e interconexiones de tubería, se elaboran los perfiles hidráulicos para los gastos pico (máximo extraordinario) y medio.

Los perfiles hidráulicos se elaboran con los siguientes propósitos:

1. Asegurar que el gradiente hidráulico es el adecuado para que se desarrolle un flujo por gravedad del agua residual a través de las instalaciones de tratamiento
2. Para establecer las alturas de impulsión requeridas por las bombas, cuando el bombeo sea necesario
3. Para asegurar que las instalaciones de la planta no se verían inundadas o que el agua alcance cotas no previstas durante los periodos de gasto punta

Al trazar una línea piezométrica y representar gráficamente las instalaciones físicas, se utilizan normalmente escalas verticales y horizontales distorsionadas. Los procedimientos específicos varían dependiendo de las condiciones locales. Por ejemplo, si una condición del vertido aguas abajo puede ser un punto de control, algunos proyectistas calculan la línea piezométrica comenzando en el punto de control y procediendo hacia aguas arriba. Otros, por el contrario, prefieren trabajar en el sentido de circulación del agua, comenzando en la cabecera de la planta. Un tercer procedimiento consiste en comenzar partiendo desde el centro, en cada dirección, ajustando las cotas al final de los cálculos.

Los cálculos incluyen la determinación de la pérdida de carga producida en la circulación del agua a través de cada una de las instalaciones físicas del diagrama de flujo del proceso. Por ejemplo, considérese el flujo a través de una reja de desbaste de limpieza mecánica. Si se ha determinado que la máxima pérdida de carga antes de un ciclo de limpieza es de 75 mm, las cotas de superficie del agua, antes y después de la reja, deberían diferir en 75 mm. Generalmente, la pérdida de carga mayor se da en los puntos de control o en los vertedores. Las pérdidas de carga en codos y descargas de las tuberías se calculan utilizando la expresión

$$H_L = K \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (6.6)$$

donde K es una constante empírica y v es la velocidad del agua en la conducción considerada.

6.8 Planos constructivos y especificaciones

El paso final en el proceso de diseño consisten en la elaboración de los planos constructivos, especificaciones y estimaciones de costo.

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. Describa brevemente dos métodos diferentes para coleccionar muestras de agua residual
2. Liste y describa brevemente cuatro requisitos generales para un buen procedimiento de muestreo.
3. Las muestras siguientes se coleccionaron en una descarga de aguas residuales. Determinar los ml de cada muestra para integrar una muestra compuesta de 3 litros.

Número de la muestra	Gasto (m^3/h)
1	250
2	215
3	190
4	165
5	155
6	205
7	290
8	330
9	420
10	510



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
TRATAMIENTO PRIMARIO

**EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003**

Unidad 2

Tratamiento primario

El agua residual contiene una variedad de sólidos de distintas formas, tamaños y densidades. Para removerlos se requiere una combinación de las operaciones unitarias: cribado, desmenuzados y sedimentación. Los elementos de la planta de tratamiento que corresponden al subsistema primario son los siguientes:

1. Emisor de llegada
2. Elementos preparatorios
 - a) Rejillas (o desmenuzador) para separar (o reducir) el material basto
 - b) Desarenadores para separar la arena
 - c) Vertedor, medidor o cañal de aforo
 - d) Tanque de igualación para amortiguar las variaciones de las descargas de aguas residuales con el fin de tratar un gasto uniforme
3. Tanques de sedimentación primaria para separar los sólidos suspendidos

Los emisores son la parte de la red de alcantarillado que conducen el agua residual a la planta de tratamiento, y de ésta al sitio de vertido final. Los emisores se diseñan para operar a gravedad o a presión, decisión que depende de las condiciones particulares de cada proyecto.

El gasto de diseño de los emisores es el gasto máximo extraordinario de proyecto, en el tramo comprendido entre la red y la planta de tratamiento, y el gasto del efluente tratado para el tramo existente entre la planta y el sitio de vertido final.

La parte del emisor que conduce el efluente de agua residual tratada puede ser un canal a cielo abierto, pero la parte del emisor que conduce el influente de agua residual cruda es una tubería, comúnmente de concreto, que sólo se encontrará totalmente inundada durante o inmediatamente después de una precipitación pluvial.

Las operaciones para eliminar los objetos grandes y la arena, junto con la medición del gasto, son denominadas frecuentemente tratamiento preliminar, y son una parte integral del tratamiento primario. En esta Unidad, del capítulo 7 al 11, se describen las operaciones comunes de los sistemas primarios que forman parte de la mayoría de las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Capítulo 7

Cribado o rejillas

Las aguas residuales llegarán por gravedad, conducidas por el emisor, hasta el lugar donde será construida la planta de tratamiento de aguas residuales. Los materiales sólidos y bastos, tales como cáscaras de fruta, harapos, palos, trozos de papel y madera que frecuente e inexplicablemente encuentran su destino en el sistema de alcantarillado, se separan pasando las aguas a través de rejillas, hechas con varillas de hierro paralelas. El propósito fundamental de los dispositivos de cribado es proteger a las bombas y otros equipos electromecánicos y prevenir el atascamiento de válvulas. Por este motivo la primera operación que se lleva a cabo en el influente de agua residual es el cribado.

El emparrillado de las rejillas, que es su estructura funcional, está inclinado con respecto al piso del canal donde se instalan y puede ser de dos tipos generales: de limpieza *manual* y de limpieza *mecánica*.

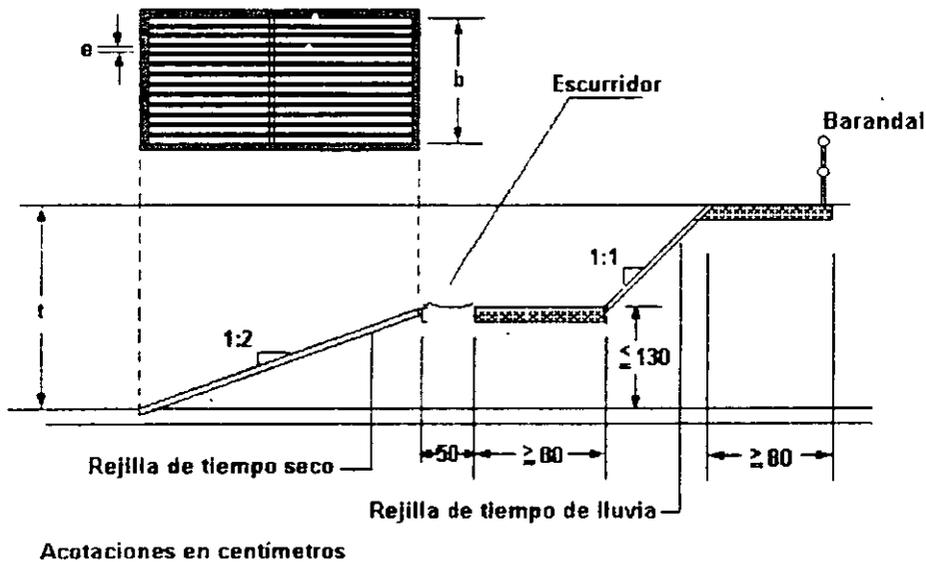


Figura 7.1. Disposición de las rejillas de limpieza manual.

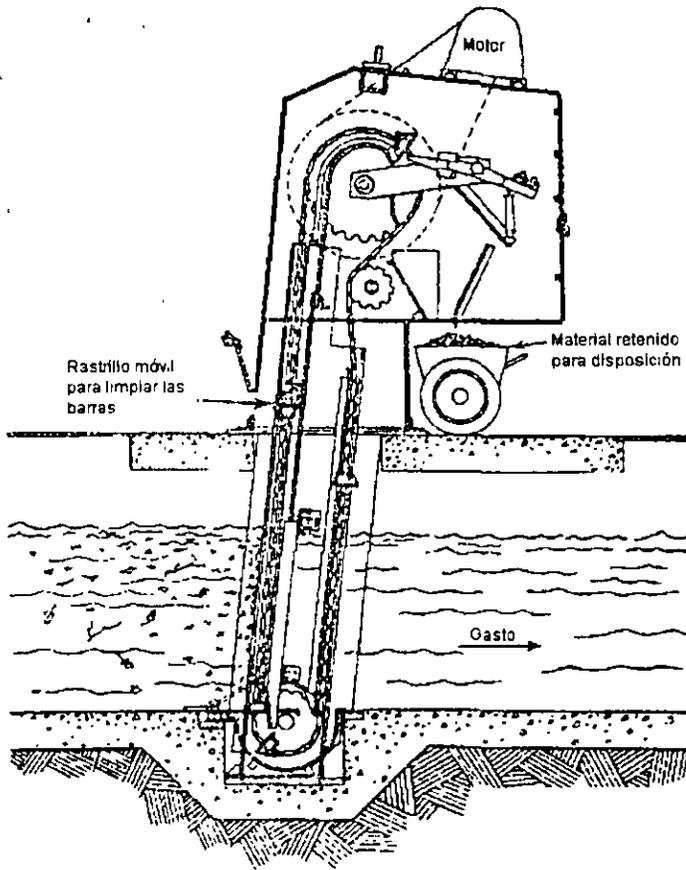
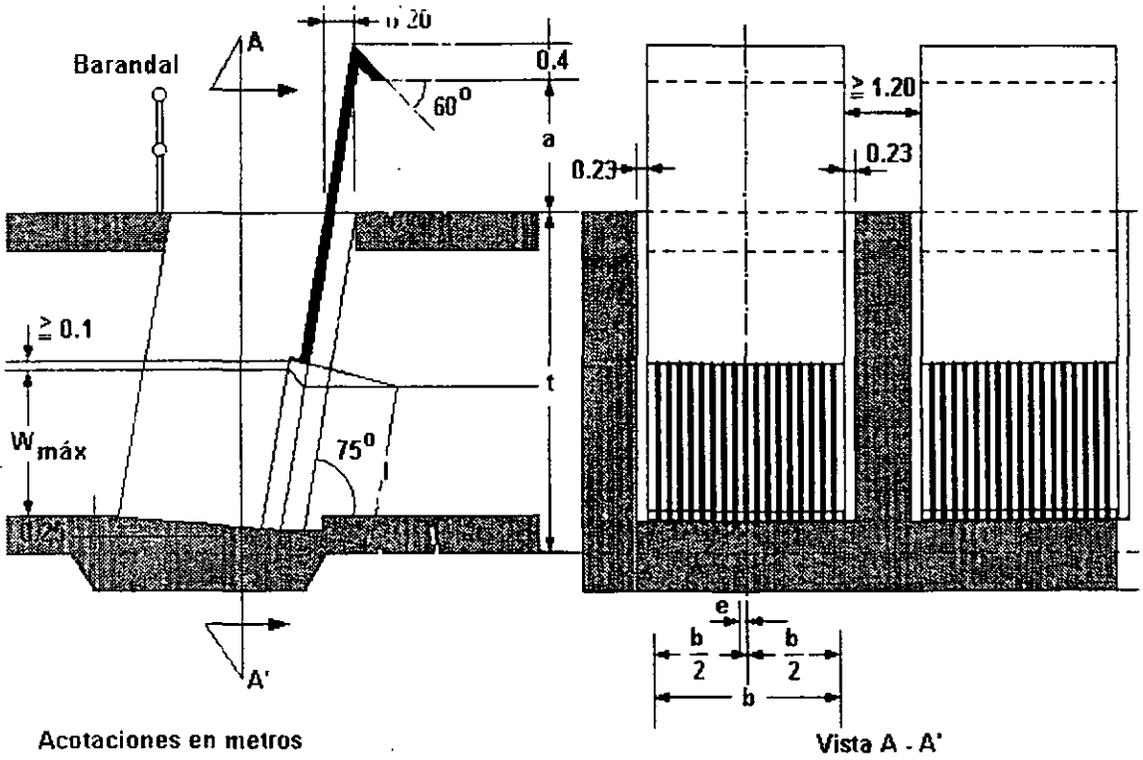


Figura 7.2. Disposición típica de las rejillas de limpieza mecánica.

Se recomienda instalar rejillas de limpieza manual para gastos menores que $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$; cuando el gasto es igual o mayor, es conveniente utilizar rejillas con limpieza mecánica.

La Figura 7.1 muestra la disposición de las rejillas de limpieza manual en un canal y la Figura 7.2 muestra un modelo de rejillas para limpieza mecánica.

En algunas plantas de tratamiento justo después de las rejillas se instala un triturador mecánico llamado *desmenizador*. La Figura 7.3 muestra un desmenizador típico, que consiste en un tambor ranurado giratorio con una hoja cortadora móvil, dispuesto en el canal de llegada de las aguas residuales. El triturador despedaza y troncha sólidos y harapos que pasan a través de las rejillas. Más tarde el material despedazado se remueve del agua residual por sedimentación o flotación.

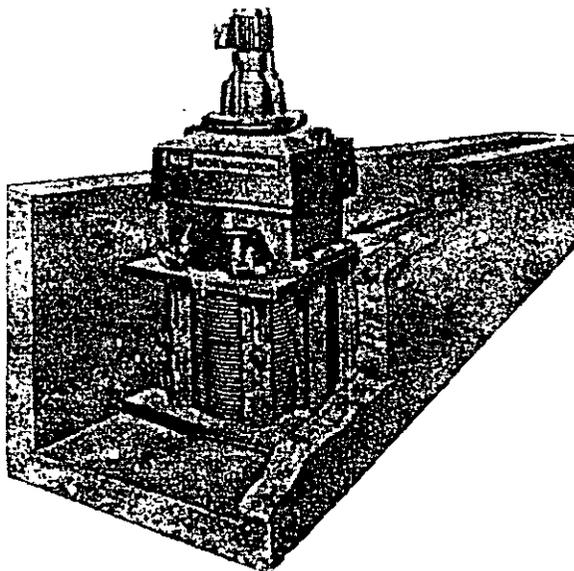


Figura 7.3. Triturador típico (Worthington Pump Division, Dresser Industries, Inc.)

En las plantas de tratamiento pequeñas, generalmente se instalan rejillas de limpieza manual en un canal. Con respecto a la Figura 7.1, la profundidad del canal depende de las condiciones propias de cada proyecto, mientras que para el ancho del canal y separación entre barras pueden considerarse las medidas típicas que se muestran en el Cuadro 7.1.

Cuadro 7.1

Medidas típicas del ancho del canal de rejillas y separación entre barras de limpieza manual

Ancho del canal (b), en cm	40; 50; 60; 80; 100; 125; 160; 180; 200; 225; 250.
Separación entre barras (e), en cm.	2; 3; 4; 5; 6; 8; 10.

Las rejillas de limpieza manual se instalan con una inclinación de 30 a 60° con respecto al plano horizontal, en cambio, las rejillas de limpieza mecánica tienen una inclinación mayor, que va de 60 a 90° .

Las barras de las rejillas, comúnmente rectas, pueden tener una separación grande, de 5 a 10 cm, o pequeña, de 2 a 4 cm.

Al acumularse el material retenido por las barras, se produce un aumento en el nivel del agua en el canal de llegada; las rejillas deben limpiarse cuando se llega al nivel máximo definido. La

acumulación excesiva de material retenido es inconveniente porque ocasiona que las partículas de menor tamaño que la separación entre barras no puedan pasar a través de ellas.

Aunque ordinariamente el flujo en el canal debe ser laminar, se recomienda que el agua tenga una velocidad de al menos 0.5 m/s para detener los materiales que se procura, dejando pasar las partículas pequeñas. Sin embargo, durante la época de lluvia la velocidad se incrementa; en estas condiciones se recomienda que la velocidad máxima sea de 2.0 m/s. Cuando no es posible estar dentro del ámbito de velocidad sugerido debido al ancho requerido, es recomendable diseñar dos canales con la finalidad de dividir el gasto y, en consecuencia, disminuir la velocidad de flujo en tiempo de lluvia.

En el diseño de rejillas se considera el gasto de aguas residuales y los tirantes que se presentan antes y después del emparrillado, los cuales dependen de la cantidad de material retenido, que puede evaluarse mediante el porcentaje del emparrillado que obstaculizan.

7.1 Diseño de rejillas de limpieza manual

Un procedimiento para el diseño de las rejillas es el siguiente:

- 1 Con el gasto de diseño y la velocidad mínima recomendada, calcular el área libre al paso del agua ($A_L = Q/v$).
- 2 Proponer el tirante del agua en el canal (h).
- 3 Calcular la suma de las separaciones entre barras ($b_g = A_L/h$).
4. Proponer las características del emparrillado: espesor (S) y separación entre barras (e).
5. Calcular el ancho del canal, con la expresión

$$b = \left(\frac{b_g}{e} - 1\right) (S + e) + e \dots \dots (7.1)$$

donde:

- b = ancho del canal, mm
- b_g = suma de las separaciones entre barras, mm
- e = separación entre barras, mm
- S = espesor de las barras, mm

- 6 Calcular el número de barras. $n = (b_g/e) - 1$.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos

Problema ejemplo 7.1

Los gastos de agua residual previstos para el diseño de una planta de tratamiento son:

Gasto	Valor (l/s)
Medio	37
Máximo instantáneo	98
Máximo extraordinario	147

Diseñar las obras y dispositivos necesarios para el cribado.

Solución

Se propone la construcción de dos canales con rejillas de limpieza manual, cada uno diseñado con la mitad del gasto máximo instantáneo (49 l/s).

Se consideran las siguientes condiciones de operación:

1. Velocidad mínima del agua en el canal de 0.6 m/s para evitar la sedimentación de sólidos orgánicos.
2. Velocidad máxima del paso del agua entre rejillas de 0.75 m/s, para evitar que los sólidos retenidos sean arrastrados.
3. Inclinación de las rejillas de 60° con respecto a la horizontal.
4. Se proponen las siguientes características del emparrillado: espesor $S = 0.005$ m y separación entre barras $e = 0.025$ m

$$\begin{aligned} Q &= Av \\ 0.0735 &= A \times 0.6 \\ A &= 0.1225 \text{ m}^2 \\ \text{Ancho del canal} &= 0.60 \text{ m (propuesto)} \\ A &= b \times h \\ h &= \frac{0.1225}{0.60} = 0.20 \text{ m} \end{aligned}$$

Cálculo de bg (suma de las separaciones entre barras)

De la ecuación 7.1, se tiene

$$\begin{aligned} 600 &= \left(\frac{bg}{25} - 1\right)(5 + 25) + 25 \\ \frac{600 - 25}{30} &= \left(\frac{bg}{25} - 1\right)(30) \\ bg &= 504 \text{ mm} = 0.504 \text{ m} \\ \text{hipotenusa} &= \frac{0.20}{\text{sen}60} = 0.23 \text{ m} \\ \text{Área libre} &= 0.23 \times 0.54 = 0.116 \text{ m}^2 \\ v &= \frac{Q}{A} = \frac{0.0735}{0.116} = 0.63 \frac{\text{m}}{\text{s}} \end{aligned}$$

El número de barras será

$$n = (b_g/e) - 1$$

$$n = \frac{504}{25} - 1 = 19.16 \therefore n = 19$$

7.2 Pérdida de carga en las rejillas

Las pérdidas de carga a través de las rejillas dependen de la frecuencia con la que se limpian y de la cantidad de material basto que llevan las aguas. El cálculo de la pérdida de carga para una rejilla limpia puede efectuarse por medio de la fórmula siguiente, propuesta por Kirschmer (1926):

$$h = \beta \left(\frac{S}{e}\right)^3 \frac{v^2}{2g} \text{ sen } \delta \dots \dots (7.2)$$

donde:

- h = diferencia de alturas antes y después de las rejillas, m
- S = espesor máximo de las barras, m
- e = separación entre las barras, m
- $v^2/2g$ = carga de velocidad antes de la reja, m
- δ = ángulo de inclinación de las barras
- β = factor dependiente de la forma de las barras

La sección de las barras tiene influencia en el fenómeno que modela la expresión anterior y se considera a través del factor (β), que se puede obtener de la Figura 7.4 para distintas secciones de barras.



Factor de forma de barras para rejillas β

2.42	1.79	1.83	1.035	1.67	0.76	0.92

Figura 7.4. Factores de forma β para secciones usuales de barras de rejillas.

En las plantas de tratamiento grandes la rejilla puede mantenerse limpia gracias al funcionamiento continuo del mecanismo de limpieza, pero para el tamaño común de las plantas, la limpieza se

hace intermitentemente; en este caso se suele admitir una pérdida suplementaria que permita un represado debido a obstrucción de la rejilla y, además, se dispone un rebosadero. Una cantidad aceptable es de 7.5 a 15 cm.

La pérdida de carga puede calcularse aplicando la fórmula siguiente, propuesta por Metcalf y Eddy:

$$h_f = 1.4286 \frac{(v_1^2 - v_2^2)}{2g} \dots \dots (7.3)$$

donde.

- h_f = pérdida de carga, m
- v_1 = velocidad especificada a través de los espacios de la rejilla, m/s
- v_2 = velocidad en el canal aguas arriba de la rejilla, m/s
- g = aceleración de la gravedad, m/s²

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. ¿Cuál es la diferencia entre las rejillas y un triturador?
2. ¿Cuál es el propósito de la remoción de materiales sólidos y bastos?
3. Diseñar un canal para rejilla de barras, a través de la cual pasarán los gastos máximo extraordinario, medio y mínimo siguientes: 424.8, 205.3 y 84.9 litros por segundo. El ancho de las barras será de menor magnitud que las aberturas entre ellas. Se dispondrá de un vertedor proporcional de manera que el tirante del escurrimiento sea proporcional al gasto. Supóngase una inclinación del emparrillado de 30° y barras de 6 mm de ancho.
4. Una reja está inclinada 50° respecto a la horizontal. Las barras de sección circular tienen un diámetro de 2 cm y un espaciamiento de 2.5 cm. Determinése la pérdida de carga cuando las barras están limpias y la velocidad de aproximación del agua sea de 1 m/s.

Capítulo 8

Desarenadores

Los desarenadores se ubican después de las rejillas. Cuando es necesario bombear el influente de agua residual se recomienda localizar el cárcamo a continuación de los desarenadores. El propósito de separar la arena del material orgánico susceptible de putrefacción es evitar depósitos de arena en los tanques de aireación, obstrucción de tuberías, desgaste de rastras en sedimentadores, bombas, etc. El equipo mecánico y electromecánico se desgasta con mayor rapidez debido a la arena. Durante la época de lluvias se arrastra gran cantidad de este material, por lo que es necesario que su diseño considere el manejo eficiente del agua en esta época, ya que es cuando más se requiere de los desarenadores.

Se diseñan para separar del agua partículas minerales de hasta 0.2 mm de diámetro; sin embargo, existen restos de alimentos que tienen diámetro grande, con velocidad de sedimentación semejante a la de la arena, por lo que el material extraído del desarenador contiene partículas orgánicas y debe manejarse adecuadamente para prevenir o atenuar el mal olor.

8.1 Principios fundamentales

La sedimentación puede clasificarse en varios tipos dependiendo de las características y concentraciones de los materiales suspendidos. En este capítulo se estudiará la sedimentación de **partículas discretas**, que son aquellas cuyo tamaño, forma y gravedad específica no cambian con el tiempo.

Sobre una partícula suspendida en agua actúan inicialmente dos fuerzas: la de gravedad y la de flotación.

La fuerza de gravedad se expresa

$$f_g = \rho_p g V_p$$

donde:

ρ_p = densidad de la partícula
 g = constante gravitacional

V_p = volumen de la partícula

De acuerdo con Arquímedes, la fuerza de flotación es

$$f_b = \rho_w g V_p$$

donde ρ_w es la densidad del agua.

Como las fuerzas actúan en dirección opuesta, si $\rho_p = \rho_w$ no existirá fuerza neta, y no ocurrirá aceleración de la partícula en relación con el agua. Sin embargo, si la densidad de la partícula difiere de la del agua, se ejerce una fuerza neta y la partícula se acelera en la dirección de la fuerza

$$f_{neta} = (\rho_p - \rho_w) g V_p$$

Esta fuerza neta se transforma en la fuerza de traslación por aceleración.

Una vez que el movimiento se ha iniciado, aparece una tercera fuerza debido a la fricción viscosa. Esta fuerza, denominada *fuerza de arrastre*, se cuantifica por

$$f_d = C_D A_p \rho_w \frac{v^2}{2}$$

donde:

C_D = coeficiente de arrastre

A_p = área de la sección transversal de la partícula perpendicular a la dirección del movimiento

v = velocidad de la partícula

Debido a que la fuerza de arrastre actúa en dirección opuesta a la fuerza de traslación y se incrementa con el cuadrado de la velocidad, la aceleración ocurre a una tasa decreciente hasta que se alcanza una velocidad estable en un punto en que la fuerza de arrastre iguala a la fuerza de traslación

$$(\rho_p - \rho_w) g V_p = C_D A_p \rho_w \frac{v^2}{2} \dots \dots (8.1)$$

Para partículas esféricas

$$\frac{V_p}{A_p} = \frac{\frac{4}{3}\pi(d/2)^3}{\pi(d/2)^2} = \frac{2}{3}d$$

Sustituyendo en la ecuación (8.1)

$$v_t^2 = \frac{4}{3} g \frac{(\rho_p - \rho_w) d}{C_D \rho_w} \dots \dots (8.2)$$

La ecuación (8.2) es la Ley de Newton, que describe la sedimentación de partículas esféricas discretas, donde:

- v_t = velocidad final de sedimentación, (L/T)
 ρ_p = densidad de la partícula (M/L³)
 ρ_w = densidad del fluido (M/L³)
 g = aceleración de la gravedad (L/T²)
 d = diámetro de la partícula (L)
 C_D = coeficiente de arrastre adimensional

La expresión de C_D cambia con las características de los diferentes regímenes de flujo. Para los flujos laminar, en transición y turbulento, los valores de C_D son:

$$C_D = \frac{24}{N_R} \text{ (laminar) } \dots \dots (8.3)$$

$$C_D = \frac{24}{N_R} + \frac{3}{\sqrt{N_R}} + 0.34 \text{ (en transición) } \dots \dots (8.4)$$

$$C_D = 0.4 \text{ (turbulento) } \dots \dots (8.5)$$

en estas ecuaciones N_R es el número de Reynolds, definido por:

$$N_R = \phi v_t d \frac{\rho_w}{\mu} \dots \dots (8.6)$$

donde.

- ϕ = factor de forma que toma en cuenta el que las partículas no sean esféricas. Para esferas perfectas el valor de ϕ es de 1.0
 μ = es la viscosidad absoluta o dinámica del fluido (M/LT)

La Figura 8.1 muestra la densidad y viscosidad dinámica del agua como una función de su temperatura.

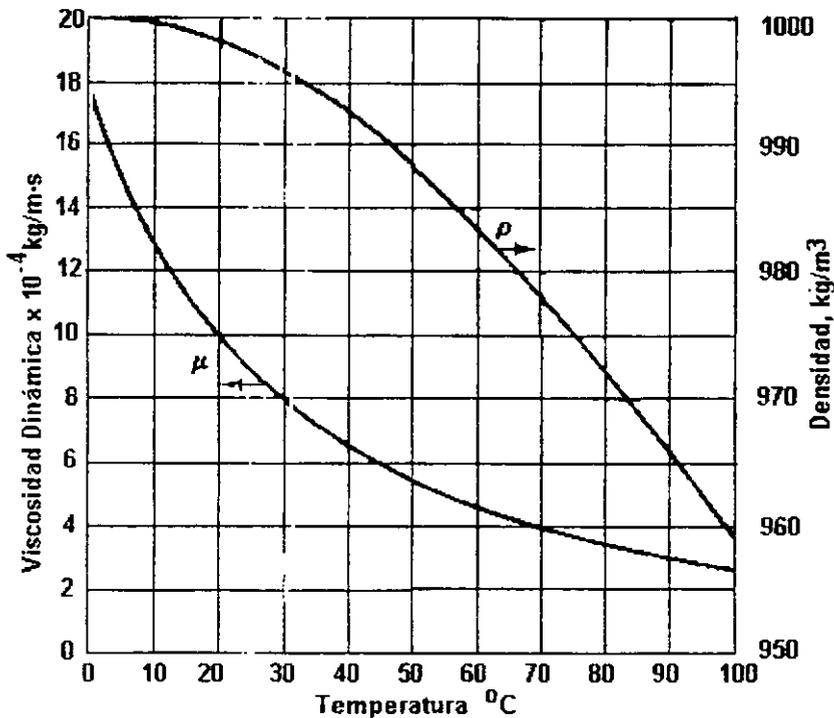


Figura 8.1. Densidad y viscosidad dinámica del agua como una función de la temperatura.

Los números de Reynolds inferiores a 1.0 corresponden a flujo laminar, mientras que valores mayores a 10^4 corresponden a flujo turbulento; los valores intermedios corresponden a flujo en transición.

Para flujo laminar, la sustitución de la expresión (8.6) en la (8.3), da por resultado

$$C_D = \frac{24}{N_R} = \frac{24 \mu}{v_t d \rho_w}$$

que al sustituirse en la ecuación (8.2) resulta

$$v_t = \frac{g}{18 \mu} (\rho_p - \rho_w) d^2 \dots \dots (8.7)$$

que es conocida como ecuación de Stokes.

Es importante destacar que las partículas contenidas en el agua y agua residual no tienen forma esférica. Sin embargo, cuando las velocidades de sedimentación son bajas, el efecto de la forma irregular de las partículas no es importante. La mayoría de los sistemas de sedimentación están proyectados para eliminar partículas de tamaño pequeño y velocidad de sedimentación baja. Las partículas de gran tamaño, las cuales sedimentan a mayores velocidades, serán eliminadas en cualquier caso, sigan o no las leyes de Stokes o Newton.

8.2 Diseño de un tanque desarenador

El diseño de los tanques de sedimentación se basa en el concepto del tanque ideal que se muestra en la Figura 8.2. Toda partícula que entra al tanque tiene una velocidad horizontal igual a la del líquido y una vertical v_s , igual a la velocidad final de sedimentación definida por la Ley de Stokes.

La velocidad horizontal está dada por

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{w h} \dots \dots (8.8)$$

Por otra parte, Camp estableció que la velocidad del agua que produce el arrastre de una partícula de densidad relativa δ_p y diámetro d está dada por

$$V_e = k \sqrt{(\delta_p - 1) d} \dots \dots (8.9)$$

donde:

- V_a = velocidad de arrastre, m/s
- δ_p = densidad relativa de la partícula
- d = diámetro de la partícula, m
- k = factor dimensional que depende de las características de los sedimentos y de la fricción entre las partículas. Para el caso que nos ocupa su valor es generalmente 125.

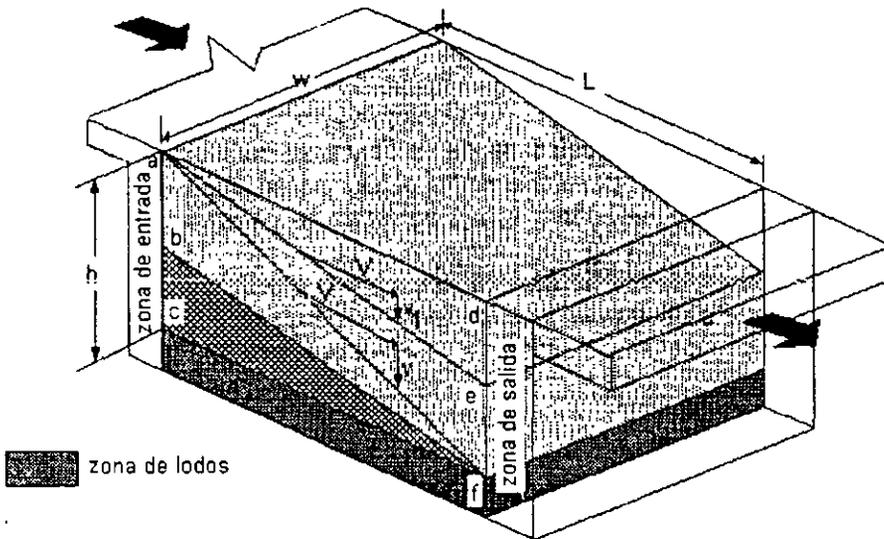


Figura 8.2. Tanque de sedimentación ideal.

Para que la partícula pueda ser eliminada, la resultante de sus velocidades de sedimentación y horizontal debe conducirla al fondo del tanque antes de alcanzar la denominada zona de salida. Se recomienda que la velocidad horizontal sea menor que la velocidad de arrastre para que no se resuspendan las partículas, como se establece a continuación

$$V = \frac{1}{3} V_a \dots \dots (8.10)$$

Si una partícula que entra en el tanque por su parte superior (punto a) es eliminada, todas aquellas que tengan la misma velocidad de sedimentación serán igualmente eliminadas. Teniendo en cuenta la inclinación del vector velocidad desde a a f y las dimensiones del tanque, se puede escribir

$$\frac{v_t}{V} = \frac{h}{L}, \dots \dots (8.11)$$

o bien

$$v_t = \frac{V h}{L} = \frac{h}{L} \frac{Q}{w h} = \frac{Q}{w L} \dots \dots (8.12)$$

La ecuación (8.12) define la carga superficial, que es numéricamente igual al cociente del gasto entre el área de la superficie del tanque; físicamente representa la velocidad de sedimentación de las partículas más lentas que son eliminadas al 100 %. Aquellas que sedimentan a velocidades iguales o superiores que la definida por la carga de superficie serán totalmente eliminadas, mientras que las que tengan velocidades de sedimentación inferiores, lo serán en proporción directa a la relación de su velocidad a v_t , suponiendo que están uniformemente distribuidas en la entrada del tanque.

En la Figura 8.2 se observa que una partícula con velocidad de sedimentación v_t que entra al tanque por su parte superior (punto a), sólo habrá descendido hasta el punto e y, por tanto, llegará a la zona de salida en donde por la existencia de velocidades será arrastrada fuera del tanque. Otra partícula idéntica a la anterior, pero que entra al tanque en el punto b y que sedimenta a la misma velocidad, será eliminada, así como todas aquellas que entren por debajo de este punto.

Para las suspensiones reales de partículas, en las que hay una gran variedad de tamaños y densidades, la predicción de la eficiencia de eliminación de un tanque requiere el conocimiento de la distribución de tamaños de las partículas o efectuar un ensayo en una columna de sedimentación.

El procedimiento recomendado para el diseño de un tanque desarenador es el siguiente:

Paso 1 Calcular la velocidad de sedimentación mediante la ecuación (8.7), de Stokes:

$$v_t = \frac{g}{18 \mu} (\rho_p - \rho_w) d^2$$

Paso 2. Calcular la velocidad de arrastre mediante la ecuación (8.9), de Camp:

$$V_a = k \sqrt{(\rho_s - 1) d}$$

Paso 3. De acuerdo con la ecuación (8.10), asumir que la velocidad de trasiación horizontal es del orden de un tercio de la velocidad de arrastre:

$$V = \frac{1}{3} V_a$$

Paso 4. Como el gasto de diseño es dato, obtener el área de la sección transversal del canal (perpendicular a la dirección del flujo), a partir de:

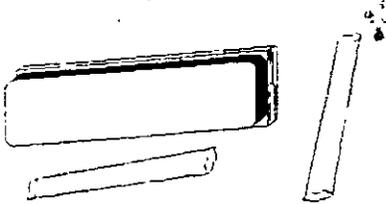
$$a = \frac{Q}{V}$$

donde $a = h w$, como se observa en la Figura 8.2.

Paso 5. Proponer el ancho (w) del canal, despejar la profundidad (h) de la ecuación anterior y obtener la longitud L , a partir de la ecuación (8.11):

$$\frac{v_s}{V} = \frac{h}{L}$$

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 8.1

Diseñar un tanque desarenador considerando que el gasto máximo extraordinario es de 17 l/s y la temperatura mínima del agua es de 20° C. Se desea remover partículas hasta de 7.5×10^{-3} cm de diámetro, con densidad de 2650 kg/m³.

Solución.

1 Para una temperatura de 20° C, la viscosidad dinámica del agua es $\mu = 1.002 \times 10^{-3}$ N s / m². Sustituyendo en la ecuación (8.7)

$$v_t = \frac{9.81 \text{ m/s}^2 (2650 - 993.2) \text{ kg/m}^3 \times (7.5 \times 10^{-5})^2 \text{ m}^2}{18 \times 1.002 \times 10^{-3} \text{ N s/m}}$$

(Recuérdese que las unidades de N son kg m/ s²).

$$v_s = 0.005 \text{ m/s}$$

2. La velocidad de arrastre es

$$V_a = 125 \sqrt{(2.65 - 1) 7.5 \times 10^{-5}}$$

$$V_a = 1.39 \text{ m/s}$$

- 3 La velocidad de traslación horizontal sería:

$$V = \frac{1}{3} (1.39) = 0.46 \text{ m/s}$$

4. El área de la sección transversal del desarenador, perpendicular a la dirección del flujo sería:

$$a = \frac{0.017}{0.46} = 0.037 \text{ m}^2$$

5. Se proponen algunos valores del ancho del desarenador (w) y en función de éste se obtienen la profundidad (h) y la longitud (L):

w, en m	h = a/w, en m	L = V h/ v _t , en m
0.8	0.05	4.60
1.0	0.04	3.68
1.2	0.03	2.76

8.3 Diseño de desarenadores tipo canal de flujo horizontal

Como se ha expuesto, los desarenadores están diseñados para remover partículas discretas sedimentables con densidad relativa de 2.65. Una condición hidráulica importante en el diseño de los desarenadores tipo canal de flujo horizontal es mantener la velocidad de derrame de 0.3 m/s aproximadamente. Un incremento del 25 % puede provocar que la arena se resuspenda, mientras que si se reduce un 25% pueden retenerse en el canal los materiales orgánicos. Debido a que se tendrán gastos variables, es conveniente controlar la velocidad horizontal de alguna manera. Esto

se logra disponiendo un vertedor especial en el extremo de salida de los desarenadores, diseñado de tal modo que proporcione la altura de agua en los desarenadores, al gasto de la misma, con el fin de mantener así una velocidad de derrame bastante constante. Generalmente se instala un vertedor proporcional en el extremo aguas abajo del canal. Otra solución consiste en diseñar el canal con una sección parabólica, como se muestra en la Figura 8.3.

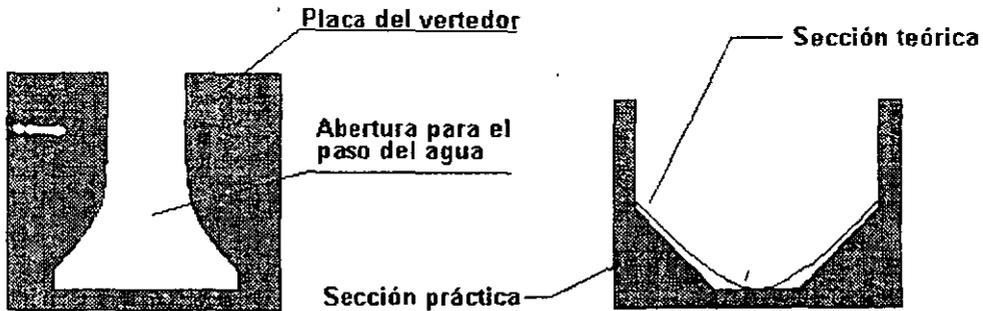
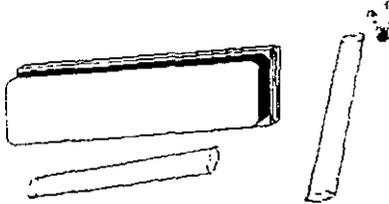


Figura 8.3 Secciones para el control de velocidad en desarenadores horizontales tipo canal: a la izquierda un vertedor proporcional, y a la derecha un canal de sección parabólica.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 8.2

Se desea diseñar un desarenador tipo canal de flujo horizontal para remover partículas de 0.2 mm de diámetro y densidad relativa de 2.65. La velocidad de sedimentación de estas partículas se encuentra en el intervalo de 0.016 a 0.022 m/s, dependiendo de su factor de forma. Se mantendrá una velocidad de 0.3 m/s a lo largo del canal mediante la instalación de un vertedor proporcional. Determinense las características del canal para un gasto máximo extraordinario de 10 000 m³/d.

Solución.

- Se propone un canal de sección rectangular, con profundidad igual a 1.5 veces su ancho para condiciones de gasto máximo extraordinario

$$a = w (1.5 w) = 1.5 w^2$$

Pero

$$a = \frac{Q}{V} = 10\,000 \frac{m^3}{d} \times \frac{s}{0.3m} \times \frac{d}{1440min} \times \frac{min}{60s} = 0.39 m^2$$

Entonces

$$w = \sqrt{\frac{a}{1.5}} = \sqrt{\frac{0.39}{1.5}} = 0.51 \text{ m}$$

Por lo tanto $h = 1.5 w = 1.5 \times 0.51 = 0.76 \text{ m}$.

2. Considerando una velocidad de sedimentación $v_t=0.02 \text{ m/s}$, el tiempo de retención en el desarenador sería:

$$t_r = \frac{h}{v_t} = \frac{0.76\text{m}}{0.02\text{m/s}} = 38 \text{ s}$$

3. Se determina la longitud del desarenador:

$$L = t_r V = 38\text{s} \times 0.3\text{m/s} = 11.4\text{m}$$

El vertedor proporcional de Rettger (Figura 8.4) se usa en el diseño de desarenadores.

La ecuación del gasto en el vertedor proporcional es

$$Q_{ME} = 2.74 \sqrt{ba} \left(H - \frac{a}{3} \right) \dots \dots \dots (8.13)$$

donde:

- Q_{ME} = gasto máximo extraordinario de diseño
- H = altura del canal desarenador
- a = 0.02 m altura de la sección rectangular
- b = ancho de la base del vertedor

Despejando b de la ecuación (8.13) resulta

$$b = \left(\frac{Q_{ME}}{2.74 \left(H - \frac{a}{3} \right)} \right)^2 \dots \dots \dots (8.14)$$

La ecuación del vertedor es

$$X = b \left(1 - \tan^{-1} \left(\frac{Y}{a} \right)^2 \right) \dots \dots \dots (8.15)$$

$$H = a + Y \dots \dots \dots (8.16)$$

Nota: Como es imposible construir un vertedor de longitud infinita, se corta éste dejándole una cierta anchura y colocando el área despreciada debajo de la cresta teórica. La altura x_1 , junto con el plano de corte, es la cantidad en que debe rebajarse la cresta real respecto de la teórica, para obtener una equivalencia de áreas.

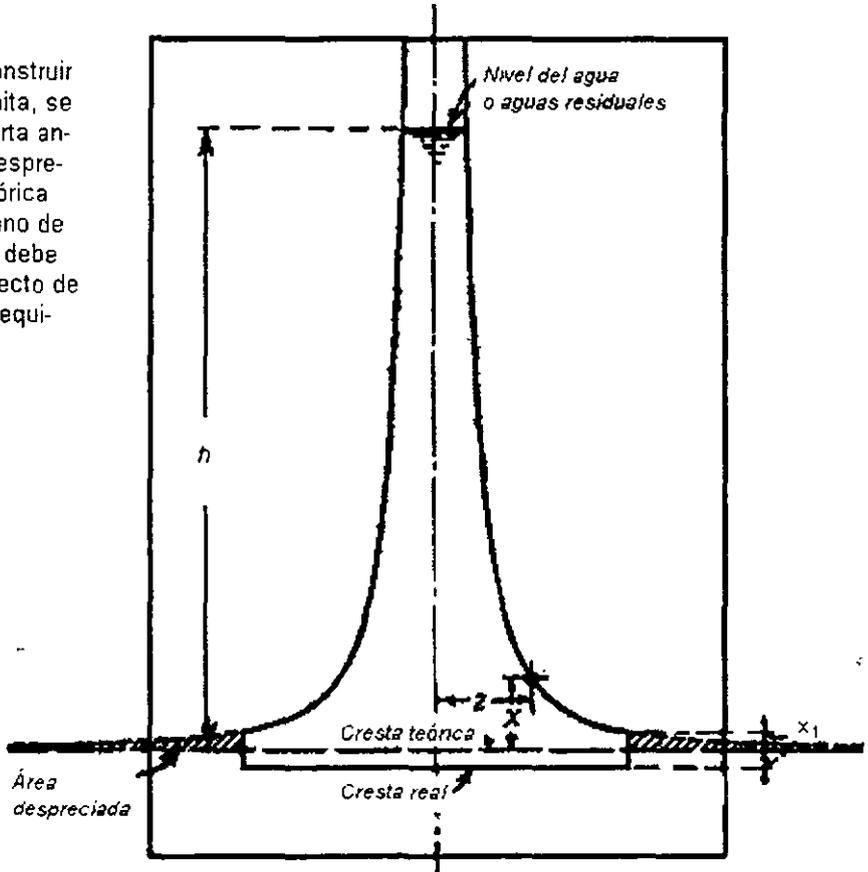
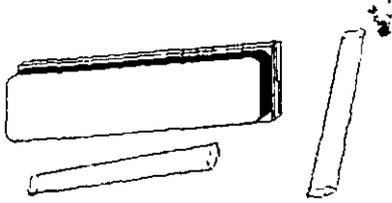


Figura 8.4. Vertedor Rettger de gasto proporcional.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 8.3

Diseñar el vertedor proporcional para un canal desarenador de flujo horizontal con una sección transversal de 1 m de ancho y 1.5 m de alto. La velocidad en el canal es de un 1 m/s y el gasto máximo extraordinario es de 400 l/s.

Solución:

$$b = \frac{(0.400)^2}{(2.74(15 - 0.02/3))^2} = 0.54 \text{ m}$$

Resolviendo para (8.13) a (8.15), se tiene:

Dimensiones del vertedor

X	Y	H	Q	Q
m	M	m	m ³ /s	L/s
0.541	0.000	0.020	0.00380	3.80
0.194	0.050	0.070	0.01805	18.05
0.145	0.100	0.120	0.03230	32.30
0.106	0.200	0.220	0.06081	60.81
0.087	0.300	0.320	0.08931	89.31
0.076	0.400	0.420	0.11781	117.81
0.068	0.500	0.520	0.14632	146.32
0.062	0.6	0.620	0.17482	174.82
0.058	0.7	0.720	0.20333	203.33
0.054	0.800	0.82	0.23183	231.83
0.051	0.900	0.920	0.26033	260.33
0.048	1.000	1.020	0.28884	288.84
0.046	1.100	1.120	0.31734	317.34
0.044	1.200	1.220	0.34584	345.84
0.043	1.300	1.320	0.37435	374.35
0.041	1.390	1.410	0.40000	400

La forma del vertedor se ilustra en la Figura 8.5.

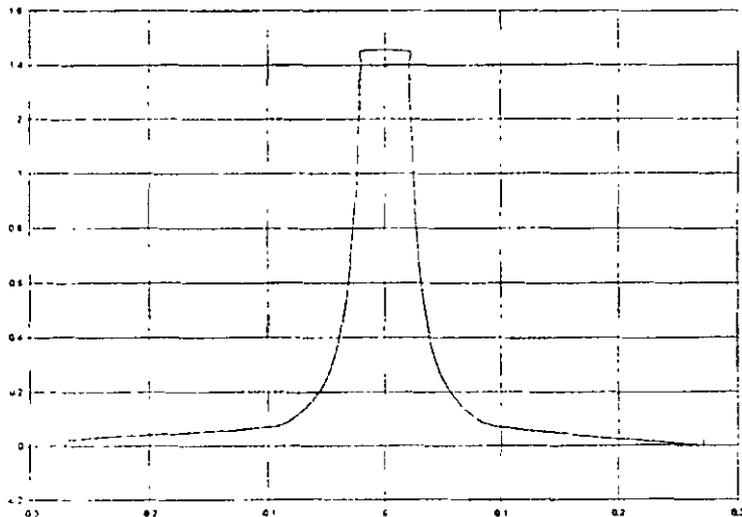


Figura 8.5. Vertedor proporcional del problema ejemplo (8.3)

Las pérdidas de carga de los desarenadores en servicio comprenden las pérdidas en las compuertas de regulación y en los canales de entrada y salida, y se calculan en la misma forma que para el caso de conductos. Cuando la regulación de las velocidades se realiza por medio de vertedores proporcionales, existirá una importante diferencia de niveles entre los dos lados del vertedor. Algunas veces se regula la velocidad por medio de variaciones de presión producidas por los dispositivos de aforo, tales como un canal Parshall, situado a continuación de los desarenadores.

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. ¿Cuál es el propósito de remover la arena y cómo se logra?
2. ¿Cuáles son las principales tipos y fuentes de la arena que contienen las aguas residuales?
3. ¿Qué se entiende por *partículas discretas*?
4. Investigue los conceptos de: viscosidad dinámica y viscosidad cinemática.
5. Determine la velocidad de sedimentación en m/s de una partícula de arena con un peso específico de 2.6 g/cm^3 y un diámetro de 1 mm. Suponga que el número de Reynolds es 175.
6. Asumiendo que la densidad del agua es 1000 kg/m^3 , ¿cuál será la velocidad de sedimentación terminal de una partícula que se deja caer en agua tranquila con temperatura de 4°C ? La partícula tiene 0.0170 cm de radio y densidad de 1.95 g/cm^3 .
7. Se deja caer una partícula en agua tranquila con temperatura de 15°C ; su velocidad de sedimentación es de 0.0950 cm/s y su densidad de 2.05 g/cm^3 . Asumiendo que la densidad del agua es 1000 kg/m^3 , ¿cuál es el diámetro de la partícula?
8. En una cámara desarenadora tipo canal el agua tiene una velocidad de 0.29 m/s . La cámara tiene 0.8 m de profundidad y 10 m de largo. Considerando partículas inorgánicas con 2.5 de gravedad específica, determine el mayor diámetro de partícula que puede removerse con una eficiencia de 100 %. La temperatura mínima del agua es de 17°C .
9. Se construirá un desarenador tipo canal en una planta de tratamiento de aguas residuales que procesa un gasto máximo extraordinario de $8\,550 \text{ m}^3/\text{d}$. La velocidad en el canal se mantendrá constante en 0.33 m/s mediante un vertedor proporcional colocado en el extremo de aguas abajo. Diseñe el canal considerando una relación profundidad:ancho 1:1.5.
10. Diseñe el vertedor proporcional del problema 8.
11. Para el diseño de un desarenador tipo canal se tienen los siguientes datos: $Q_{ME} = 4000 \text{ m}^3/\text{d}$, $Q_{med} = 1500 \text{ m}^3/\text{d}$ y $Q_{min} = 500 \text{ m}^3/\text{d}$. Se mantendrá la velocidad horizontal en 0.25 m/s mediante un vertedor proporcional, y una profundidad máxima de 0.5 m. Determinar la longitud del canal y diseñar el vertedor proporcional.

Capítulo 9

Medición de gastos

Aunque no remueven material alguno, los dispositivos de medición del gasto son esenciales para la operación de las plantas de tratamiento de aguas residuales y se incluyen generalmente en el tratamiento primario. Para la medición del gasto, los métodos más confiables se basan en la medición en canal abierto. Los dispositivos más utilizados para ello son: canal de Parshall y vertedores triangulares.

Sin embargo, cuando el diámetro del emisor es relativamente pequeño (por ejemplo menor a 20 cm), se recomienda utilizar medidores Vénturi o medidores por inducción magnética.

Los principales dispositivos se discutirán en este capítulo.

9.1 Canal de Parshall

El canal de Parshall es un tipo de medidor perfeccionado del de Venturi, estudiado para el aforo de aguas destinadas al riego agrícola. Es un dispositivo de aforo bastante exacto, aunque no tanto como el medidor Venturi, pero tiene la ventaja de que su costo es menor. El canal Parshall ha sido empleado como dispositivo de medición de gastos en las plantas de tratamiento de aguas residuales, instalaciones en las que el bajo costo es cuestión de importancia. Ha resultado un medio de aforo satisfactorio y también muy útil para verificar la velocidad en los desarenadores.

Los medidores Venturi y Parshall, dotados de dispositivos apropiados, pueden emplearse también para la dosificación de productos químicos a agregar a las aguas en proporción directa a su gasto.

La ventaja del canal Parshall que lo hace ser el más utilizado, es que su forma no permite la acumulación de sólidos en ninguna parte del canal. Su diseño hidráulico se ha hecho de tal manera que el gasto es una función lineal de la altura del tirante a la entrada del dispositivo.

La Figura 9.1 muestra su configuración, que en el sentido de escurrimiento inicia con una sección convergente donde el piso es horizontal, continúa con una sección de paredes paralelas de corta longitud denominada "garganta" en donde el piso tiene pendiente descendente, y termina con una sección divergente cuyo piso es de pendiente positiva.

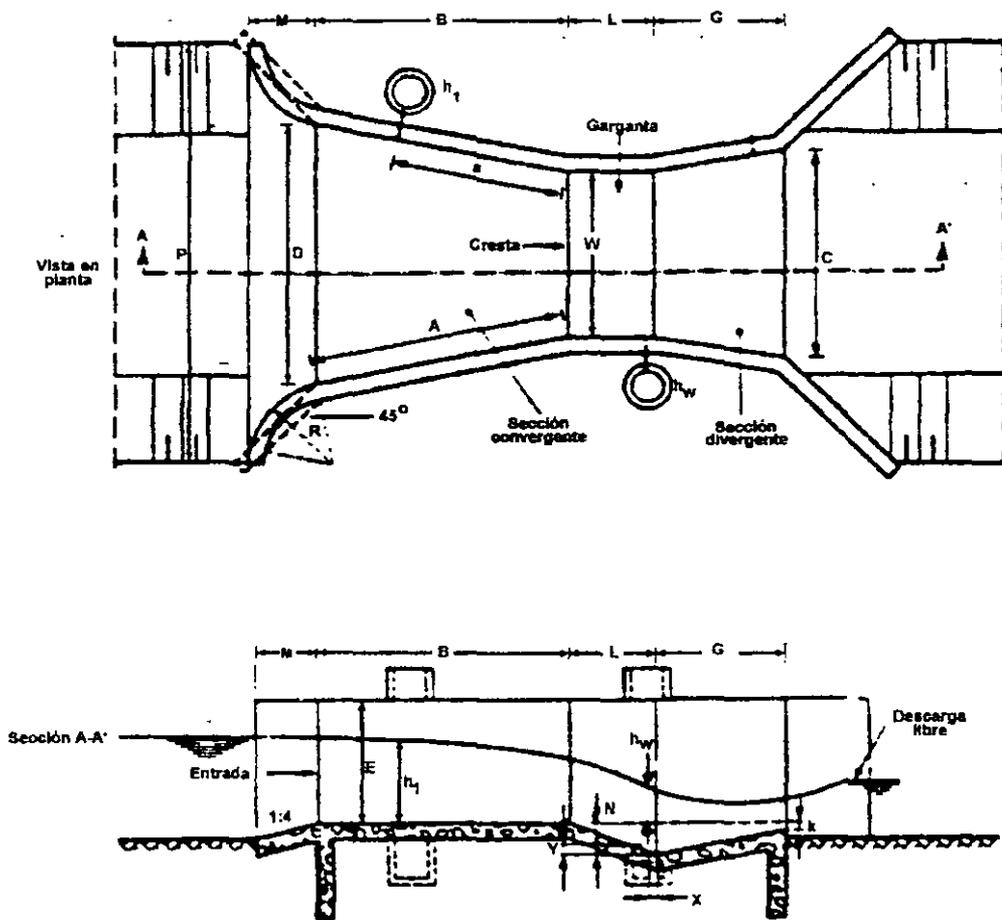


Figura 9.1. Geometría de un canal Parshall.

En el canal Parshall se tienen dos puntos de medición de carga hidráulica: uno aguas arriba, situado en la sección convergente (designado con h_1 en la Figura 9.1), y otro situado en la salida de la garganta (designado con h_w en la misma figura). Tanto h_1 como h_w se miden utilizando el piso horizontal de la sección convergente como nivel de referencia.

El Cuadro 9.1 muestra las dimensiones de uso frecuente en canales Parshall para proyectos de plantas de tratamiento.

Se denomina operación modular del canal Parshall a aquella en que la descarga a la salida es libre; por oposición, cuando la descarga es sumergida se le llama operación no modular.

Por otra parte, se define como límite modular al cociente h_w/h_1 .

Las ecuaciones del gasto que aparecen en el Cuadro 9.1 se refieren a una descarga modular y son válidas para un intervalo definido por el límite modular, de la siguiente manera:

- Para canales con ancho de garganta $w = 76.2$ mm, el límite es 0.5;
- Para canales con ancho de garganta w de 152.4 mm a 228 mm, el límite es 0.6; y
- Para canales con ancho de garganta w de 304.8 mm a 2 438.4 mm, el límite es 0.7.

Cuadro 9.1
Características de descarga de canales Parshall (Ackers, 1978)

ANCHO DE GARGANTA <i>w</i> , en mm	INTERVALO DE DESCARGA		ECUACIÓN DEL GASTO. <i>Q</i> , en m ³ /s <i>h</i> ₁ , en m	INTERVALO DE CARGA HIDRÁULICA		LÍMITE MODULAR <i>h</i> _w / <i>h</i> ₁
	MÍNIMO <i>Q</i> , (l/s)	MÁXIMO <i>Q</i> , (l/s)		MÍNIMO <i>h</i> ₁ , en m	MÁXIMO <i>h</i> ₁ , en m	
76.2	0.77	32.1	$0.177 h_1^{1.550}$	0.030	0.33	0.5
152.4	1.50	111.1	$0.3812 h_1^{1.580}$	0.030	0.45	0.6
228.6	2.50	251.0	$0.5354 h_1^{1.530}$	0.030	0.61	0.6
304.8	3.32	457.0	$0.6909 h_1^{1.520}$	0.030	0.76	0.7
457.2	4.80	695.0	$1.0560 h_1^{1.538}$	0.030	0.76	0.7
609.6	12.10	937.0	$1.4280 h_1^{1.550}$	0.046	0.76	0.7
914.4	17.60	1427.0	$2.1840 h_1^{1.566}$	0.046	0.76	0.7
1219.2	35.80	1923.0	$2.9530 h_1^{1.578}$	0.060	0.76	0.7
1524.0	44.10	2424.0	$3.7320 h_1^{1.587}$	0.076	0.76	0.7
1828.8	74.10	2929.0	$4.5190 h_1^{1.595}$	0.076	0.76	0.7
2133.6	85.80	3438.0	$5.3120 h_1^{1.601}$	0.076	0.76	0.7
2438.4	97.20	3949.0	$6.1120 h_1^{1.607}$	0.076	0.76	0.7

Las relaciones para calcular el gasto a través de un canal Parshall en función del ancho de garganta son las siguientes:

$$Q = 0.1771 h_1^{1.550}, \text{ para } w = 76.2 \text{ mm}$$

$$Q = 0.3812 h_1^{1.580}, \text{ para } w = 152.4 \text{ mm}$$

$$Q = 0.5354 h_1^{1.530}, \text{ para } w = 228.6 \text{ mm}$$

$$Q = 0.3716 w (h_1^{1.550}/0.3048)^A, \text{ para } 304.8\text{mm} \leq w \leq 2438.4 \text{ mm}$$

donde:

$$A = 1.5697(W)^{0.026}$$

Además:

- h_1 = tirante a la entrada del canal, m
- w = ancho de la garganta, m
- Q = gasto, m^3/s

El Cuadro 9.2 presenta las dimensiones estándar de los canales Parshall.

Cuadro 9.2
Geometría de los canales Parshall (Ackers, 1978)

w	A	B	C	D	E	L	G	K	M	N	P	X	Y
76.2	467	457	178	259	457	152	305	25	-	57	-	25	38
152.4	621	610	394	397	610	305	610	76	305	114	902	51	76
228.6	879	864	381	575	762	305	457	76	305	114	1080	51	76
304.8	1372	1343	610	845	914	610	914	76	381	229	1492	51	76
457.2	1448	1419	762	1026	914	610	914	76	381	229	1676	51	76
609.6	1524	1495	914	1206	914	610	914	76	381	229	1854	51	76
914.4	1676	1645	1219	1572	914	610	914	76	381	229	2222	51	76
1219.2	1829	1794	1524	1937	914	610	914	76	457	229	2711	51	76
1524.0	1981	1943	1829	2302	914	610	914	76	457	229	3080	51	76
1828.8	2134	2092	2134	2667	914	610	914	76	457	229	3442	51	76
2133.6	2286	2242	2438	3032	914	610	914	76	457	229	3810	51	76
2438.4	2438	2391	2743	3397	914	610	914	76	457	229	4172	51	76

Notas

Medidas en milímetros

La distancia "a", medida desde donde se inicia la garganta hasta el punto de medición de h_1 , es igual a dos tercios de la distancia "A" que tiene de largo la pared convergente.

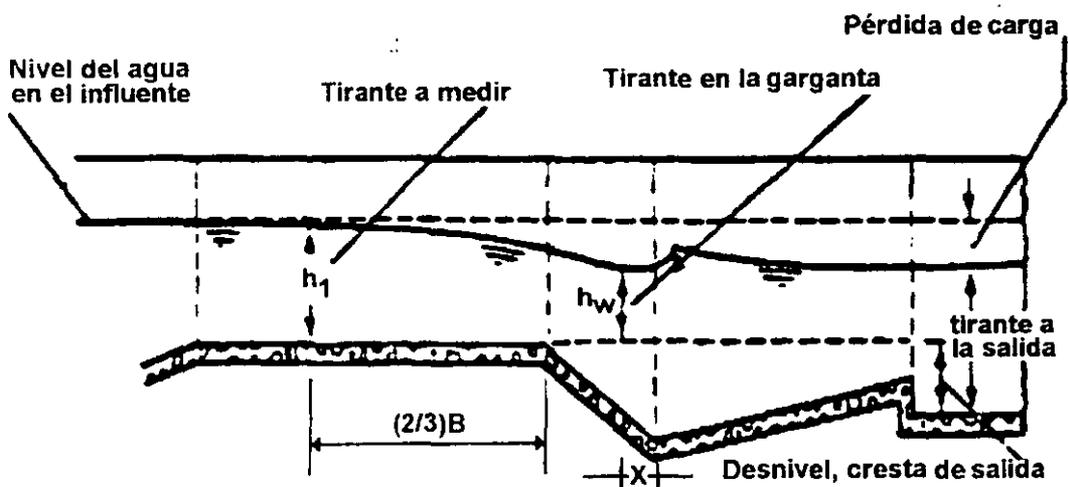


Figura 9.2. Perfil hidráulico del canal Parshall.

La decisión del ancho de garganta (w) determina, a partir del Cuadro 9.2, sus características, así como la calibración de los gastos en función del tirante de agua. La Figura 9.2 muestra los datos de mayor interés para el diseño del canal Parshall.

Sólo resta por determinar la pérdida de carga hidráulica en el canal, valor que se utilizará posteriormente en el trazo de la línea piezométrica.

9.2 Vertedores triangulares de pared delgada

La medición del gasto mediante un vertedor triangular consiste en la determinación del tirante de agua sobre la arista antes del vertedor, como se muestra en la Figura 9.3.

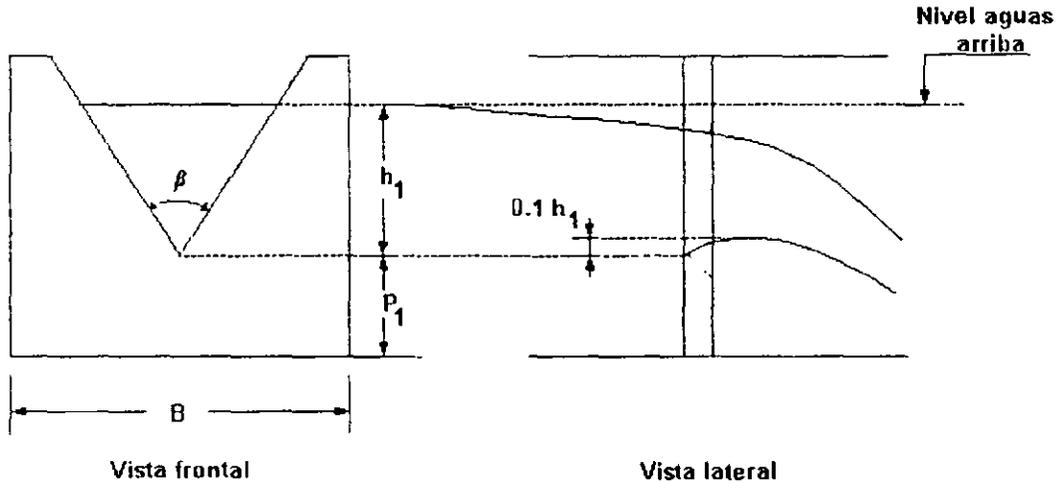


Figura 9.3. Vertedor triangular de pared delgada.

Para que el funcionamiento del vertedor triangular no sea afectado por la proximidad de las paredes y el piso del canal, es necesario considerar la relación del ancho del canal *versus* la carga sobre el vertedor (B/h_1), y la relación entre la altura a que está la arista del vertedor con respecto al piso del canal (P_1) *versus* la carga sobre el vertedor (h_1), es decir P_1/h_1 . Ackers (1978) recomienda que la medición de la carga sobre el vertedor se efectúe a una distancia de cuatro veces la altura del tirante (h_1), hacia aguas arriba, con respecto al sitio del vertedor triangular.

Los cantos internos de los vertedores triangulares deben fabricarse de modo que permitan la descarga libre del agua, lo que se logra adelgazando la lámina, como se muestra en la Figura 9.3.

La ecuación general de un vertedor triangular es la siguiente:

$$Q = C_e \tan \frac{\beta}{2} (g)^{\frac{1}{2}} (h_1 - k_v)^{\frac{5}{2}} \dots (9.1)$$

donde:

- Q = gasto, m^3/s
- C_e = coeficiente adimensional
- β = ángulo del vertedor, grados

- g = aceleración de la gravedad, m/s^2
 k_v = coeficiente hidráulico, m
 h_1 = carga sobre el vertedor, m .

El Cuadro 9.3 presenta los valores de C_e y k_v . Con respecto al Cuadro 9.3, se deben considerar las siguientes restricciones:

$$h_1 \geq 0.05 \text{ m}$$

Cuadro 9.3
Valores de C_e y k_v para vertedores triangulares con diferentes ángulos

Angulo β (en grados)	C_e	k_v (en mm)
20	0.5917	2.70
30	0.5857	2.00
45	0.5799	1.40
60	0.5790	1.14
90	0.5766	0.90

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. ¿Cuales son los dispositivos más comunes empleados para la medición del gasto en las plantas de tratamiento de aguas residuales?
2. ¿A qué se llama operación modular de un canal Parshall?
3. Investigue en al menos dos referencias bibliográficas cómo se calculan las pérdidas de carga en un vertedor Parshall.
4. Empleando la ecuación del vertedor triangular de pared delgada, calcúlese el gasto en l/s para los diferentes valores de b y carga sobre el vertedor h_1 que se anotan a continuación, y coméntese la utilidad de la tabla para el diseño.

h, mínima (en m)	Angulo β (en grados)				
	20	30	45	60	90
0.05	0.21	0.30	0.45	0.62	1.06
0.20	6.06	9.03	13.70	19.00	32.80
0.50	58.60	87.90	134.00	186.00	322.00
1.00	329.00	494.00	755.00	1050.00	1810.00

Tanques de igualación

Las variaciones horarias del gasto de agua residual pueden tener un efecto adverso en el funcionamiento de los procesos de la planta; el cambio constante de la cantidad y concentración del agua residual a ser tratada propicia que la operación eficiente de los procesos sea difícil. Además, muchas unidades de tratamiento tendrían que diseñarse para las condiciones de gasto máximo extraordinario, provocando su sobredimensionamiento para las condiciones promedio. Para prevenir esta situación, es conveniente considerar en el proyecto la construcción de un *tanque de igualación* u *homogeneización*, cuya función es amortiguar las variaciones de las descargas de aguas residuales con el fin de tratar un gasto uniforme. La igualación se puede usar también para amortiguar las variaciones en el pH y en la concentración de constituyentes tóxicos presentes en el agua residual a tratar. La igualación del gasto no es un proceso de tratamiento *per se*, pero puede mejorar significativamente el funcionamiento de una planta existente e incrementar su capacidad útil. En el proyecto de plantas nuevas, la igualación del gasto puede reducir el tamaño y costo de las unidades de tratamiento.

Después de las rejillas, desarenador y medición de gasto, el agua residual pasa a los tanques de igualación que la coleccionan y almacenan; a partir de ellos se bombea con un gasto constante hacia los procesos. Se requiere proporcionar aireación y mezclado para evitar olores y que los sólidos se sedimenten. La Figura 10.1 muestra las dos configuraciones que existen para la igualación de gastos: unidad en línea y unidad de derivación.

El volumen necesario para un tanque de igualación se estima mediante un balance de masa del gasto entrante a la planta con el gasto promedio para el que la planta está diseñada. La base teórica es la misma que para el diseño de tanques de regularización de agua potable, como se muestra a continuación.

10.1 Diseño del volumen del tanque de igualación

Para el diseño del tanque es preciso disponer de un hidrograma representativo del gasto de aguas residuales que se descargará en la planta de tratamiento. La variación de los gastos de agua residual observados con respecto al tiempo conforman un hidrograma típico, como el mostrado en la Figura 10.2. --

En las primeras horas del día, cuando existe poco consumo de agua, se presentan gastos mínimos debidos principalmente a fugas, infiltración y una cantidad pequeña de agua residual sanitaria. Inmediatamente después del máximo consumo de agua de la mañana, se presenta una punta de gasto y posteriormente se presentará otra en las últimas horas de la tarde, entre 7 y 9, aunque esto varía de una a otra a localidad.

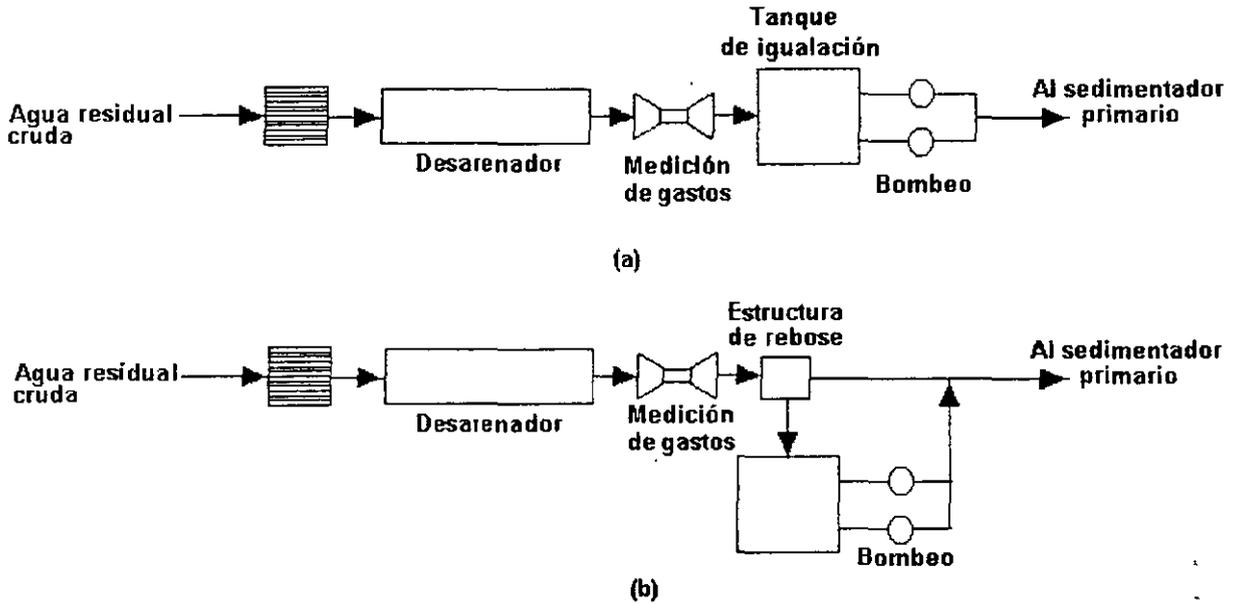


Figura 10.1 Flujo para la igualación del gasto: (a) unidad en línea y (b) unidad de derivación.

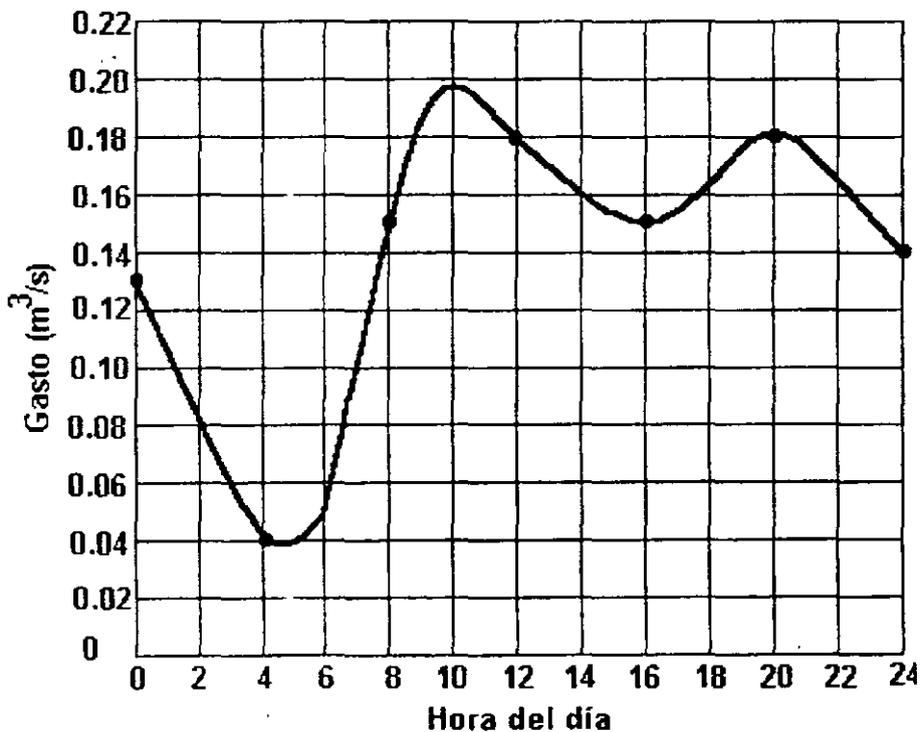


Figura 10.2. Hidrograma típico de la generación de aguas residuales domésticas.

Con base en el hidrograma representativo de la generación de aguas residuales, puede construirse la curva masa del influente al tanque de igualación. La curva masa o diagrama de Rippl consiste en una gráfica que representa los volúmenes acumulados que pasan por una sección del emisor con relación al tiempo.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 10.1

La Figura 10.1 muestra un hidrograma trazado con los datos del aforo de agua residual en el emisor de una localidad. Trazar la curva masa correspondiente y determinar el volumen requerido para el tanque de igualación.

Solución

La Figura 10.3 muestra el cálculo del área bajo la curva de la Figura 10.2, para cada hora, mientras que la Figura 10.4 muestra el trazado de la curva masa correspondiente al mismo hidrograma.

Si se unen los puntos inicial y final de la curva masa mediante una recta, como se observa en la Figura 10.4, su pendiente representa el gasto medio de agua residual que ha de ser tratado en la planta. El volumen del tanque de igualación se calcula para efectuar una regularización diaria del volumen de entrada y salida, que deberán ser iguales para que no queden remanentes de agua sin tratar generados durante el día en un ciclo de 24 horas. Se recomienda representar la variación de los gastos influente y efluente del tanque de igualación en forma horaria, es decir, que la unidad de tiempo para la curva masa sea una hora.

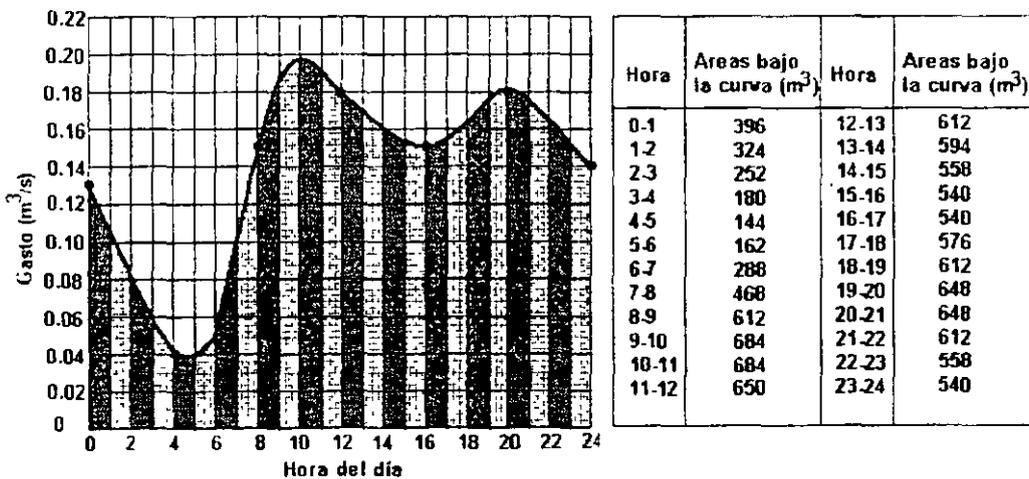


Figura 10.3. Cálculo del volumen horario (área bajo la curva en cada hora).

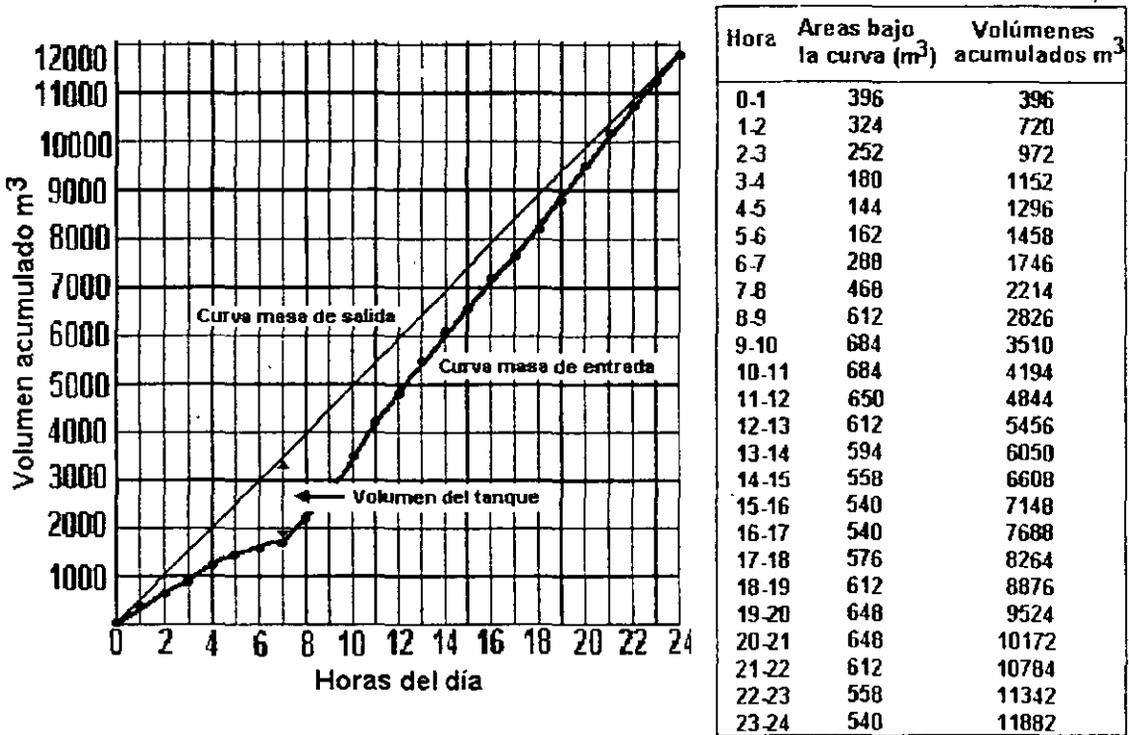


Figura 10.4. Curva masa correspondiente al hidrograma de la Figura 10.1.

El cálculo del volumen del tanque de igualación en forma gráfica se hace combinando las curvas masa de entrada (trazada con el hidrograma del influente al tanque) con la de salida (curva masa del gasto medio), para los mismos intervalos de tiempo. Esta combinación se hace trazando las dos curvas en un mismo sistema de ejes coordenados haciendo coincidir las escalas de tiempo. Una vez trazadas las dos curvas masa, la diferencia de ordenadas entre las curvas representa el excedente o el faltante de volumen de almacenamiento para el momento considerado. Si la curva masa de entrada está por encima de la de salida, la diferencia de ordenadas representará un excedente; en caso contrario equivaldrá a un faltante. El volumen del tanque de igualación será el correspondiente a la suma del máximo excedente más el máximo faltante.

En el caso ejemplificado en la Figura 10.4 sólo existe faltante, y el valor máximo se presenta a las 7:00 horas con un valor de $3500 - 1750 = 1750 \text{ m}^3$, que es el volumen requerido para el tanque de igualación.

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. Defina y explique el propósito de la igualación.
2. Consulte en la referencia Ingeniería Sanitaria, tratamiento y evacuación de aguas residuales, Metcalf - Eddy las consideraciones sobre construcción de los tanques de igualación (apartado 8.4.1).
3. La figura que se muestra a continuación muestra los porcentajes de variación horaria con respecto al gasto medio que se presentan en el emisor de una localidad. Calcular el volumen del tanque de igualación considerando una población de proyecto de 15 000 habitantes con una

dotación de 180 l/hab/día.

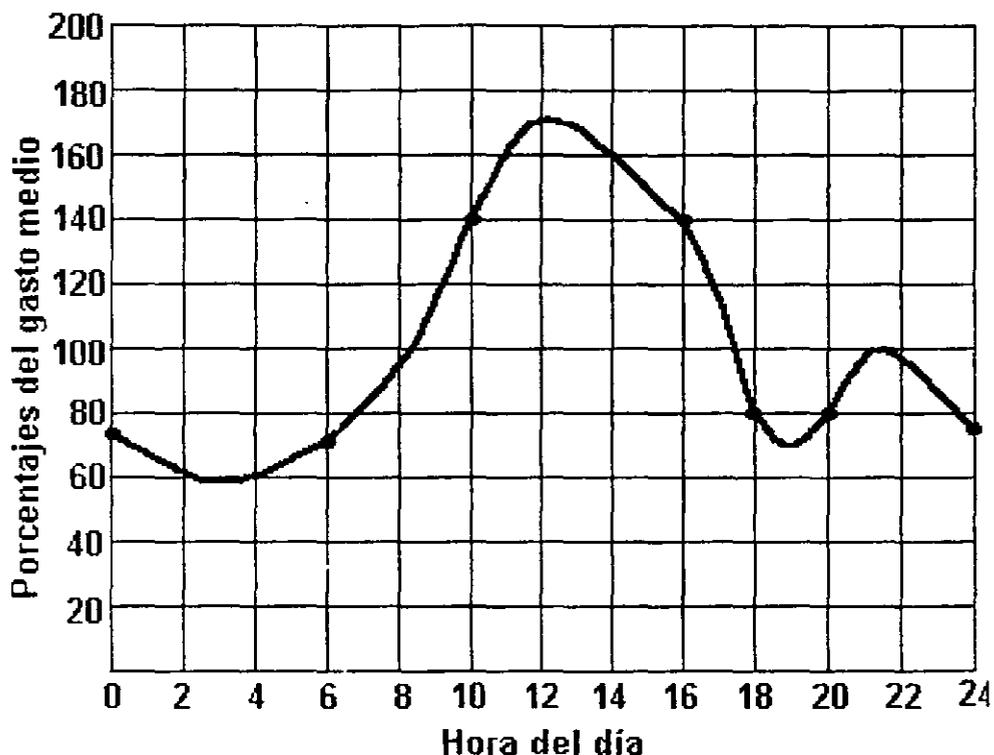


Figura del problema 3

4. Diseñar un tanque de igualación considerando el siguiente patrón de gasto cíclico. Proporcione 25% de capacidad excedente para equipamiento, variaciones de gasto inesperadas y acumulación de sólidos.

Tiempo, h	Gasto, m ³ /s	Tiempo, h	Gasto, m ³ /s
0300	0.0481	1200	0.0718
0100	0.0359	1300	0.0744
0200	0.0226	1400	0.0750
0300	0.0187	1500	0.0781
0400	0.0187	1600	0.0806
0500	0.0198	1700	0.0843
0600	0.0226	1800	0.0854
0700	0.0359	1900	0.0806
0800	0.0509	2000	0.0781
0900	0.0631	2100	0.0670
1000	0.0670	2200	0.0583
1100	0.0682	2300	0.0526

5. El diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales incluye un tanque de igualación para regular las variaciones de gasto y DBO. El gasto diario medio es 0.400 m³/s. Los siguientes datos de gasto y DBO se ha observado que son típicos a lo largo de un día. ¿Qué volumen del tanque de igualación, en metros cúbicos, se requiere para proporcionar un efluente uniforme igual al gasto promedio? Asuma que los gastos son promedios horarios.

Tiempo	Gasto, m ³ /s	DBO ₅ mg/l	Tiempo	Gasto, m ³ /s	DBO ₅ mg/l
0000	0.340	123	1200	0.508	268
0100	0.254	118	1300	0.526	282
0200	0.160	95	1400	0.530	280
0300	0.132	80	1500	0.552	268
0400	0.132	85	1600	0.570	250
0500	0.140	95	1700	0.596	205
0600	0.160	100	1800	0.604	168
0700	0.254	118	1900	0.570	140
0800	0.360	136	2000	0.552	130
0900	0.446	170	2100	0.474	146
1000	0.474	220	2200	0.412	158
1100	0.482	250	2300	0.372	154

6. ¿Qué volumen de igualación se requiere para regular el gasto y las variaciones de DBO cuyos datos se muestran en la tabla inferior? Asuma que los gastos son promedios horarios.

Tiempo	Gasto, m ³ /s	DBO ₅ mg/l	Tiempo	Gasto, m ³ /s	DBO ₅ mg/l
0000	0.0875	110	1200	0.135	160
0100	0.0700	81	1300	0.129	150
0200	0.0525	53	1400	0.123	140
0300	0.0414	35	1500	0.111	135
0400	0.0334	32	1600	0.103	130
0500	0.0318	42	1700	0.104	120
0600	0.0382	66	1800	0.105	125
0700	0.0653	92	1900	0.116	150
0800	0.113	125	2000	0.127	200
0900	0.131	140	2100	0.128	215
1000	0.135	150	2200	0.121	170
1100	0.137	155	2300	0.110	130

Capítulo 11

Sedimentación primaria

El primer tratamiento importante que sufren las aguas residuales después de las precedentes fases preliminares es, generalmente, la sedimentación de los sólidos suspendidos en un tanque adecuado en el que se mantienen las aguas por un lapso de 0.5 a 3 horas o más, que es suficiente para permitir que el 40 a 65% de los sólidos finamente divididos, se pose en el fondo del tanque, del cual se extraen por medio de colectores mecánicos, en forma de lodos. La sedimentación primaria es una operación unitaria diseñada para concentrar y remover sólidos suspendidos orgánicos del agua residual. Antaño, cuando se consideraba que el nivel primario era suficiente como único tratamiento, la sedimentación primaria era la operación unitaria más importante de una planta. Su diseño y operación fueron determinantes en la reducción de las cargas de desecho que se disponían en los cuerpos receptores. En la actualidad, los requerimientos de tratamiento a nivel secundario han otorgado a la sedimentación primaria un rol menor. No obstante, muchos de los procesos unitarios de tratamiento secundario son capaces de manejar los sólidos orgánicos sólo si se ha llevado a cabo una buena remoción de arena y escoria durante el pretratamiento.

La mayor parte de los sólidos suspendidos presentes en las aguas residuales son de naturaleza pegajosa y flocculan en forma natural. Las operaciones de sedimentación primaria son esencialmente del Tipo 2 sin la adición de coagulantes químicos ni operaciones de mezclado mecánico y floculación (Cuadro 11.1).

El material orgánico es ligeramente más pesado que el agua y se sedimenta lentamente, normalmente en el intervalo de 1 a 2.5 m/h. Los materiales orgánicos más ligeros, principalmente grasas y aceites, flotan en la superficie y se deben desnatar.

11.1 Descripción de los tanques de sedimentación

La sedimentación primaria puede llevarse a cabo en tanques rectangulares alargados o en tanques circulares.

En los tanques rectangulares, como el mostrado en la Figura 11.1, la espuma se retira utilizando unas rastras de lodo que, de manera alternada, después de recorrer el tanque por el fondo, regresan a su punto de partida recorriendo la superficie del agua, lo que se aprovecha, como se

dijo, para remover la espuma. El material flotante se desplaza de esta manera hasta un sitio donde se colecta, ubicado a cierta distancia hacia atrás del vertedor del efluente, y allí es retirado al pasar sobre un vertedor de espuma o por medio de una rastra transversal.

Cuadro 11.1
Tipos de sedimentación

La sedimentación puede clasificarse en varios tipos dependiendo de las características y concentración de los materiales suspendidos:		
SEDIMENTACIÓN DEL TIPO 1	SEDIMENTACIÓN DEL TIPO 2	SEDIMENTACIÓN DEL TIPO 3
Una <i>suspensión diluida</i> es aquella en la que la concentración de partículas no es suficiente para provocar un desplazamiento significativo del agua conforme aquéllas se sedimentan, o en las que las partículas no están lo suficientemente cercanas entre sí para que ocurra alguna interferencia en sus respectivos campos de velocidades.	Una <i>suspensión flocculenta</i> es aquella en la que las partículas están tan cercanas entre sí, que sus campos de velocidades se traslapan con los de las partículas vecinas y se produce un desplazamiento significativo del agua hacia arriba conforme las partículas se sedimentan.	Una <i>suspensión concentrada</i> es aquella en la que las partículas están tan cercanas entre sí, que sus campos de velocidades se traslapan con los de las partículas vecinas y se produce un desplazamiento significativo del agua hacia arriba conforme las partículas se sedimentan.
Es el tipo de sedimentación de partículas discretas en suspensiones diluidas. Las partículas <i>discretas</i> son aquellas cuyo tamaño, forma y densidad específica no cambian con el tiempo.	Es el tipo de sedimentación que incluye a las partículas flocculentas en suspensiones diluidas. Las partículas <i>flocculentas</i> ¹ son aquellas cuya superficie tiene propiedades tales que se agregan (coalescen ²), con otras partículas con las que entran en contacto.	

¹Flóculo. (Del latín *flocculus*, copo pequeño). Sustancia de aspecto flecoso que se forma en las disoluciones. Floculación. Propiedad de las sustancias coloidales de separar de la solución, ya espontáneamente, ya por la acción de ciertos agentes físicos o químicos, partículas sólidas del coloide, en forma de pequeños copos o flóculos

² Coalescencia (Del latín, *coalescens*, -entis, que se une), Propiedad de las cosas de unirse o fundirse.

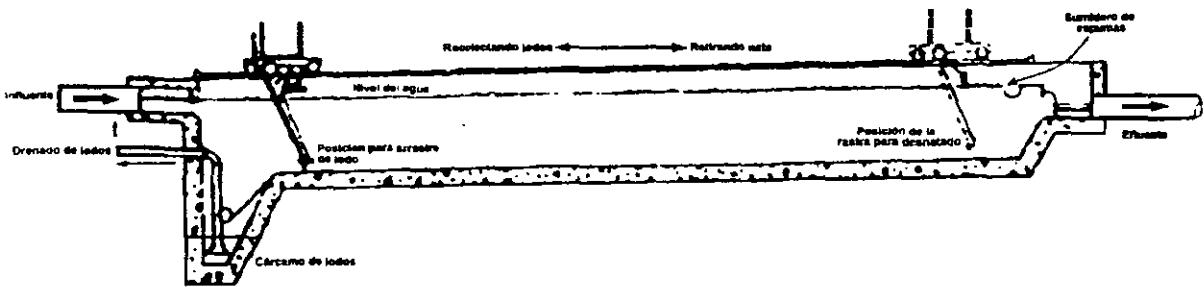


Figura 11.1. Tanque rectangular alargado con rastra para lodo.

Por su parte, los tanques circulares cuentan con un brazo desnatador que está unido a la rastra de lodos, como se muestra en las Figuras 11.2 a 11.4.

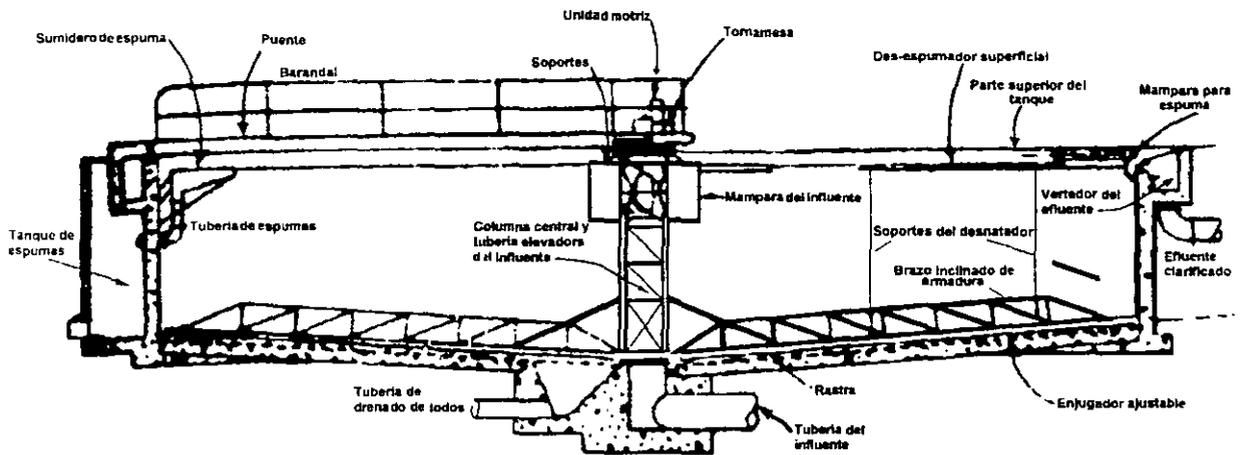


Figura 11.2. Tanque sedimentador primario de tipo circular con alimentación por el centro.

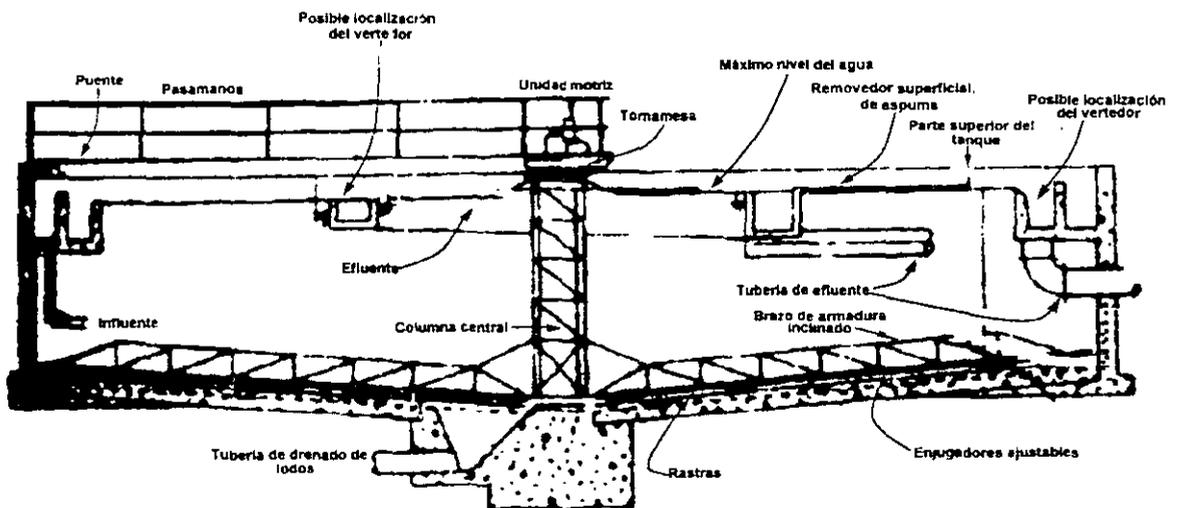


Figura 11.3 Tanque sedimentador primario de tipo circular, con alimentación por el borde.

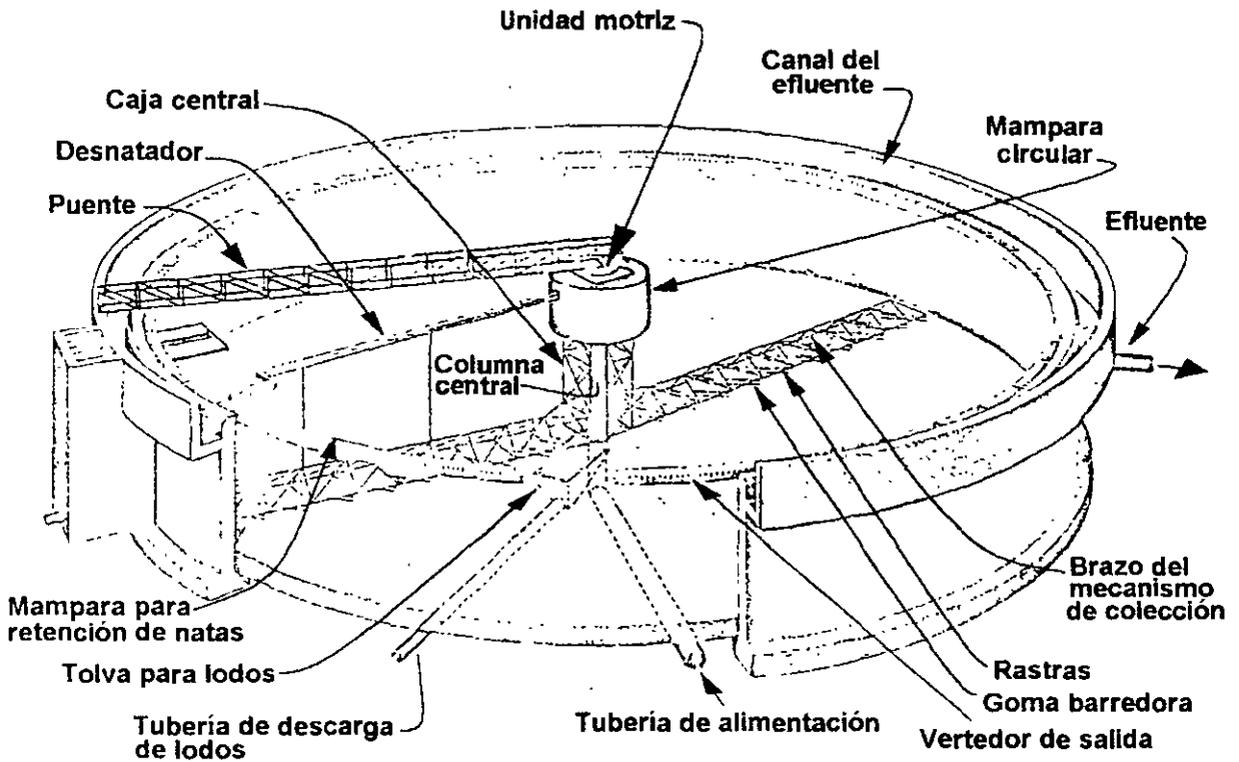


Figura 11.4. Sedimentador circular, alimentación central con rastras para recolección de lodos.

A diferencia de los tanques rectangulares, cuyo flujo es horizontal, en los tanques circulares es de tipo radial. El agua a tratar se introduce por el centro o por la periferia del tanque, como se muestra en la Figura 11.5. El sistema de alimentación central es el más usado; no obstante, ambas configuraciones producen buenos resultados.

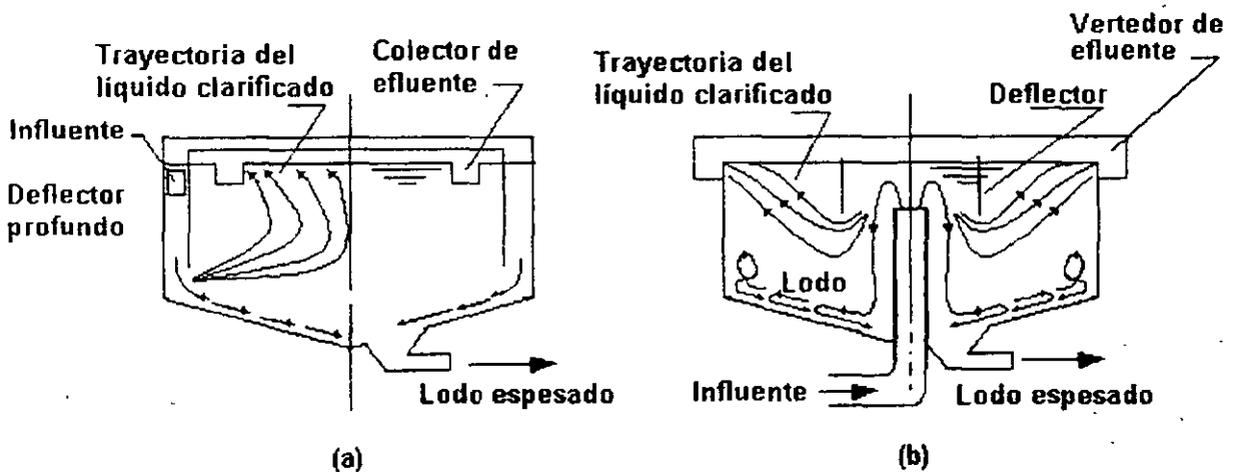


Figura 11.5. Trayectoria del efluente y lodos en tanques circulares de sedimentación con: (a) alimentación perimetral y (b) alimentación central.

Tanto en los tanques rectangulares como en los circulares se requiere la construcción de una mampara entre el dispositivo de remoción de espuma y el vertedor del efluente. Los acondicionamientos necesarios para la remoción de espuma se muestran en la Figura 11.6.

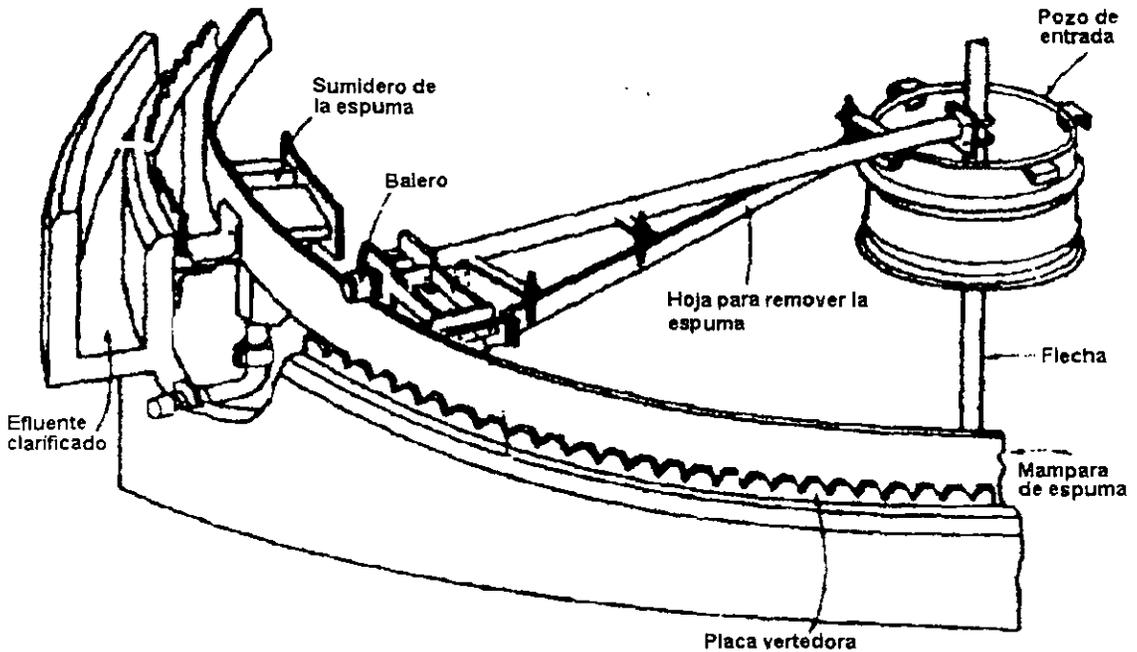


Figura 11.6. Dispositivo de remoción de espumas de un tanque sedimentador primario de tipo circular.

La espuma así separada se dispone junto con el material retenido en el cribado, la arena y el lodo digerido.

11.2 Fundamentos de diseño

Los criterios de diseño de los tanques de sedimentación primaria se presentan en el Cuadro 11.2. Cuando se trata de plantas grandes en las que se requiere de varios tanques rectangulares, se acostumbra diseñarlos con paredes comunes con el fin de reducir los costos de construcción y para aprovechar mejor el espacio. En el caso de plantas pequeñas es común diseñar tanques de tipo circular debido a la sencillez del dispositivo requerido para remover los lodos.

Los lodos deben retirarse del tanque de sedimentación antes de que se desarrollen en él condiciones anaerobias. Si los lodos comenzaran a descomponerse, se producirían burbujas de gas que se adherirían a las partículas de sólidos que, en vez de sedimentarse, se elevarían hasta la superficie. De presentarse este caso se reduciría la compactación del lodo, lo que haría a su remoción menos eficiente. Los sistemas de remoción de lodo deben diseñarse para que puedan moverlo desde el sitio más alejado del tanque con respecto al cárcamo de lodos en un lapso de 30 minutos a una hora después de haber sedimentado. Una vez dentro de él, la conducción de lodos desde el cárcamo hacia el digestor debe hacerse con frecuencia.

La cantidad de lodo removido en la sedimentación primaria depende de variables tales como la composición del agua residual, la eficiencia del sedimentador (también llamado clarificador) y las

características propias del lodo como son su densidad específica, contenido de agua, etcétera.

En el Cuadro 11.3 se presentan valores usuales de la gravedad específica y de la concentración de sólidos removidos en sedimentadores primarios.

Cuadro 11.2
Criterios de diseño para tanques de sedimentación primaria

Parámetro	Intervalo	Valor Típico
Tiempo de retención, en h	1.5 - 2.5	2.0
Carga superficial, en $m^3/m^2 d$		
- Gasto medio	32 - 48	
- Gasto máximo ext.	80 - 120	100
Carga sobre el vertedor $m^3/m d$	125 - 500	250
Dimensiones, en m		
Rectangular		
Profundidad	3 - 5	3.6
Longitud	15 - 90	25 - 40
Ancho	3 - 24	6 - 10
Velocidad de la rastra	0.6 - 1.2 m/min	1.0
Circular		
Profundidad	3 - 5	4.5
Diámetro	3.6 - 60	12 - 45
Pendiente del fondo	60 - 160 mm/m	80
Velocidad de la rastra	0.02 - 0.05 rpm	0.03

Fuente: Metcalf & Eddy, Inc

Cuadro 11.3
Valores usuales de gravedad específica y concentración de sólidos en lodos provenientes de sedimentadores primarios

Clase de lodo	Gravedad específica	Concentración de sólidos, %	
		Intervalo	Valor usual
Únicamente lodo primario:			
○ Agua residual de concentración media	1.03	4-12	6
○ Agua residual de alcantarillado combinado	1.05	2-12	6.5
Lodo activado de purga y primario	1.03	2-6	3
Lodo primario y filtro percolador	1.03	4-10	5

Porcentaje de sólidos secos

Las eficiencias de remoción de tanques de sedimentación primaria dependen de la carga superficial, como se muestra en la Figura 11.7. La remoción media de sólidos suspendidos de sistemas bien operados debe estar alrededor del 50 al 60%. La remoción de la DBO se refiere

únicamente a la DBO de los sólidos removidos, dado que no se remueven orgánicos disueltos y la bioxidación en el tanque de sedimentación primaria es despreciable.

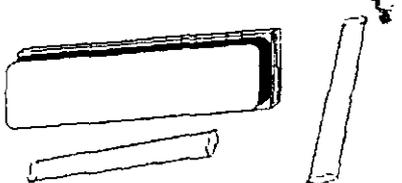
La eficiencia de los tanques de sedimentación para remover SST y DBO puede verse afectada por las siguientes causas: corrientes arremolinadas en la entrada debidas a la inercia del fluido; corrientes inducidas por la acción del viento, corrientes de convección térmica; corrientes de densidad originadas por el acceso de aguas calientes o frías que promueven el movimiento de las capas de aguas calientes desde el fondo hacia la superficie del tanque; y estratificación térmica propias de climas calientes y áridos.

Los efectos ocasionados por acción de la temperatura pueden tener consecuencias importantes en tanques de sedimentación. Se ha observado que 1°C de diferencia entre la temperatura del influente de agua residual y la del agua contenida en el tanque, ocasiona la formación de corrientes de densidad. Los impactos por efecto de la temperatura dependerán del material que se desea remover y de sus características.

La elección de una tasa adecuada de carga superficial en metros cúbicos por metro cuadrado de área superficial por día, $m^3/m^2 d$, depende del tipo de material en suspensión a sedimentar. Cuando el área del tanque se ha determinado, el tiempo de retención de éste depende de la profundidad del agua. Las tasas de carga superficial recomendadas proporcionan tiempos de retención entre 2.0 y 2.5 horas, con base en el gasto medio de diseño.

El efecto que la tasa de carga superficial y el tiempo de retención ejercen sobre la eficiencia de remoción de sólidos suspendidos varía ampliamente dependiendo de las características del agua residual, fracción de sólidos sedimentables, concentración de sólidos y de otros factores. Es necesario enfatizar que las tasas de carga superficial deben ser lo suficientemente bajas como para asegurar su desempeño satisfactorio bajo condiciones de gasto máximo extraordinario.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 11.1

Una planta de tratamiento de aguas residuales municipales tratará un gasto promedio de 5000 m^3/d , con un gasto máximo extraordinario de 12 500 m^3/d . Diseñe un sedimentador primario para remover aproximadamente 60% de los sólidos suspendidos a gasto medio.

Solución

1. De la Figura 11.7, para conseguir una eficiencia de remoción de sólidos suspendidos de aproximadamente 60%, debe tenerse una carga superficial de 35 $m^3/m^2 d$.

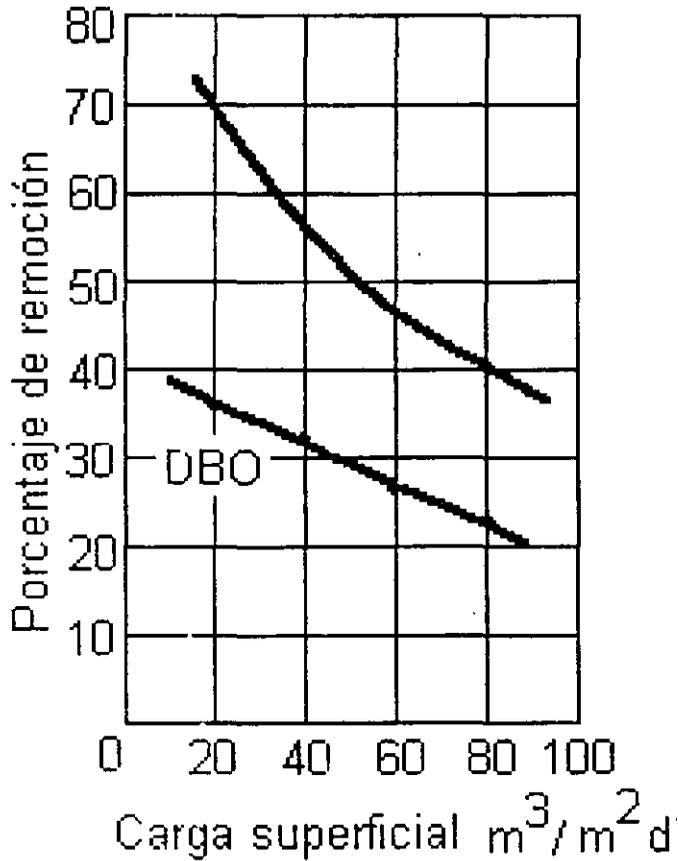


Figura 11.7. Remoción de demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos en función de la carga superficial.

$$\frac{5\,000\ m^3/d}{35\ m^3/m^2 d} = 143\ m^2$$

2. Usando un tanque circular, el diámetro es:

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 142}{\pi}} = 13.5\ m$$

3. Asumiendo muros de 3 m de profundidad, el volumen del tanque es aproximadamente:

$$143 \times 3 = 429\ m^3$$

y el tiempo de retención a gasto medio es:

$$\frac{429 \text{ m}^3}{5\,000 \text{ m}^3/\text{d}} = 0.09 \text{ d} = 2.06 \text{ hr}$$

4. En condiciones de gasto máximo extraordinario, la carga superficial es:

$$\frac{12\,500 \text{ m}^3/\text{d}}{143 \text{ m}^2} = 87 \text{ m/d}$$

y el tiempo de retención es aproximadamente 50 minutos. En la Figura 11.7, se observa que la eficiencia de remoción se encuentra en aproximadamente 38% en las condiciones de gasto máximo extraordinario.

11.3 Balance material para un sedimentador primario

Los sedimentadores primarios se diseñan para una separación determinada (normalmente 40 a 60%) de los sólidos suspendidos del influente. En la Figura 11.8 se considera:

- Q_o = m³/d del influente
- x_o = mg/l de sólidos suspendidos en el influente
- Q_e = m³/d del efluente (rebozadero del sedimentador)
- x_e = mg/l de sólidos suspendidos que permanecen en el líquido clarificado
- Q_u = m³/d del caudal que sale por abajo del sedimentador
- x_u = mg/l de sólidos suspendidos del caudal separado

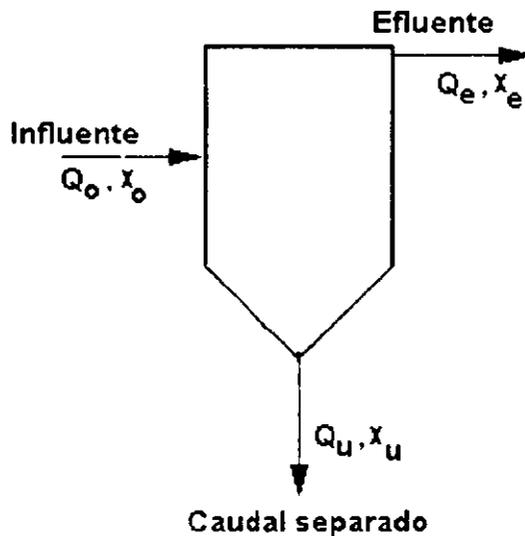


Figura 11.8 Definición de términos del balance material de un sedimentador primario.

Efectuando un balance total de líquidos en circulación, se obtiene

$$Q_o = Q_e + Q_u \dots \dots (11.1)$$

Efectuando un balance material para sólidos en suspensión, se obtiene

$$Q_o X_o = Q_e X_e + Q_u X_u \dots \dots (11.2)$$

Al combinar las ecuaciones (11.1) y (11.2), se obtiene

$$Q_e = Q_o \frac{(X_u - X_o)}{X_u - X_e} \dots \dots (11.3)$$

$$Q_u = Q_o - Q_e \dots \dots (11.4)$$

La concentración de los lodos separados se determina considerando el proceso de su manipulación y vertido. Pueden llevarse a cabo ensayos para determinar la correlación entre las concentraciones de los lodos y el tiempo de retención.

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. Describa las operaciones unitarias usadas en sedimentación primaria.
2. Prepare una tabla comparativa con información de al menos cuatro referencias, con respecto a los siguientes parámetros empleados para diseñar sedimentadores primarios: 1) tiempo de retención, 2) remoción esperada de DBO, 3) remoción esperada de SST, 4) velocidad horizontal media, 5) carga superficial, 6) carga sobre el vertedor de salida, 7) número de Froude, 8) tamaño de partículas orgánicas removidas, 9) relación longitud - ancho (para tanques rectangulares) y 10) profundidad media. Cite todas las referencias.
3. Un agua residual que tiene 250 mg/l de SS y 200 mg/l de DBO, se trata en un sedimentador de 500 m² de superficie. El gasto a tratar oscila entre 10,000 m³/día y 30,000 m³/día. Estimar la DBO y SS del efluente para los gastos máximo y mínimo, así como la producción de lodos en cada caso. Suponer que el contenido de humedad del lodo es del 95%.
4. Diseñar un sistema de sedimentación primaria para una población de 50,000 habitantes. La carga superficial en los sedimentadores no deberá exceder de 40 m³/ m²d. para el gasto máximo y con una unidad fuera de servicio, y de 25 m³/ m²d para el gasto medio. El tiempo de retención mínimo será de 1 hora y la carga sobre el vertedor máxima será de 370 m³/día por metro lineal.
5. Una planta de tratamiento de aguas residuales municipales procesa un gasto medio de 14,000 m³/d. El gasto máximo extraordinario es 1.75 veces el promedio. El agua residual contiene 190 mg/l de DBO₅ y 210 mg/l de sólidos suspendidos a gasto medio y 225 mg/l de DBO₅ y 365 mg/l de sólidos suspendidos a gasto máximo extraordinario. Determine lo siguiente para un sedimentador primario de 20 m de diámetro.
 - a. Tasa de carga superficial y eficiencia de remoción aproximada de DBO₅ y sólidos suspendidos

- a gasto medio.
- b. Tasa de carga superficial y eficiencia de remoción aproximada de DBO_5 y sólidos suspendidos a gasto máximo extraordinario.
 - c. Masa de sólidos (kg/d) que es removida como lodos para condiciones de gasto medio y máximo extraordinario.
6. Diseñe un sedimentador circular para tratar el agua residual de una población, si se espera que al final del periodo de diseño la población sea de 15,000 habitantes. Suponga que el gasto mínimo es igual a 30% del gasto promedio diario. Se utilizará remoción y recolección mecánica de lodos.
- a. Elija las dimensiones del sedimentador (profundidad, diámetro, longitud del vertedor) que proporcionen una carga superficial $40 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ d}$ bajo condiciones de gasto máximo.
 - b. Determine la carga superficial bajo condiciones de gasto mínimo y medio.
 - c. Calcule el tiempo de retención bajo condiciones de gasto mínimo y máximo.
 - d. Determine la carga sobre el vertedor para cada uno de los gastos considerados en el diseño.
7. Una planta de tratamiento de aguas residuales municipales procesa un gasto medio de 14,000 m^3/d . El gasto máximo extraordinario es 1.75 veces el promedio. El agua residual contiene 190 mg/l de DBO_5 y 210 mg/l sólidos suspendidos a gasto medio, y 225 mg/l de DBO_5 y 365 mg/l sólidos suspendidos a gasto máximo extraordinario. Determine lo siguiente para un sedimentador primario de 20 m de diámetro:
- a. Carga superficial y eficiencia de remoción de DBO_5 y sólidos suspendidos, a gasto medio, aproximada.
 - b. Carga superficial y eficiencia de remoción de DBO_5 y sólidos suspendidos, a gasto máximo extraordinario, aproximada.
 - c. Masa de sólidos en kg/día, que se remueve como lodo en condiciones de gastos medio y máximo extraordinario.
8. Una planta de tratamiento de aguas residuales debe procesar un gasto medio de 24,500 m^3/d , con un gasto máximo extraordinario de 40,000 m^3/d . Los criterios de diseño para la carga superficial han sido establecidos por la CNA en un máximo de $40 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ d}$ para condiciones de gasto medio y $100 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ d}$ para condiciones de gasto máximo extraordinario. Determine las características de un sedimentador primario:
- a. Circular
 - b. Rectangular alargado ($L = 3w$)
 - c. Tanque de sección transversal cuadrada (en la dirección del flujo)
- Si los sólidos suspendidos en el influente son 200 mg/l a gasto medio y 230 mg/l a gasto máximo extraordinario, determine la masa de sólidos (kg/d) removidos por el sedimentador primario.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
TRATAMIENTO SECUNDARIO

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

Unidad 3

Tratamiento secundario

El efluente del tratamiento primario todavía contiene 40 a 50 por ciento de los sólidos suspendidos que tenía el influente a la planta y virtualmente todos los compuestos orgánicos e inorgánicos disueltos. Para cumplir con las normas oficiales mexicanas se requiere reducir significativamente tanto la fracción orgánica suspendida como la disuelta. La remoción de compuestos orgánicos se denomina tratamiento secundario; puede hacerse mediante procesos físico-químicos o procesos biológicos. En el primer caso se emplean combinaciones de operaciones y procesos unitarios tales como coagulación, microcribado, filtración, oxidación química, adsorción con carbono y otros procesos para remover los sólidos y reducir la DBO a niveles aceptables. Actualmente la inversión inicial y los costos operativos de estas opciones son de gran magnitud, por esta razón no se usan comúnmente. En cambio, los procesos biológicos se usan prácticamente en todos los sistemas municipales de tratamiento secundario.

En el tratamiento biológico los microorganismos usan los compuestos orgánicos presentes en el agua residual como fuente de alimento y los convierten en células biológicas denominadas *biomasa*. Debido a que el agua contiene diversas sustancias orgánicas, para llevar a cabo el tratamiento se requieren diversos tipos de microorganismos, esto es, un *cultivo mezclado*. Cada tipo de microorganismo presente en el cultivo mezclado utiliza la fuente de alimento más adecuada a su metabolismo. La mayoría de los cultivos mezclados contienen además *depredadoras*, es decir, microorganismos que devoran a los de otras especies. La biomasa creada se tiene que eliminar del agua residual para completar el proceso de tratamiento.

Los microorganismos que toman parte en el tratamiento de aguas residuales son esencialmente los mismos que aquéllos que degradan el material orgánico en los ecosistemas de agua dulce. Sin embargo, en las plantas de tratamiento no se llevan a cabo los procesos tal como se presentan en la naturaleza, sino que se controlan mediante reactores cuidadosamente diseñados para optimizar la rapidez y terminación de la remoción de compuestos orgánicos. La remoción que se efectuaría en varios días en los sistemas naturales se lleva a cabo en unas cuantas horas en los sistemas de ingeniería.

Capítulo
12

Procesos metabólicos

El proceso que permite a los microorganismos crecer y obtener energía es complejo. Las reacciones bioquímicas involucradas son extremadamente complicadas y todavía no están totalmente comprendidas; las dos reacciones principales que conforman el proceso metabólico se conocen como: reacciones catabólicas y reacciones anabólicas (Cuadro 12.1).

Cuadro 12.1
Definiciones útiles en relación con el proceso metabólico

Metabolismo	Catabolismo	Anabolismo	Enzimas
En el interior de la célula se efectúan miles de complicadas reacciones que constituyen el metabolismo, es decir, el conjunto de procesos de degradación o desintegración de moléculas y de síntesis o construcción de moléculas.	Es el conjunto de procesos del metabolismo en los que se lleva a cabo la degradación o desintegración de moléculas.	Es el conjunto de procesos del metabolismo en los que se lleva a cabo la síntesis o construcción de moléculas.	Para incrementar la velocidad de reacción, la célula utiliza la catálisis, y sus catalizadores, son proteínas especiales llamadas enzimas, que aceleran la velocidad de cada reacción que ocurre en la célula; e incluso pueden ser arrojadas fuera de la ella para realizar su función.

Se sabe que deben ocurrir simultáneamente los dos tipos de reacciones, cada una integrada por muchos pasos. El *catabolismo* proporciona la energía para la síntesis de nuevas células, así como para el mantenimiento de otras funciones celulares. El *anabolismo* proporciona el material necesario para el crecimiento celular. Cuando una fuente de alimentación externa se interrumpe, los microorganismos usarán alimento almacenado en ellos mismos para mantenerse con energía; este proceso es llamado *catabolismo endógeno*. Cada tipo de microorganismo tiene su propio patrón metabólico a partir de agentes reactivos específicos para dar productos finales específicos. La Figura 12.1 muestra un concepto generalizado de patrones metabólicos, de importancia en el tratamiento de aguas residuales.

12.1 Acción de las enzimas

Las enzimas tienen un papel principal en las reacciones bioquímicas; pueden considerarse como catalizadores orgánicos que tienen influencia en las reacciones, sin convertirse en agentes reactivos ellas mismas. En los procesos bioquímicos, las enzimas disminuyen la energía de activación necesaria para iniciar las reacciones; además, regresan a su forma original para su reúso. La Figura 12.2 muestra un modelo de reacciones enzima-sustrato (nutriente).

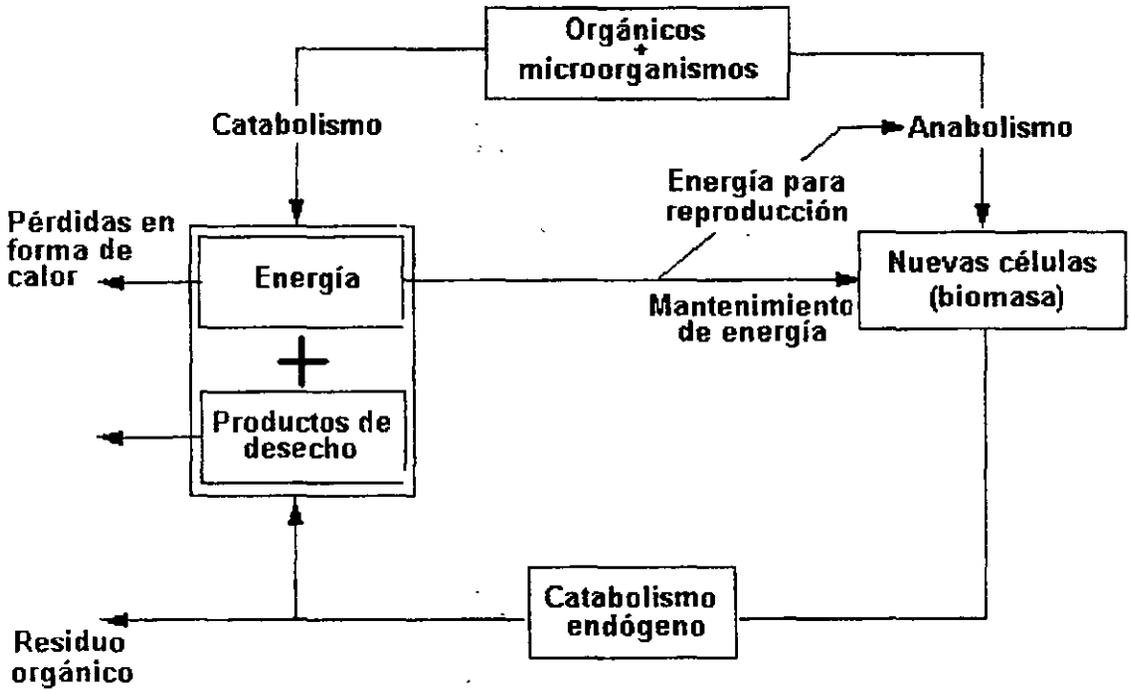


Figura 12.1. Patrón metabólico generalizado.

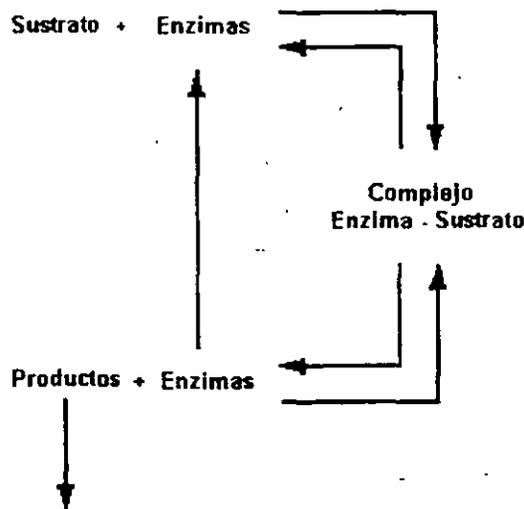


Figura 12.2. Modelo de reacción de enzimas.

Las enzimas son proteínas o proteínas combinadas con una molécula orgánica de bajo peso molecular. Las enzimas, como catalizadores, tienen la capacidad de aumentar enormemente la velocidad de las reacciones sin alterarse. Con respecto a su ubicación en relación con la célula, las enzimas pueden ser: intracelulares o extracelulares. Cuando el sustrato (nutriente) es incapaz de entrar en la célula, la enzima extracelular lo transforma para que pueda ser transportado hacia el interior de la célula. Las enzimas intracelulares participan en las reacciones anabólicas y catabólicas dentro de la célula.

Las enzimas se caracterizan por su marcada eficiencia en la conversión de un sustrato en productos finales y por su alto grado de especificidad hacia los sustratos. Una molécula de enzima puede convertir en productos finales muchas moléculas de sustrato cada minuto; por otra parte, su alto grado de especificidad consiste en que la célula debe producir una enzima diferente para cada sustancia que utiliza. La siguiente ecuación general representa la reacción enzimática mostrada en la Figura 12.2.



donde:

- (E) = enzima
- (S) = sustrato
- (E)(S) = complejo enzima sustrato
- (P) = producto

La ecuación (12.1) expresa que la enzima actúa como catalizador formando un complejo con el sustrato, el cual se convierte después en un producto y la enzima original.

La actividad enzimática se ve afectada por el pH, la temperatura y la concentración del sustrato. Cada enzima tiene un pH particular óptimo y una temperatura.

El hecho de que las enzimas no sean consumidas en el proceso metabólico es verdaderamente afortunado, ya que esto permite que los microorganismos destinen sus energías y recursos a la construcción de nuevo material celular en lugar de destinarlo a una reconstrucción constante de enzimas.

Cuando las enzimas son una parte normal de un microorganismo en particular, se les denomina *enzimas constitutivas*. Sin embargo, las células producen enzimas especiales, llamadas *enzimas adaptativas*, cuando son expuestas a sustancias extrañas e incluso tóxicas. Como es lógico suponer, esta adaptación ocurre lentamente. En muchos casos, la presencia continua de una sustancia tóxica puede conducir al desarrollo gradual de una bacteria específica capaz de descomponer y utilizar ese compuesto tóxico. Por ejemplo, la bacteria partidora de fenol se puede encontrar comúnmente en corrientes que han recibido descargas de aguas con fenoles.

12.2 Requerimientos de energía

Además de las enzimas, se necesita energía para llevar a cabo las reacciones bioquímicas de la célula; de esta se libera energía al oxidar la materia orgánica e inorgánica (reacciones catabólicas) o por medio de una reacción fotosintética. La energía es transferida de la reacción catabólica a la reacción anabólica a través de enlaces de fosfato de alta energía. La remoción de hidrógeno o la partición del enlace carbono - carbono en el proceso catabólico libera energía. Una fracción

medible de esta energía es usada para agregar un átomo de fosfato al difosfato de adenosina (ADP), convirtiéndolo en trifosfato de adenosina (ATP). El ATP es transferido a la reacción anabólica donde es removido el átomo de fosfato extra, liberando la energía almacenada a la reacción de síntesis. Entonces, el ADP resultante es transferido de regreso a la reacción catabólica para ser reenergizado a ATP, y se repite el ciclo. Este proceso se muestra gráficamente en la Figura 12.3. La descripción que se ha hecho está simplificada, ya que existen muchos pasos en el proceso, y en cada uno interviene su propio conjunto de enzimas.

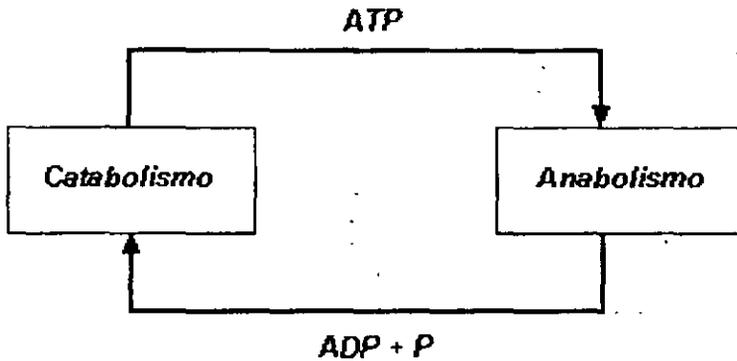


Figura 12.3. Modelo de transferencia de energía.

El proceso catabólico involucra ya sea la oxidación o la reducción de material en el sustrato (suministro de alimento). Si está disponible el oxígeno molecular libre, será añadido al sustrato y los productos de desecho serán compuestos oxidados. En ausencia de oxígeno libre, el oxígeno ligado puede removerse de los compuestos portadores de oxígeno, y el hidrógeno es agregado a los elementos del sustrato. De esto resultan productos de desecho formados de compuestos reducidos. Las reacciones de oxidación son más eficientes porque liberan mayor cantidad de energía, en consecuencia, el metabolismo aerobio predomina cuando está disponible el oxígeno. Esto es beneficioso porque los productos oxidados de procesos aerobios son menos objetables que los productos reducidos de los procesos anaerobios en los ecosistemas acuáticos naturales. No obstante, el metabolismo anaerobio tiene un papel importante en la asimilación de desechos de aguas carentes de oxígeno y sedimentos.

En el metabolismo de material orgánico pueden estar incluidos varios pasos intermedios. Cada paso intermedio tiene sus propios productos finales, algunos de los cuales pueden transformarse en sustrato en las reacciones subsiguientes. Esto se ilustra en los ciclos del nitrógeno, carbono y azufre mostrados en las Figuras 12.4 y 12.5.

Al igual que sucede con la materia, la energía no puede ser creada ni destruida. La energía liberada en el proceso catabólico es transferida al material celular sintetizado en el proceso anabólico, almacenada en los productos de desecho del catabolismo, o liberada como calor o energía mecánica. Las cantidades relativas dispersadas en estas formas dependen de la naturaleza de la reacción, como se muestra en la Figura 12.6. Los productos finales del catabolismo aerobio son compuestos estables de baja energía, que en su mayor parte es almacenada en el material celular. En contraste, la mayor parte de la energía liberada en el catabolismo anaerobio permanece en los productos de desecho.

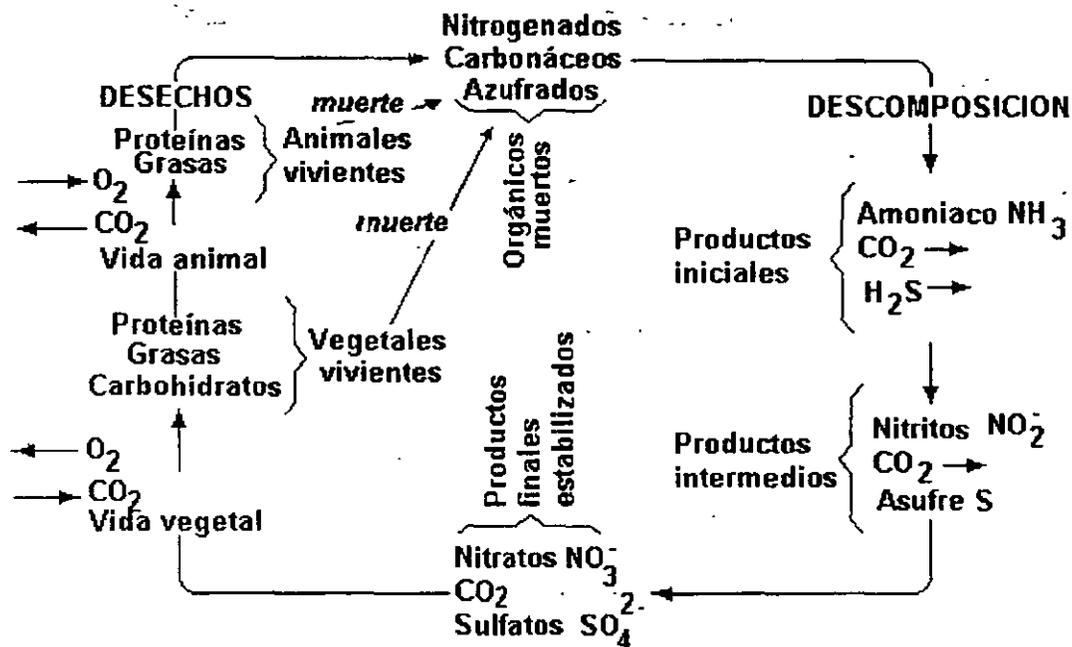


Figura 12.4. Ciclos aerobios del nitrógeno, carbono y azufre.

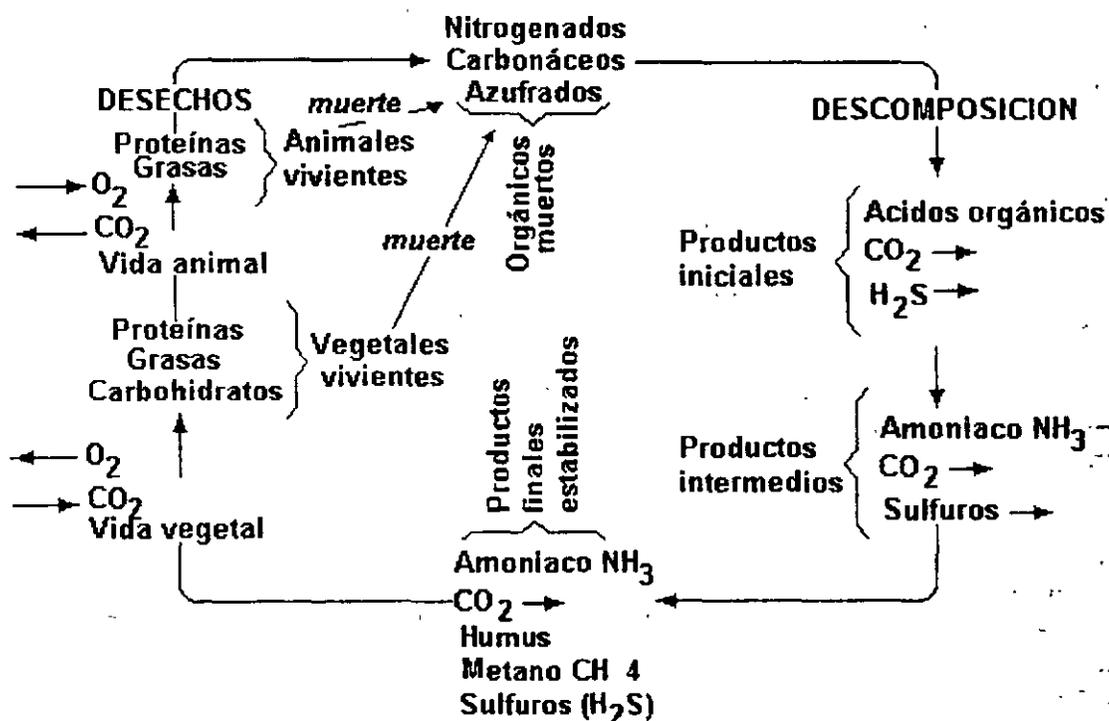


Figura 12.5. Ciclos anaerobios del nitrógeno, carbono y azufre.

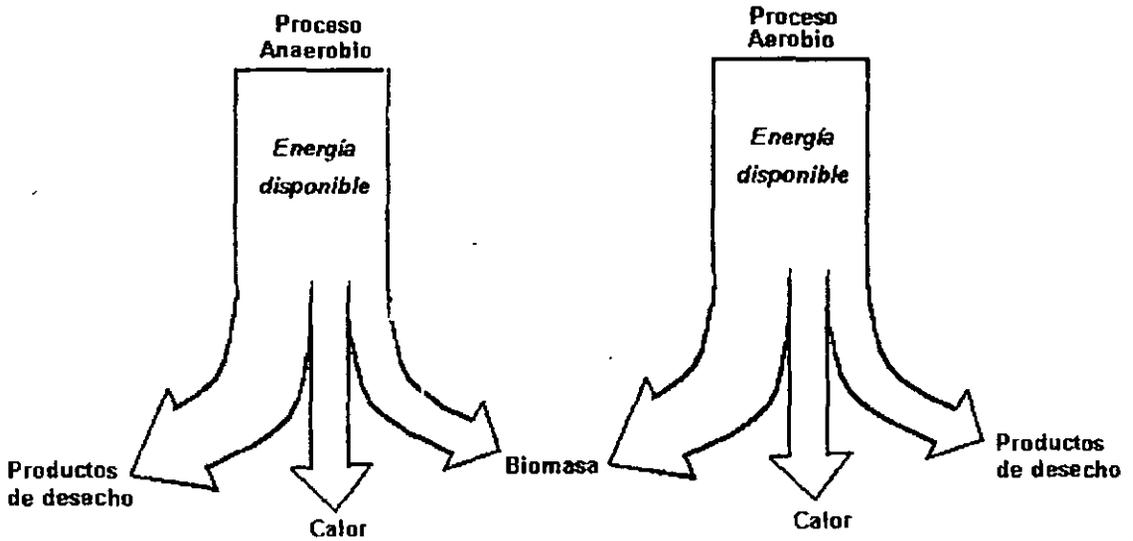


Figura 12.6. Balance de energía en el metabolismo; obsérvese el grosor de las flechas para una comparación cualitativa de los procesos (adaptado de Steele y McGhee).

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas

1. Defina: a) metabolismo; b) catabolismo; c) anabolismo; y d) catabolismo endógeno.
2. ¿Qué son las enzimas y cuál es su función?
3. Mencione los factores que afectan la actividad enzimática.
4. ¿Qué son las enzimas adaptativas? ¿qué papel desempeñan en los procesos de purificación natural de los cuerpos de agua?
5. ¿Cuáles son los productos finales del catabolismo aeróbico y cuáles los del catabolismo anaeróbico?

Capítulo
13

Crecimiento de la biomasa
y utilización del sustrato

La relación entre el crecimiento celular y la utilización del sustrato puede ilustrarse con un simple reactor batch, empleando una botella tipo Winkler de las que se usan en el laboratorio para la determinación de la DBO. Supóngase que se vierte una cantidad de sustrato en la botella, y se inocula con un cultivo mezclado de microorganismos. Si S representa la cantidad de sustrato soluble (en miligramos por litro) y X representa la cantidad de biomasa (en miligramos por litro), la rapidez de consumo de sustrato es dS/dt , y la rapidez de crecimiento de biomasa es dX/dt , ambos fenómenos pueden representarse con las curvas que se muestran en la Figura 13.1.

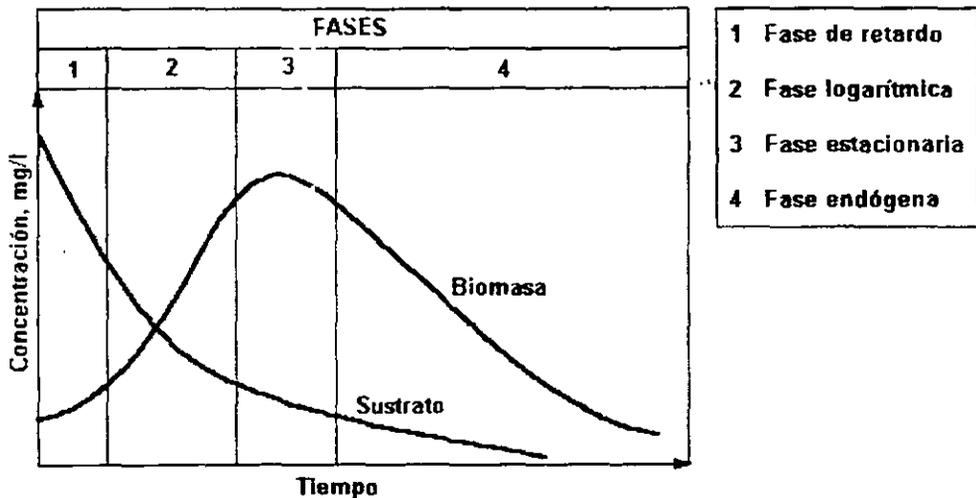


Figura 13.1. Crecimiento de biomasa y consumo del sustrato.

La curva de biomasa está formada por varios segmentos que justifican un examen minucioso. Los microorganismos tienen que aclimatarse primero a su ambiente y al alimento disponible. Este periodo de aclimatación es llamado *fase de retardo*, y varía en extensión dependiendo de la historia de los microorganismos sembrados. Si los microorganismos están adaptados a un

ambiente y sustrato similares, la fase de retardo será muy breve. Una vez que se ha iniciado el crecimiento, continuará rápidamente. Las células bacterianas se reproducen por fisión binaria, esto es, se dividen en segmentos para formar dos nuevas células independientes entre sí. El *tiempo de regeneración*, o tiempo requerido para que una célula madure y se separe, puede ser tan corto como 20 minutos, y depende también de factores ambientales y del suministro de sustrato. Cuando está ocurriendo el máximo crecimiento, el comportamiento es de tipo logarítmico, razón por la cual se denomina a este segmento de la curva *fase logarítmica*. La rapidez de reproducción es exponencial, de acuerdo con la siguiente ecuación

$$N = 2^n - 1 \dots \dots \dots (13.1)$$

donde N es el número de microorganismos producidos a partir de uno individual después de n veces de regeneración.

El crecimiento máximo no puede continuar indefinidamente. El alimento disponible puede agotarse, las condiciones ambientales pueden cambiar (por ejemplo, sobrepoblación, acumulación de productos de desecho, etc.), y puede desarrollarse una población de depredadores. Las células que son incapaces de obtener alimento de fuentes externas inician el catabolismo endógeno, es decir, catabolizan el protoplasma almacenado para mantener su energía. Otras células mueren, o se rompen liberando su protoplasma, el cual se agrega al alimento disponible. Esta etapa se representa en la Figura 13.1 con el nombre de *fase estacionaria* y representa el tiempo durante el cual la producción de nuevo material celular es aproximadamente compensado por muerte y respiración endógena.

Mientras que en la fase estacionaria todavía existe algo de reproducción, la respiración endógena y la muerte predominan en el cuarto segmento de la curva, denominado *fase endógena*. En esta última fase, la biomasa decrece lentamente, acercándose asintóticamente al eje de las abscisas.

El método más común para la cuantificación de biomasa es la prueba de sólidos suspendidos. Cuando el agua residual contiene solamente material orgánico, esta prueba debe ser bastante representativa, aunque no hay distinción entre células vivas y muertas. La prueba de sólidos suspendidos volátiles es una prueba más adecuada cuando la muestra de agua residual contiene una fracción medible de materiales inorgánicos suspendidos. Ninguna de las dos pruebas exhibe la diferencia entre sólidos biológicos y partículas orgánicas originalmente presentes en el agua residual.

Durante la fase de crecimiento logarítmico, la biomasa se incrementa de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\frac{dX}{dt} = kX \dots \dots \dots (13.2)$$

donde:

- dX/dt = rapidez de crecimiento de la biomasa, $mg\ l^{-1}t^{-1}$
- X = concentración de biomasa, mg/l
- k = constante de rapidez del crecimiento, t^{-1}

La evaluación directa de la constante de rapidez de crecimiento es imposible para cultivos mezclados de microorganismos metabolizantes de materiales orgánicos mezclados. Sin embargo, se han desarrollado varios modelos para establecer en forma indirecta un valor de k . De estos modelos, el más ampliamente aceptado es el de Monod.

13.1 Modelo matemático de Monod

Si en un cultivo uno de los requerimientos esenciales para el crecimiento (sustrato y nutrientes), estuviera presente sólo en cantidades limitadas, se agotaría primero y el crecimiento cesaría. El modelo matemático de Monod (1942, 1949) asume que la rapidez de asimilación del sustrato, y en consecuencia la rapidez de producción de biomasa, está limitada por la rapidez de reacción de las enzimas involucradas en el compuesto alimenticio que está en menor cantidad con respecto a sus necesidades. La ecuación de Monod es

$$k = \frac{k_0 S}{K_s + S} \dots \dots \dots (13.3)$$

donde.

- k_0 = constante de rapidez máxima de crecimiento; t^{-1}
- S = concentración en la solución del sustrato limitante del crecimiento, mg/l de DBO, DQO o COT
- K_s = constante media de saturación, esto es, la concentración del sustrato limitante cuando $k = 0.5k_0$, mg/l

La rapidez de crecimiento de biomasa es una función hiperbólica de la concentración de alimento, como se muestra en la Figura 13.2.

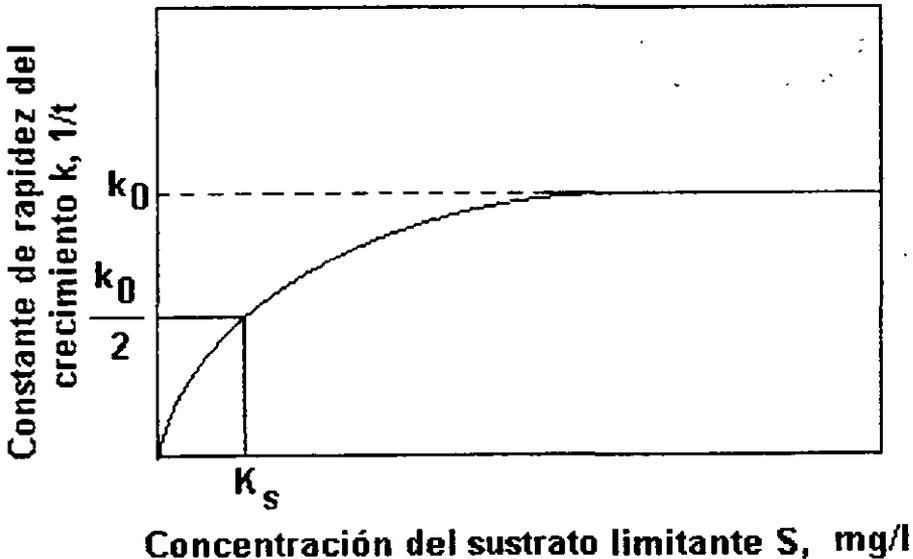


Figura 13.2. Constante de rapidez de crecimiento de Monod, como una función de la concentración de sustrato limitante.

Con respecto a la ecuación (13.3), cuando hay exceso de alimento limitante, esto es, $S \gg K_s$, la constante de rapidez de crecimiento k es aproximadamente igual a la rapidez de crecimiento máximo k_0 de la ecuación (13.3), y se dice que el sistema es limitado en enzimas. Dado que las enzimas son suministradas por la masa microbiana, se dice que el sistema es esencialmente limitado en biomasa, y la ecuación

$$\frac{dX}{dt} = r_x = k_0 X$$

es una ecuación de primer orden en la biomasa; esto es, la rapidez de crecimiento r_x es proporcional a la primera potencia de la biomasa presente. Cuando $S \ll K_s$, el sistema es limitado en sustrato, y en este caso

$$r_x = \text{constante}$$

y la constante de rapidez de crecimiento es de orden cero en la biomasa; esto es, la constante de rapidez del crecimiento es independiente de la biomasa presente. Cuando $S = K_s$, la constante de rapidez del crecimiento es la mitad del máximo.

Sustituyendo la ecuación (13.3) en la ecuación (13.2), la rapidez de producción de biomasa se transforma en

$$r_x = \frac{dX}{dt} = \frac{k_0 SX}{K_s + S} \dots \dots \dots (13.4)$$

13.2 Crecimiento celular y utilización del sustrato

Si todo el sustrato fuera convertido en biomasa, entonces la rapidez de consumo de sustrato sería igual a la rapidez de producción de biomasa en la ecuación (13.4). Sin embargo, debido a que el catabolismo convierte parte del sustrato en productos de desecho, la rapidez de consumo de sustrato será mayor que la rapidez de producción de biomasa.

$$r_x = -Y \frac{dS}{dt} = -Y r_s$$

O bien

$$r_s = -\frac{r_x}{Y} = -\frac{k_0 SX}{Y(K_s + S)} \dots \dots \dots (13.5)$$

donde:

Y = coeficiente de producción bacterial máximo, definido como la relación de la masa de

células formada en comparación con la masa consumida de sustrato, medida durante cualquier periodo finito del crecimiento logarítmico, es decir

$$\frac{\text{mg/l de biomasa}}{\text{mg/l de sustrato consumido}}$$

r_s = dS/dt , rapidez de consumo del sustrato, $\text{mg l}^{-1} \text{t}^{-1}$

El factor Y varía dependiendo del patrón metabólico usado en el proceso de conversión. Los procesos aerobios son más eficientes que los anaerobios con respecto a la conversión de biomasa y por ello tienen un valor mayor de Y. Para reacciones aerobias los valores típicos de Y son de 0.4 a 0.8 kg de biomasa por kilogramo de DBO_5 , mientras que en las reacciones anaerobias varía de 0.08 a 0.2 kg de biomasa por kilogramo de DBO_5 .

La ecuación (13.4) estaría incompleta sin una expresión que considere el agotamiento de la biomasa a través de la respiración endógena. El *decaimiento endógeno* también se supone como de primer orden en la concentración de biomasa:

$$\frac{dX}{dt} (\text{final}) = - k_d X \dots \dots \dots (13.6)$$

donde k_d = constante de rapidez de decaimiento endógeno, t^{-1}

La sustitución de la ecuación (13.6) en la (13.4) conduce a

$$\frac{dX}{dt} = \frac{k_o SX}{K_s + S} - k_d X \dots \dots \dots (13.7)$$

El decaimiento endógeno tiene muy poco efecto en la rapidez de crecimiento global en las fases iniciales de la curva de crecimiento de la Figura 13.1. Sin embargo, en la fase estacionaria el decaimiento endógeno es igual a la rapidez de crecimiento y se vuelve predominante en la fase endógena.

Como se expresó en el Capítulo 12, las tasas de rapidez de producción de biomasa y consumo del sustrato pueden ser afectadas por muchos factores externos, entre los que puede mencionarse la temperatura, pH y tóxicos. Las constantes de rapidez aumentan cuando la temperatura se eleva en el intervalo de 0 a 55 °C, con el correspondiente incremento en la producción de biomasa y consumo de sustrato. Los incrementos en las tasas de reacción siguen aproximadamente la regla de van't Hoff-Arrhenius de duplicación por cada 10 °C de incremento en temperatura por encima de la temperatura máxima. El calor excesivo desnaturaliza las enzimas y puede destruir al organismo.

También es importante el pH que rodea a los microorganismos, ya que los sistemas enzimáticos tienen un intervalo estrecho de tolerancia. Los microorganismos que degradan los materiales orgánicos de las aguas residuales funcionan mejor cerca de un pH neutro, con un intervalo de

tolerancia desde aproximadamente pH 6 a pH9.

En el crecimiento de la biomasa tienen influencia factores tales como la presencia de sustancias tóxicas, concentración de sales y oxidantes. Las sustancias tóxicas envenenan a los microorganismos; la concentración de sales interfiere con las relaciones de presión interna-externa, y los oxidantes destruyen las enzimas y materiales celulares. Los microorganismos tienen la capacidad de ajustarse a un intervalo muy amplio de la mayoría de los factores ambientales, a condición de que los cambios ocurran gradualmente. La repentina caída del pH o una descarga salada puede provocar un daño irreparable al cultivo:

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. Dibuja una gráfica que represente el crecimiento de las bacterias de un cultivo puro, anotando el nombre que se da a cada segmento.
2. Define: a) biomasa; b) fase de retardo; c) fase de crecimiento logarítmico; d) fase estacionaria; e) fase endógena; f) cultivos suspendidos; g) cultivos adheridos; y h) flóculos.
3. Nombra, define y describe el método más común para cuantificar la biomasa.
4. ¿Qué factores externos y de qué forma pueden afectar la rapidez de producción de biomasa y de consumo de sustrato?
5. Si la población de microorganismos es 3.0×10^5 al tiempo t_0 y 36 horas después es 9.0×10^8 , ¿cuántas generaciones han ocurrido?
6. Los siguientes datos se obtuvieron en un experimento de observación del crecimiento bacteriano. Grafica los datos en papel logarítmico. ¿Aproximadamente en qué tiempo inició y en qué tiempo terminó el crecimiento logarítmico?

Tiempo, en horas	Cuenta de bacterias
0	1×10^3
5	1×10^3
10	1.5×10^3
15	5.4×10^3
20	2.0×10^4
25	7.5×10^4
30	2.85×10^5
35	1.05×10^6
40	1.15×10^6
45	1.15×10^6

7. Si el tiempo de regeneración para las bacterias es de 20 minutos, calcule el número de bacterias que podrá haber luego de 6 horas.
8. Si en un tiempo de regeneración de 30 minutos hay 65 536 bacterias, calcule el tiempo requerido para obtener este número por medio de la fisión binaria.

Sistemas de cultivo suspendido

En el tratamiento biológico del agua residual pueden usarse varios tipos de reactores. Aunque los reactores batch son útiles en algunas aplicaciones, los que se estudiarán aquí son los sistemas de flujo continuo. Los reactores pueden contener *cultivos suspendidos* o *cultivos adheridos*. En los cultivos suspendidos los microorganismos están suspendidos en el agua residual ya sea como células individuales o como "racimos" de células llamados *flóculos*. Éstas son rodeadas por las aguas residuales que contienen su alimento y otros elementos esenciales. Los cultivos adheridos consisten en masas de microorganismos adheridos a superficies, mientras que el agua residual pasa sobre la película microbiana.

Los reactores de cultivo suspendido pueden ser de tres tipos fundamentales:

1. Completamente mezclados sin recirculación de lodos.
2. Completamente mezclados con recirculación de lodos.
3. De flujo pistón con recirculación de lodos.

Los lodos consisten principalmente en microorganismos; su recirculación incrementa la biomasa del reactor y en consecuencia afecta directamente las tasas de producción de biomasa y de consumo del sustrato expresadas por las ecuaciones (13.5) y (13.7).

14.1 Reactor completamente mezclado sin recirculación de lodos

La Figura 14.1 muestra el esquema de definición del proceso con mezcla completa sin recirculación. Este reactor corresponde en la práctica al proceso de tratamiento que se conoce como *laguna aireada*. Los materiales orgánicos solubles se introducen en el reactor, donde un cultivo bacteriano aerobio se mantiene en suspensión. El contenido del reactor se denomina *licor mezclado*.

El balance material para la biomasa es el siguiente:

Tasa de acumulación de microorganismos en el sistema = Flujo másico de microorganismos hacia el interior del sistema - Flujo másico de microorganismos hacia fuera del sistema + Crecimiento de microorganismos dentro del sistema

$$V \frac{dX}{dt} = QX_0 - QX + Vr_x \dots \dots \dots (14.1)$$

donde:

- dX/dt = tasa de cambio de la concentración de microorganismos en el reactor
- V = volumen del reactor
- Q = gasto del influente y efluente
- X_0 = concentración de biomasa en el influente
- X = concentración de biomasa en el reactor
- r_x = rapidez de crecimiento de la biomasa

La fracción volátil de los sólidos suspendidos totales se puede considerar como una aproximación de la biomasa viva.

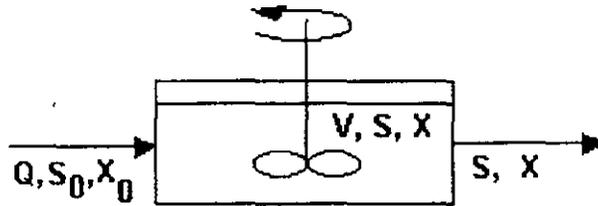


Figura 14.1. Reactor completamente mezclados sin recirculación de lodos.

Como se expresó en el Capítulo 13, el valor de r_x está dado por la ecuación (13.7); sustituyendo en la ecuación (14.1), se tiene

$$V \frac{dX}{dt} = QX_0 - QX + V \left[\frac{k_0 SX}{K_s + S} - k_d X \right] \dots \dots \dots (14.2)$$

donde S es la concentración del sustrato en el efluente del reactor, en mg/l. Si se desprecia la concentración de microorganismos en el efluente y se asumen condiciones de estado estacionario ($dX/dt=0$), la ecuación (14.2) resulta:

$$\frac{Q}{V} = \frac{1}{\theta} = k' \dots \dots \dots (14.3)$$

donde:

$$k' = \frac{k_0 S}{K_s + S} - k_d \dots \dots \dots (14.4)$$

es la expresión de la tasa neta específica de crecimiento, en t^{-1} , propuesta por Van Uden (1967), y θ es el tiempo de retención hidráulica, V/Q . En la ecuación (14.3), el término $1/\theta$ corresponde a la tasa neta específica de crecimiento k' . El término $1/\theta$ también corresponde a $1/\theta_c$, donde θ_c es el tiempo medio de residencia celular; se define como la masa de microorganismos removidos del sistema cada día; para el reactor mostrado en la Figura 14.1, se expresa:

$$\theta_c = \frac{VX}{QX} = \frac{V}{Q} \dots \dots \dots (14.5)$$

Por otra parte, el balance material para el sustrato se expresa de la manera siguiente:

$$V \frac{dS}{dt} = QS_0 - QS + V \frac{k_0 SX}{Y(K_s + S)} \dots \dots \dots (14.6)$$

En el estado estacionario, ($dS/dt=0$), por lo que se obtiene:

$$(S_0 - S) - \theta \left[\frac{k_0 SX}{Y(K_s + S)} \right] = 0 \dots \dots \dots (14.7)$$

La concentración de la biomasa del efluente en el estado estacionario está dada por:

$$X = \frac{Y(S_0 - S)}{1 + k_d \theta} \dots \dots \dots (14.8)$$

Y la concentración de sustrato en el efluente es:

$$S = \frac{K_s(1 + \theta k_d)}{\theta(Yk_0 - k_d) - 1} \dots \dots \dots (14.9)$$

Si se conocen las constantes cinéticas K_s , k_d , k_0 y Y , se puede predecir la concentración de biomasa y sustrato del efluente mediante las ecuaciones (14.8) y (14.9). Las concentraciones así obtenidas se basan en un desecho soluble y no consideran materia orgánica entrante no biodegradable o sólidos suspendidos volátiles e inertes.

14.2 Sistema de lodos activados

El proceso de lodos activados es un sistema de cultivo suspendido desarrollado en Inglaterra por Arden y Lockett en 1914. Cuando se agita en presencia de oxígeno un agua residual previamente pasada por un sistema de tratamiento primario, se forma un flóculo de lodo en el que se desarrollan muchas bacterias y organismos vivos, con lo que dicho flóculo se vuelve activo, oxidando y absorbiendo materia orgánica. De aquí que se denomina *lodo activado*. Cuando se

halla en buenas condiciones, este lodo y su carga de vida microscópica se posa rápidamente y arrastra consigo todos los sólidos en suspensión y gran parte de los que se hallan en estado coloidal. Los lodos sedimentados que contienen microorganismos vivos o activos, se regresan al reactor para incrementar la biomasa disponible y acelerar las reacciones. La mezcla de las aguas a tratar con los lodos de retorno recibe el nombre de *licor mezclado*. De esta manera, el proceso de lodos activados es un proceso de cultivo suspendido con recirculación de lodos y puede ser un proceso completamente mezclado o un proceso de flujo pistón, como se esquematiza en las Figuras 14.2 y 14.3. El proceso es aerobio, siendo el oxígeno suministrado por el aire de la atmósfera.

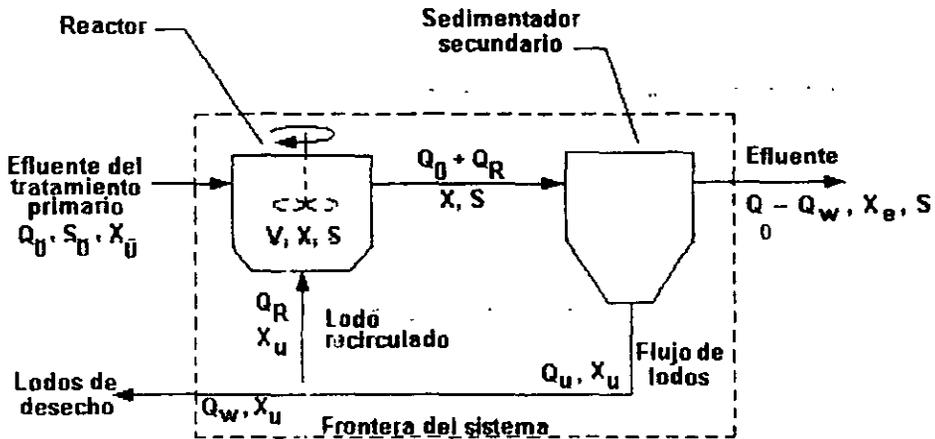


Figura 14.2. Sistema típico de lodos activados con reactor completamente mezclado.

14.2.1 Reactores completamente mezclados

El reactor, denominado tanque de aireación, es de volumen adecuado para proporcionar un periodo de permanencia relativamente largo, generalmente de 4.5 a 6 horas para aguas residuales domésticas. En el tanque de aireación el licor mezclado se agita y mezcla con aire, y en este tiempo se produce la floculación, la absorción y la oxidación de la materia suspendida y coloidal y de parte de la disuelta. Esta mezcla de agua residual y lodos pasa del tanque de aireación a otro de sedimentación final, donde el flóculo de lodo activado se posa, quedando un líquido claro que contiene muy poca cantidad de materia orgánica.

Las ecuaciones (13.5) y (13.7) son el punto de partida para el análisis del sistema de lodos activados. A continuación se reproducen dichas ecuaciones:

$$r_s = - \frac{r_x}{Y} = - \frac{k_o SX}{Y (K_s + S)} \dots \dots \dots (13.5)$$

$$\frac{dX}{dt} = \frac{k_o SX}{K_s + S} - k_d X \dots \dots \dots (13.7)$$

Las ecuaciones de rapidez de la reacción tienen correspondencia con variables del sistema; para un sistema completamente mezclado las ecuaciones de balance de masa se escriben, para

biomasa y sustrato, analizando la Figura 14.2 alrededor de las fronteras del sistema. En condiciones de estado estable, esto es, sin cambios en las concentraciones de biomasa y sustrato con respecto al tiempo, estas ecuaciones son como sigue:

$$\text{Biomasa entrante} + \text{Biomasa en crecimiento} = \text{Biomasa saliente}$$

La biomasa saliente es la del efluente más el lodo de desecho.

Para la biomasa, se tiene

$$Q_0 X_0 + V \left(\frac{k_0 X S}{K_s + S} - k_d X \right) = (Q_0 - Q_w) X_e + Q_w X_u \dots \dots \dots (14.10)$$

y para el sustrato

$$Q_0 S_0 - V \frac{k_0 S X}{Y(K_s + S)} = (Q_0 - Q_w) S + Q_w S \dots \dots \dots (14.11)$$

donde:

- Q_0, Q_w = gastos del influente y lodos de desecho, respectivamente, m^3/d
- X_0, X, X_e, X_u = concentración de biomasa en el influente, reactor, efluente y flujo inferior del sedimentador (lodos de desecho), respectivamente, kg/m^3
- S_0, S = concentración de alimento (sustrato) soluble en el influente y reactor, respectivamente, kg/m^3
- V = volumen del reactor, m^3
- K_s, k_0, k_d, Y = constantes cinéticas, $kg/m^3, d^{-1}, d^{-1}, kg/kg$

Las ecuaciones (14.10) y (14.11) pueden simplificarse asumiendo las siguientes suposiciones:

1. La concentración de biomasa en el influente y efluente son despreciables en comparación con la biomasa en otros puntos del sistema.
2. La concentración de sustrato en el influente S_0 se diluye inmediatamente en el reactor a su concentración S debido al régimen completamente mezclado.
3. Todas las reacciones ocurren en el reactor, esto es, en el sedimentador no ocurre ni producción de biomasa, ni consumo de sustrato.
4. Debido a la suposición 3, el volumen V se refiere sólo al volumen del reactor.

De acuerdo con estas suposiciones, la ecuación (14.10) se simplifica de la siguiente forma:

$$V \left(\frac{k_0 X S}{K_s + S} - k_d X \right) = Q_w X_u$$

$$\frac{k_0 X S}{K_s + S} - k_d X = \frac{Q_w X_u}{V}$$

$$\frac{k_0 S}{K_s + S} = \frac{Q_w X_u}{V X} + k_d \dots \dots \dots (14.12)$$

Y la ecuación (14.11) resulta:

$$Q_0 S_0 - V \frac{k_0 S X}{Y(K_s + S)} = Q_0 S - Q_w S + Q_w S$$

$$- V \frac{k_0 S X}{Y(K_s + S)} = Q_0 S - Q_0 S_0$$

$$\frac{k_0 S}{K_s + S} = \frac{Q_0 Y}{V X} (S_0 - S) \dots \dots \dots (14.13)$$

Combinando las ecuaciones (14.12) y (14.13) se obtiene

$$\frac{Q_w X_u}{V X} = \frac{Q_0 Y}{V X} (S_0 - S) - k_d \dots \dots \dots (14.14)$$

El inverso de las expresiones

$$\frac{Q_w X_u}{V X} \text{ y } \frac{Q_0}{V}$$

tiene un significado físico especial en el sistema de lodos activados representado en la Figura 14.2. La cantidad

$$\frac{V}{Q_0} = \theta \dots \dots \dots (14.15)$$

se denomina *tiempo de retención hidráulico* en el reactor con base en el gasto del influente. El cociente de la biomasa total en el reactor entre la biomasa desechada en un tiempo dado

$$\frac{VX}{Q_r X_u} = \theta_c \dots \dots \dots (14.16)$$

representa el tiempo promedio que los microorganismos pasan en el sistema. Este parámetro, denominado *tiempo de residencia celular* es mayor que el tiempo de retención hidráulico dado que la mayor parte de los lodos provenientes del sedimentador son retornados al reactor. Sustituyendo las ecuaciones (14.15) y (14.16) en la ecuación (14.14), se tiene:

$$\frac{1}{\theta_c} = \frac{Y(S_0 - S)}{\theta X} - k_d \dots \dots \dots (14.17)$$

La concentración de biomasa en el reactor, o *sólidos suspendidos en el licor mezclado* (SSLM), como se denomina comúnmente, está relacionada con el tiempo medio de residencia celular y el tiempo de retención hidráulico, como se demuestra resolviendo la ecuación (14.17) para X:

$$X = \frac{\theta_c Y(S_0 - S)}{\theta(1 + k_d \theta_c)} \dots \dots \dots (14.18)$$

No obstante que esta ecuación indica que acortando el tiempo de retención hidráulico se incrementan los SSLM manteniendo constantes las otras variables, existe un límite a partir del cual esto no es cierto. Cuando el tiempo de retención hidráulico se aproxima al tiempo de regeneración de los microorganismos, las células son lavadas hacia fuera del reactor antes de que ocurra su reproducción. Consecuentemente, X decrece y S se aproxima a S₀, lo que significa que no se está efectuando el tratamiento.

14.2.2 Reactores de flujo pistón

El reactor de flujo pistón con recirculación de lodos, mostrado en la Figura 14.3, se usa comúnmente en el proceso de lodos activados. Asumiendo mezclado completo en el plano transversal pero mínimo mezclado en la dirección del flujo, la mezcla de agua residual y lodo de retorno viaja como una unidad a través del reactor. La cinética de la reacción para la producción de biomasa es similar al proceso batch, con la excepción de que inicialmente se tiene una concentración de biomasa más alta y una concentración de sustrato más baja debido al retorno de los lodos.

Lawrence y McCarty derivaron las siguientes expresiones para los SSLM promedio y para el consumo de sustrato

$$\bar{X} = \frac{\theta_c Y(S_0 - S)}{\theta(1 + k_d \theta_c)} \dots \dots \dots (14.19)$$

$$r_s = - \frac{k_0}{Y} \frac{S\bar{X}}{K_s + S} \dots \dots \dots (14.20)$$

donde \bar{X} es la concentración promedio de biomasa en el reactor, en mg/l. Estas ecuaciones son aplicable sólo cuando $\theta_d/\theta \geq 5$.

Integrando la ecuación (14.20) para el tiempo de retención en el reactor, sustituyendo las condiciones de frontera apropiadas y el factor de reciclaje, se obtiene:

$$\frac{1}{\theta_c} = \frac{k_0(S_0 - S)}{(S_0 - S) + (1 - \alpha) (K_s \ln \frac{S_i}{S})} - k_d \dots \dots \dots (14.21)$$

donde:

- α = factor de reciclaje, Q/Q_r
- S_i = concentración del sustrato después del mezclado con lodo reciclado, mg/l

$$S_i = \frac{S_0 + \alpha S}{1 + \alpha}$$

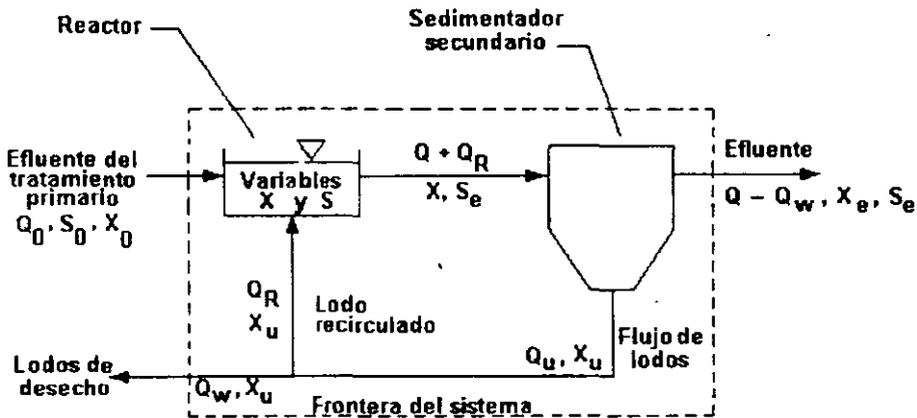


Figura 14.3. Sistema típico de lodos activados con reactor de flujo pistón.

14.2.3 Variaciones del proceso de lodos activados

Existen muchas variaciones de los sistemas completamente mezclados y de flujo pistón. En algunos casos son diferencias sutiles, tales como tasas de suministro de aire, puntos de aplicación del agua residual o del aire, tiempos de retención, formas del reactor, y métodos de introducción del aire. En otros casos se trata de diferencias drásticas, tales como adsorción y sedimentación previa a la oxidación biológica y el uso de oxígeno puro en vez de únicamente aire. A continuación se

describen brevemente las variaciones más comunes.

En un sistema de lodos activados convencional, la tasa de oxidación es máxima en el extremo de entrada del tanque y en ocasiones es difícil mantener condiciones aerobias con una distribución uniforme de aire. La Figura 14.4 muestra una variación del sistema de lodos activados que pretende solucionar este inconveniente, denominada *aireación por pasos*, en la cual se introduce el material orgánico en el tanque en incrementos o pasos, en lugar de hacerlo en la cabecera. La adición del influente en esta forma propicia una remoción uniforme de la DBO a través del tanque.

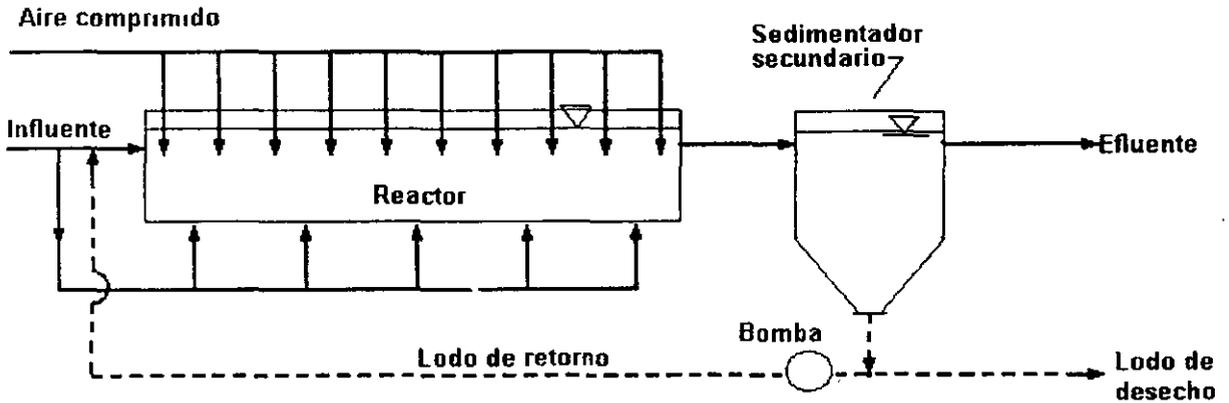


Figura 14.4. Aireación por pasos.

En la variación del sistema denominada *aireación piramidal* mostrada en la Figura 14.5, el abastecimiento de aire se reduce progresivamente a lo largo del tanque de modo que, no obstante que se usa el mismo volumen total de aire que en el sistema convencional, se concentra más aire en la entrada del tanque para hacer frente a la alta demanda que ahí se presenta, esto es, se agrega aire en proporción a la DBO ejercida.

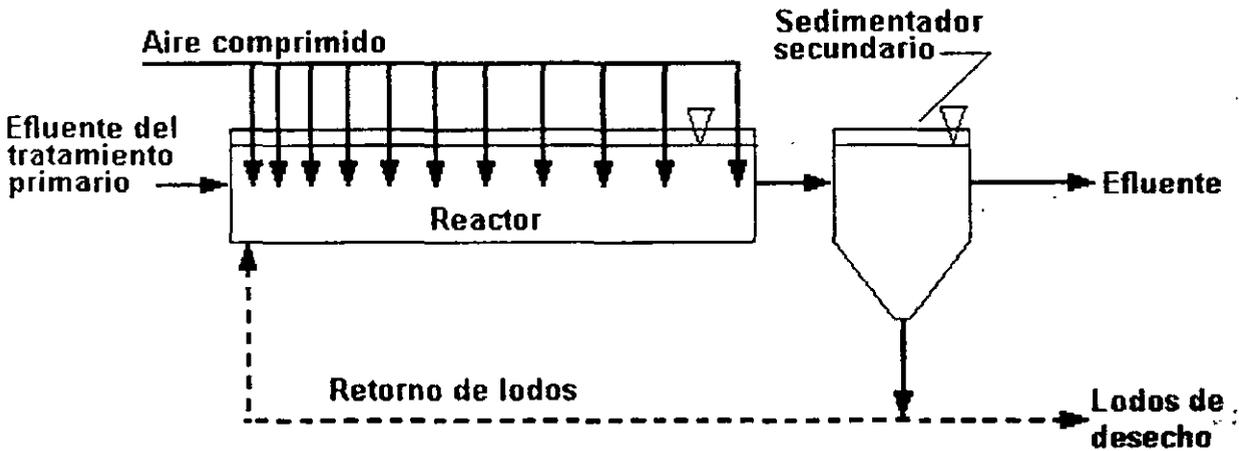


Figura 14.5. Aireación piramidal.

La Figura 14.6 muestra la variación denominada *estabilización por contacto*. En este sistema el influente de agua residual se mezcla y airea con lodos activados de retorno sólo durante 30 minutos a 1 hora; este proceso se denomina *estabilización por contacto*. El lapso pequeño de contacto es suficiente para que los microorganismos absorban los contaminantes orgánicos pero no para estabilizarlos. Después del periodo de contacto, el licor mezclado entra al sedimentador secundario y el lodo activado se sedimenta; el agua residual clarificada fluye sobre el vertedor del efluente. El lodo sedimentado se bombea hacia el interior de otro tanque denominado de *reaireación* o *estabilización*. El contenido del tanque de estabilización es aireado durante 2 a 3 horas permitiendo a los microorganismos descomponer el material orgánico absorbido. La concentración de los sólidos en el tanque de contacto es de aproximadamente 2000 mg/l, mientras que en la unidad de digestión puede ser tan alta como 20 000 mg/l.

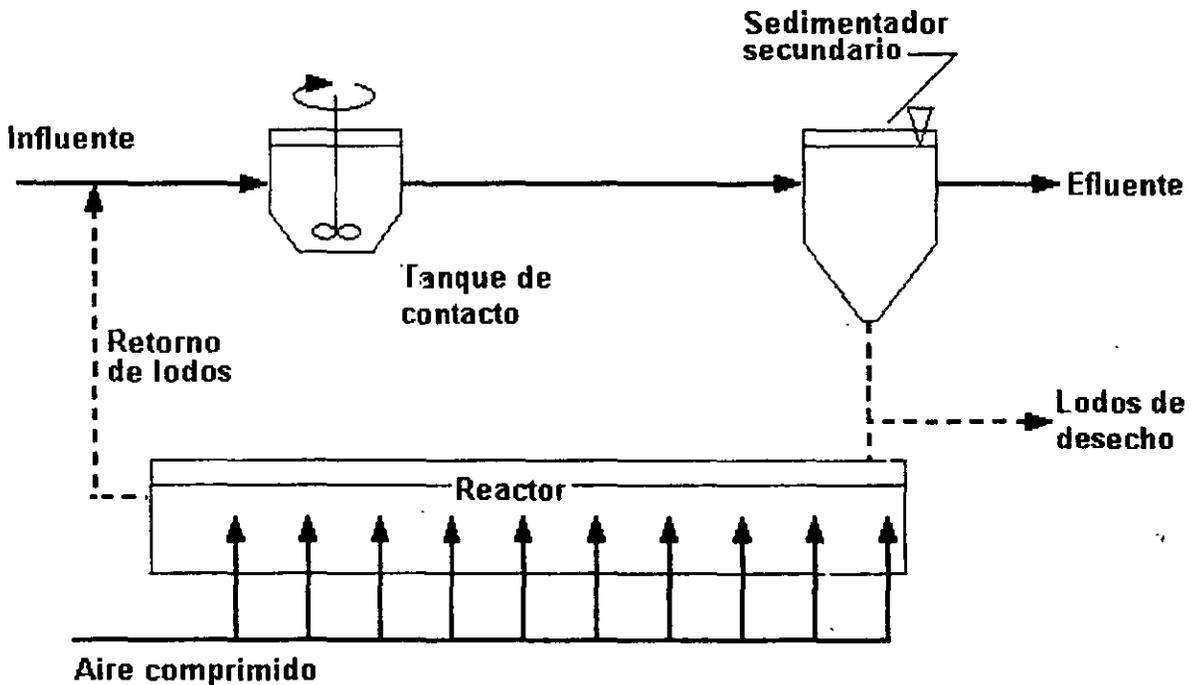


Figura 14.6. Estabilización por contacto.

El porcentaje de oxígeno en la atmósfera es sólo 21%. En lugar de usar aire se puede obtener mayor capacidad de tratamiento inyectando oxígeno puro en el licor mezclado en una planta de tratamiento de lodos activados. La Figura 14.7 muestra el diagrama de flujo de un sistema de este tipo denominado *lodos activados con oxígeno puro*. El oxígeno se obtiene en el mismo sitio de la planta. El efluente del tratamiento primario, los lodos de retorno y el oxígeno se introducen en el primer compartimiento de un tanque cubierto multietapas. El oxígeno es mezclado en el agua residual mediante agitadores mecánicos. Algunos autores expresan que estas unidades pueden operar a niveles relativamente altos de SSLM (6000 a 8000 mg/l) al tiempo que producen buenas condiciones de sedimentación; además son económicas por su bajo consumo de energía y requerimientos mínimos de terreno. Sin embargo, los datos de operación de las plantas piloto en el Reino Unido no siempre han confirmado esas afirmaciones. Un ejemplo de la aplicación de esta variación del proceso de lodos activados en México es la planta Culces Nombres en el estado de Nuevo León.

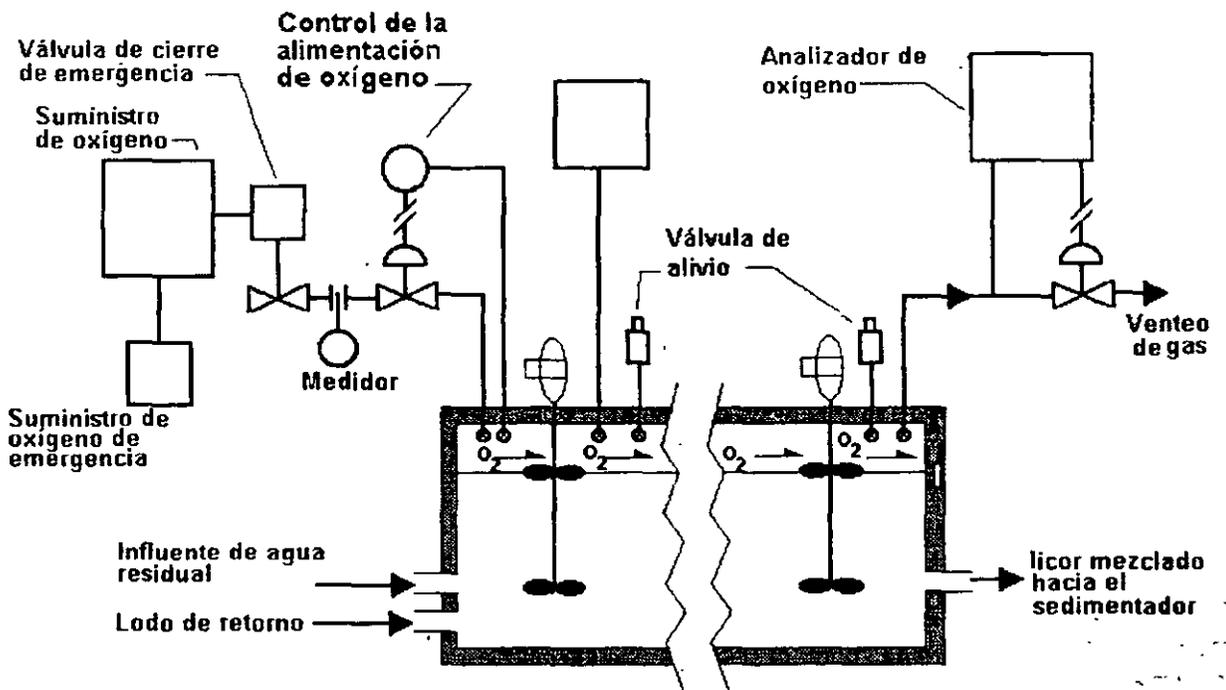
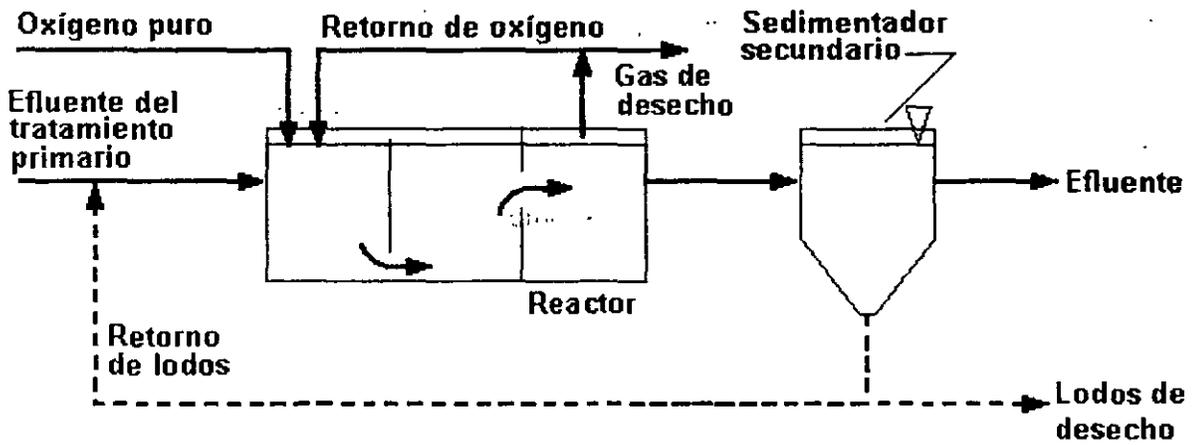


Figura 14.7. Lodos activados con oxígeno puro.

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DULCES NOMBRES

En Nuevo León, a 30 kilómetros al Este de la ciudad de Monterrey, se encuentra la planta de tratamiento de aguas residuales más grande en América Latina conocida como Dulces Nombres, operada por el Servicio de Agua y Drenaje de Monterrey, una empresa descentralizada del gobierno del estado. Empezó a operar en febrero de 1996, con una capacidad de funcionamiento nominal de 5 m³/s; sin embargo, entre las 10:00 y las 22:30 se presenta un gasto punta de hasta 10 m³/s.

El influente de la planta se distribuye hacia unas rejillas mecánicas que retienen partículas mayores a 2.5 cm. Las rejillas son autolimpiables, con un ciclo programado de 20 minutos.

Después se bombea el agua hacia los desarenadores donde se eliminan las partículas discretas. La basura retenida en las rejillas y el mar depositado en los desarenadores se transporta una vez por semana hacia el relleno sanitario. Dulces Nombres es la única planta de tratamiento de aguas residuales en el país que cuenta con un relleno sanitario.

Antes de ser dispuestos en el relleno sanitario los lodos reciben tratamiento a través de digestión anaerobia.

El efluente de los desarenadores pasa a la operación de sedimentación primaria. Existen cuatro tanques, cada uno de 61 m de diámetro y 6 m de profundidad. Su función es remover los sólidos suspendidos totales y la materia flotante, como grasas y espumas. Los sedimentadores son del tipo de alimentación central. El lodo se recolecta por medio de un sistema de rastras.

En Dulces Nombres se utiliza la variación del proceso de lodos activados que utiliza un reactor con oxígeno líquido al 96%.

El tamaño del reactor actual es la mitad del que sería uno con el sistema de aireación extendida; en la parte superior se pueden observar los agitadores que mezclan el licor mezclado y se le aplica oxígeno.

Una vez que el agua ha pasado por el reactor biológico, ingresa a sedimentadores secundarios. Se dispone de seis tanques, cada uno de 63 m de diámetro que cuentan con un sistema de rastras similar al de los sedimentadores primarios.

El lodo que se recolecta en los sedimentadores secundarios se conducen hacia la estación de bombeo de los lodos de retorno. Conforme va aumentando el nivel de sólidos durante el proceso, se van desalojando; éstos lodos de desecho son enviados hacia los espesadores de gravedad en donde se les aplica un polímero (poliacrilamida) para propiciar su coagulación, provocando que el lodo desprenda el agua y pase a través de un filtro continuo. A continuación, el lodo espeso se envía hacia los digestores anaerobios.

Los espesadores consisten en unas bandas permeables en las que se deposita el lodo mezclado con el agente químico (que coagula y aglomera los sólidos), así el agua queda libre y se drena hacia la parte inferior de la banda por gravedad. A través de la banda giratoria, el lodo se deposita en una tolva y cae a un cárcamo donde una bomba especial para manejo de fluidos con alto contenido de sólidos recupera ese lodo ya

Se dispone de cuatro tanques para el proceso de digestión anaerobia, pero sólo se utilizan tres; se maneja una cantidad diaria de 2,500 m³ de lodos primarios mientras que la de lodos secundarios oscila entre 300 y 400 m³.

Los tanques digestores están cubiertos con una cúpula que impide la entrada de aire; aquí se lleva a cabo el proceso de digestión de los sólidos en el que también intervienen bacterias para eliminar los contaminantes de tipo orgánico y los transforman en bióxido de carbono, vapor de agua, gas metano y algo de sulfuro de hidrógeno.

En este proceso intervienen bacterias facultativas y metanogénicas. Las primeras reciben los compuestos de alto peso molecular como carbohidratos y proteínas. Una vez degradados, se encuentran en una forma más simple de compuestos orgánicos llamados ácidos grasos volátiles que entran como materia prima y otro tipo de alimento para las bacterias metanogénicas que transforman estos componentes en bióxido de carbono, metano y vapor de agua; las bacterias ya están incluidas en los lodos siendo éstos naturales del sistema.

La calidad del efluente es de 5 mg/l en DBO, 10 mg/l de sólidos suspendidos totales, nitrógeno amoniacal alrededor de 0.1 mg/l y una mínima parte de bacterias. Como proceso final se aplica cloro al agua para su desinfección, en cantidades que van desde 1,200 a 1,300 kg diarios según los volúmenes de agua que se manejen. Al llegar el agua a su destino final, la cantidad de cloro residual es de 0.3 mg/l por lo que no representa riesgo alguno para el ambiente.

Al final del proceso el efluente se dispone en el Río Pesquería y su destino final es la presa Marte R. Gómez en el estado de Tamaulipas.

El agua residual proviene del área metropolitana de Monterrey, transportada por un emisor de 2.50 m de diámetro, denominado Colector Talavera.

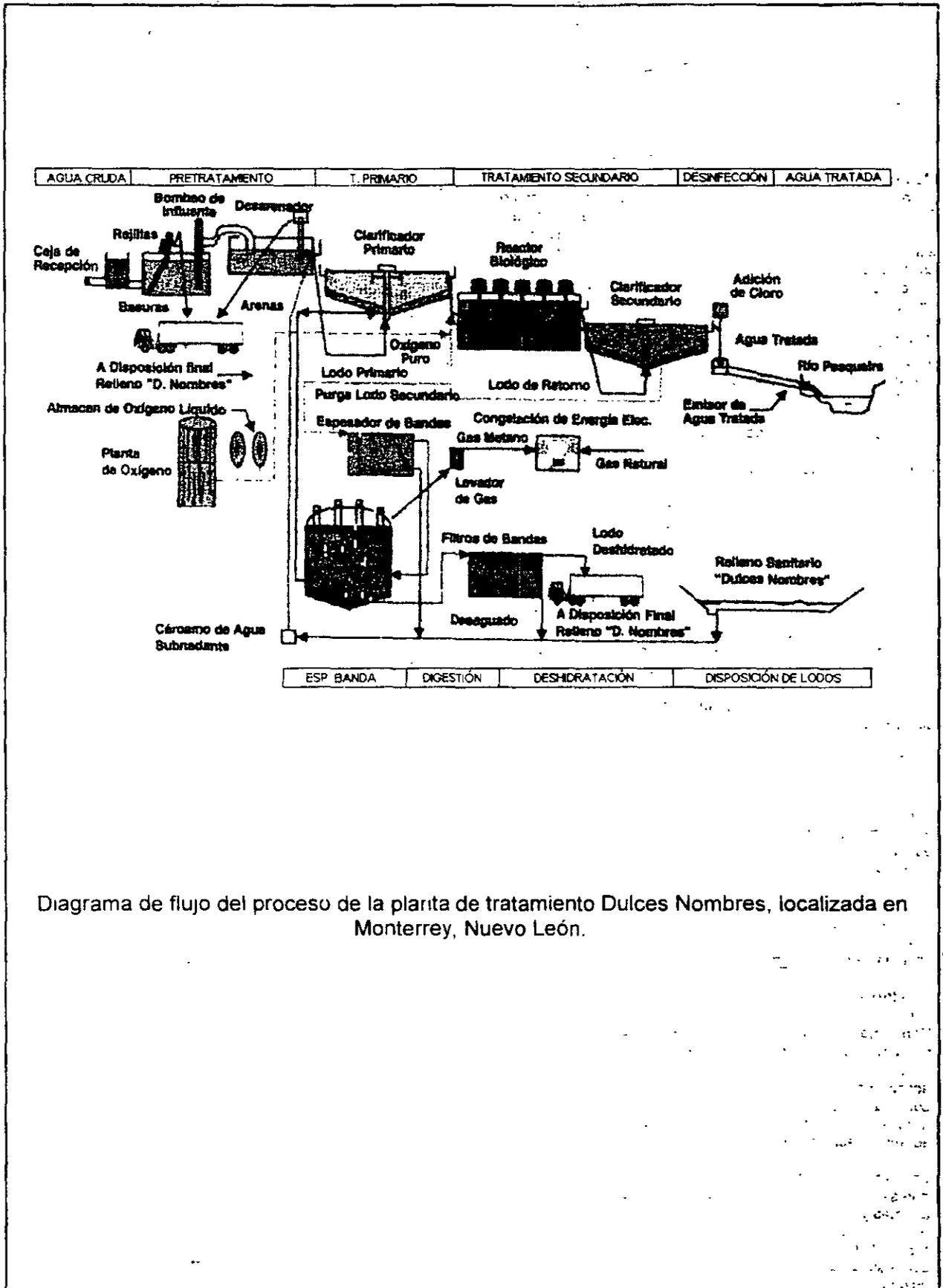


Diagrama de flujo del proceso de la planta de tratamiento Dulces Nombres, localizada en Monterrey, Nuevo León.

La Figura 14.8 ilustra la variación del proceso de lodos activados denominada de *alta tasa*, en la cual se proporciona un tiempo de retención corto y una relación alta de sustrato/biomasa en el aireador, para mantener el cultivo en la fase logarítmica. Con tiempos de retención cortos (2 h) y bajos SSLM (cerca de 1000 mg/l), se logra rápidamente la estabilización parcial a bajo costo, con cargas de hasta 16 kg de DBO/m³ d y con un abastecimiento de aire de 3 m³/m³. En plantas de este tipo se logran remociones de DBO del 60 al 70%, y son adecuadas para el tratamiento de desechos fuertes.

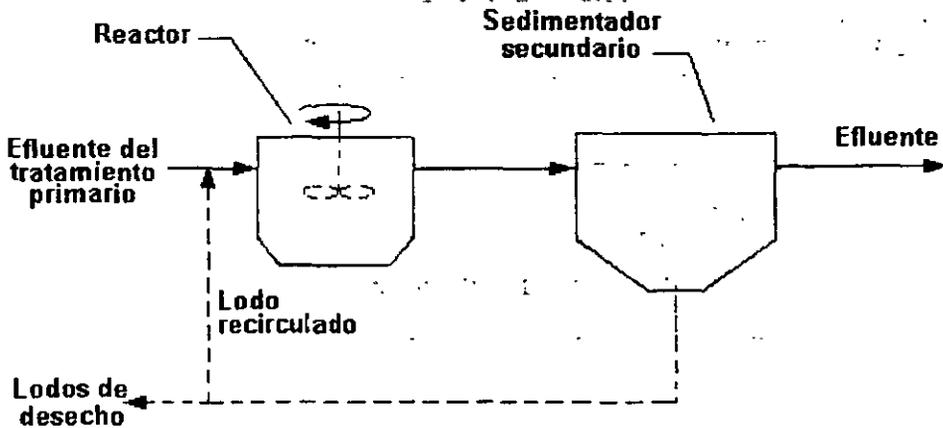


Figura 14.8. Lodos activados de alta tasa.

La variación denominada *aireación prolongada* se esquematiza en la Figura 14.9. En este sistema se proporciona un tiempo de retención largo y una relación baja sustrato/biomasa en el aireador, para mantener al cultivo en la fase endógena. Con el uso de tiempos prolongados de aireación (24 a 48 h) es posible operar en la zona de respiración endógena y que se produzca menos lodo que en una planta normal. Se usa una baja carga orgánica, de 0.24 a 0.32 kg de DBO/m³ d. Estas plantas son muy adecuadas para pequeñas comunidades, ya que en esos casos el volumen reducido de lodos y la naturaleza relativamente inofensiva del lodo mineralizado son ventajas considerables. Sin embargo, estas ventajas representan mayores costos de operación (debido al mayor tiempo de aireación) y las plantas no producen un efluente con estándar 30:20 debido al acarreo de sólidos de la zona de sedimentación.

Las zanjas de oxidación (Figura 14.10) son una evolución del proceso de aireación prolongada, en las cuales se instalan aireadores tipo cepillo que producen movimiento del agua en zanjas continuas, cuya construcción es relativamente barata si las condiciones del suelo son adecuadas.

14.2.4 Consideraciones de diseño

En el diseño de los sistemas de lodos activados deben considerarse muchos factores. Se requiere efectuar una selección de las variaciones del proceso y de los tipos de reactores que son compatibles con las características del agua residual. También es necesario considerar factores externos tales como los costos de construcción, las dificultades y costos de operación y mantenimiento y las limitaciones de espacio. Es común que el ingeniero seleccione varios esquemas para analizar con detalle los más prometedores. Se determinan las constantes biológicas asociadas con el agua residual y con el reactor, y se cuantifican los parámetros de operación que producirán el grado de tratamiento deseado. Se elabora entonces un diseño preliminar de cada alternativa, y se selecciona la más adecuada para efectuar su diseño detallado para su construcción.

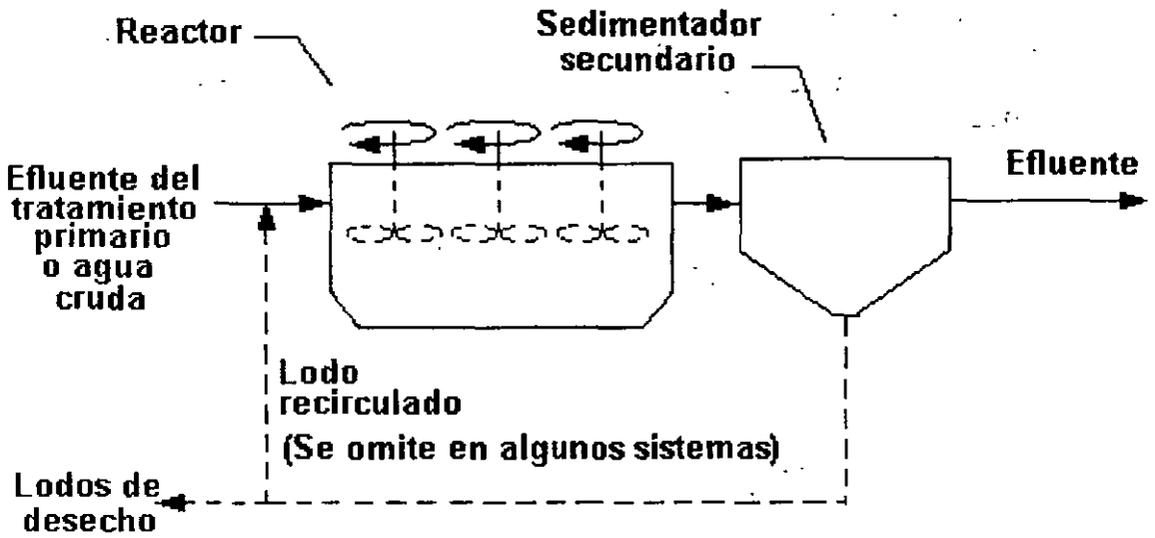


Figura 14.9. Aireación prolongada.

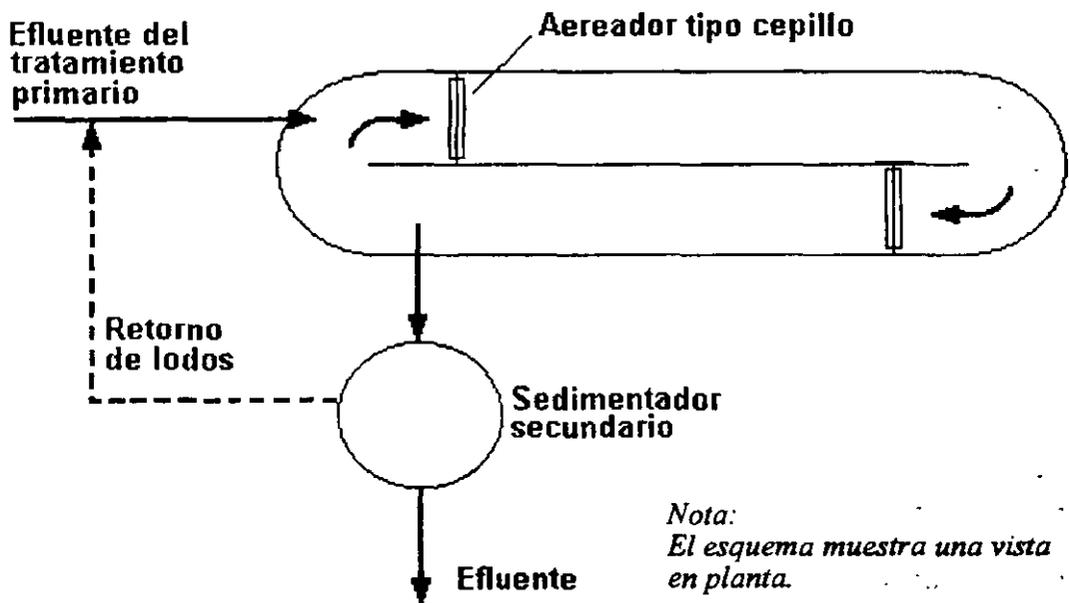


Figura 14.10. Zanja de oxidación

Debido al volumen de reactor requerido, los sistemas de aireación prolongada se recomiendan para gastos menores de 7500 m³/d. Con excepción de los sistemas de oxígeno puro, los procesos de alta tasa producen un lodo difícil de sedimentar y comúnmente no se usan cuando se requiere un efluente de alta calidad. Cuando se presentan amplias fluctuaciones del gasto, son más recomendables los reactores completamente mezclados que los de flujo pistón, ya que en los primeros la dilución instantánea en el aireador amortigua las cargas repentinas, mientras que en un sistema de flujo pistón dichas cargas se transportarían a través de él ocasionando características variables del efluente. En los casos donde la carga es razonablemente constante los sistemas de flujo pistón producen un lodo maduro con excelentes características de sedimentación.

En el diseño de sistemas de lodos activados es importante considerar la interdependencia del reactor biológico y el sedimentador secundario. Las concentraciones altas de biomasa y los periodos de aireación pequeños pueden producir buenas eficiencias de tratamiento con respecto a la DBO soluble. Sin embargo, los ahorros logrados con el volumen del tanque de aireación se anulan debido al gran tamaño del sedimentador secundario requerido para clarificar el efluente y espesar el lodo. A causa de las limitaciones del espesamiento, el sedimentador secundario comúnmente alcanza los límites superiores de las concentraciones de biomasa en el reactor.

Las principales variables de diseño de los reactores de lodos activados son:

- ⇒ Tasa de carga volumétrica.
- ⇒ Relaciones sustrato a biomasa.
- ⇒ Tiempo medio de residencia celular.

La tasa volumétrica de lodos V_L es la masa de DBO en el influente dividida entre el volumen del reactor, es decir

$$V_L = \frac{QS_0}{V} \dots \dots \dots (14.22)$$

Sus unidades son kilogramos de DBO por metro cúbico por día. La relación sustrato a biomasa (F/M) es un indicador de la carga orgánica en el sistema con respecto a la cantidad de sólidos biológicos que hay en el tanque, o en otras palabras, es la masa eliminada de DBO dividida entre la biomasa en el reactor, es decir

$$\frac{F}{M} = \frac{Q(S_0 - S)}{VX} \dots \dots \dots (14.23)$$

Sus unidades son kilogramos de DBO por kilogramo de biomasa (SSLM) día. Para tanques de aireación convencionales, la relación F/M está en el intervalo de 0.2 a 0.4.

El tiempo medio de residencia celular, θ_c , también denominado tiempo de retención de sólidos o edad de los lodos, es el parámetro de diseño más usado comúnmente en la actualidad. El Cuadro 14.1 presenta los parámetros típicos de diseño para sistemas de lodos activados.

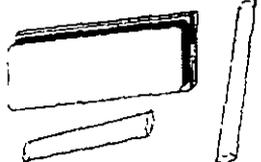
Cuadro 14.1
Parámetros de diseño y operativos para tratamiento de agua residual municipal por lodos activados

TIPO DE PROCESO	θ_c	F/M	V_L	θ	SSLM	Q/Q	R.F.	η	Aire abastecido
Aireación piramidal	5 - 15	0.2 - 0.4	0.3 - 0.6	4 - 8	1500 - 3000	0.25 - 0.5	FP	85-95	45-90
Convencional	4 - 15	0.2 - 0.4	0.3 - 0.6	4 - 8	1500 - 3000	0.25 - 0.5	FP	85-95	45-90
Aireación por pasos	4 - 15	0.2 - 0.4	0.6 - 1.0	3 - 5	2000 - 3500	0.25 - 0.75	FP	85-95	45-90
Completamente mezclado	4 - 15	0.2 - 0.4	0.8 - 2.0	3 - 5	3000 - 6000	0.25 - 1.0	CM	85-95	45-90
Estabilización por contacto	4 - 15	0.2 - 0.6	1.0 - 1.2			0.25 - 1.0			45-90
- Tanque de contacto				0.5 - 1.0	1000 - 3000		FP	80-90	
- Tanque de estabilización				4 - 6	4000 - 10000		FP		
Aireación de alta tasa	4 - 15	0.4 - 1.5	1.6 - 16	0.5 - 2.0	4000 - 10000	1.0 - 5.0	CM	75-90	25-45
Oxígeno puro	8 - 20	0.2 - 1.0	1.6 - 4	1 - 3	6000 - 8000	0.25 - 0.5	CM	85-95	
Aireación prolongada	20 - 30	0.05 - 0.15	0.16 - 0.40	18 - 24	3000 - 6000	0.75 - 1.50	CM	75-90	90-125

θ_c tiempo medio de residencia celular, en días
 F/M relación sustrato- biomasa, en kg DBO₅/kg SSLM
 V_L carga volumétrica, en kg DBO₅/m³
 θ tiempo de retención hidráulico en el tanque de aireación, en hr
 SSLM sólidos suspendidos en el licor mezclado, en mg/l.
 Q/Q razón de recirculación.

R.F. régimen de flujo
 η eficiencia de remoción de la DBO₅, en por ciento.
 FP flujo pistón
 CM completamente mezclado
 Aire abastecido, en m³/kg DBO₅

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 14.1

Se tiene un tanque de lodos activados de 30 m de longitud, 10 m de ancho y 4 m de profundidad lateral del agua. El gasto de agua residual es de 4000 m³/d y la DBO₅ del agua cruda es 200 mg/l; la concentración de sólidos suspendidos en el licor mezclado es de 2000 mg/l. Calcular la relación sustrato a biomasa para el sistema.

Solución

Un tanque de aireación de lodos activados convencional está precedido por el tratamiento primario. Asumiendo que 35 % de la DBO del agua cruda se elimina en el sedimentador primario, 65% de la DBO ingresará al tanque de aireación, esto es:

$$S_0 = 0.65 \times 200 = 130 \text{ mg/l}$$

Por otra parte, considerando un 85 % de eficiencia de remoción de la DBO, en el efluente se tendrá:

$$S = 19.5 \text{ mg/l}$$

El volumen del tanque es

$$V = 30 \text{ m} \times 10 \text{ m} \times 4 \text{ m} = 1200 \text{ m}^3$$

Aplicando la ecuación (14.23), se obtiene

$$\frac{F}{M} = \frac{4000 (130 - 19.5)}{2000 \times 1200} = 0.18$$

Problema ejemplo 14.2

Se tratará un gasto de 3028 m³/d en un tanque de aireación convencional. El efluente del tratamiento primario tiene una DBO de 125 mg/l. Se mantendrá una concentración de sólidos suspendidos en el licor mezclado de 1800 mg/l, y se especifica que la relación sustrato - biomasa sea de 0.4. Calcule el volumen requerido del tanque de aireación y su longitud, si la profundidad lateral del agua debe ser de 4.5 m y la longitud del tanque se recomienda que sea tres veces su ancho.

Solución

Despejando el volumen de la ecuación (14.23) y suponiendo una eficiencia de remoción de la DBO de 85 %, se tiene

$$V = \frac{Q(S_0 - S)}{(F/M)X} = \frac{3028 (125 - 18.75)}{0.4 \times 1800} = 446.84 \text{ m}^3$$

y dado que el volumen $V = \text{largo} \times \text{ancho} \times \text{profundidad}$, o $V = L \times a \times h$, donde $L = 3a$, tenemos

$$V = 3a \times a \times h = 3a^2h$$

Despejando el ancho:

$$a = \sqrt{\frac{446.84}{3 \times 4.5}} = 5.75 \text{ m}$$

y

$$L = 3 \times 5.75 = 17.25 \text{ m}$$

Problema ejemplo 14.3

Se construirá un sistema de lodos activados para el tratamiento secundario de 10 000 m³/d de aguas residuales municipales. Después de la sedimentación primaria, la DBO es de 150 mg/l, y se desea que en el efluente la DBO soluble no sea mayor a 5 mg/l. Se usará un reactor completamente mezclado. De los análisis realizados en una planta piloto, se han obtenido las siguientes constantes cinéticas: $Y = 0.5 \text{ kg/kg}$, $k_d = 0.05 \text{ d}^{-1}$. Considerando que la concentración de SSLM es de 3000 mg/l y que la concentración del flujo inferior del sedimentador secundario es de 10 000 mg/l, determine:

1. El volumen del reactor.
2. La masa y volumen de sólidos que se desecharán cada día.
3. La relación de recirculación.

Solución

La Figura 14.11 muestra la configuración del sistema.

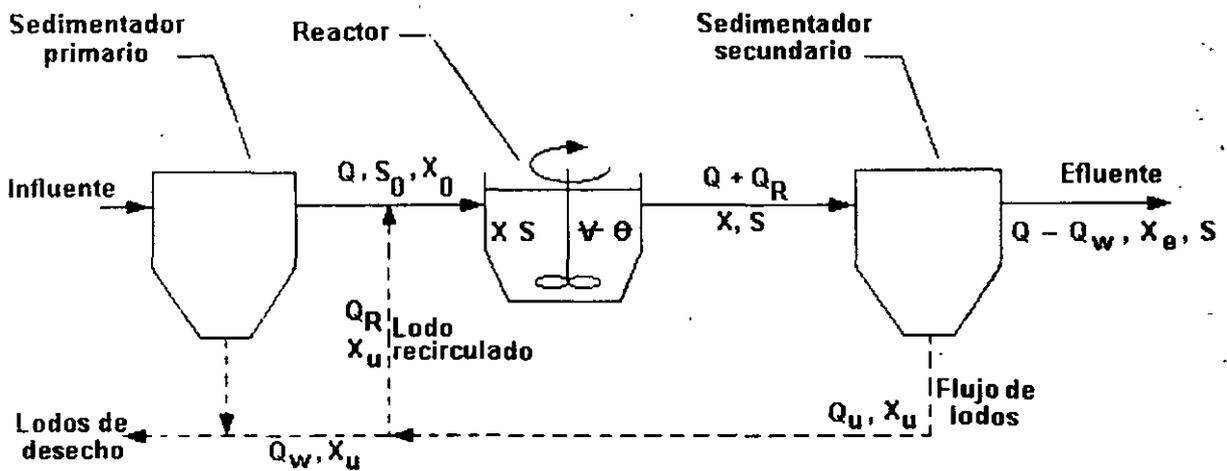


Figura 14.11. Diagrama de flujo del problema ejemplo 14.3

1. Del Cuadro 14.1 se selecciona $\theta_c = 10$ d, y se resuelve la ecuación (14.17) con $\theta = V/Q$.

$$\frac{1}{\theta_c} = \frac{QY(S_0 - S)}{VX} - k_d$$

$$0.1 \text{ d}^{-1} = \frac{10000 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 0.5(0.15 \text{ kg/m}^3 - 0.005 \text{ kg/m}^3)}{V \cdot 3.0 \text{ kg/m}^3} - 0.05 \text{ d}^{-1}$$

$$0.15 \text{ d}^{-1} = \frac{241.67 \text{ m}^3/\text{d}}{V}$$

$$V = 1611 \text{ m}^3$$

2. En condiciones de equilibrio, se aplica la ecuación (14.16)

$$\theta_c = \frac{\text{masa de sólidos en el reactor}}{\text{masa de sólidos de desecho}} = \frac{VX}{Q_w X_u}$$

$$Q_w X_u = \frac{VX}{\theta_c}$$

$$= \frac{1611 \text{ m}^3 \times 3.0 \text{ kg/m}^3}{10 \text{ d}}$$

$$Q_w X_u = 483.3 \text{ kg/d}$$

Si la concentración de sólidos en el flujo inferior del sedimentador secundario se supone de 10000 mg/l

$$Q_w = \frac{483.3 \text{ kg/d}}{10 \text{ kg/m}^3} = 48.3 \text{ m}^3/\text{d}$$

3. Puede hacerse un balance de masa alrededor del sedimentador secundario, de la manera siguiente

$$(Q + Q_R)X = (Q - Q_w)X_\theta + (Q_R + Q_w)X_u$$

Considerando que los sólidos en el efluente son despreciables comparados con los del influente y flujo inferior,

$$QX + Q_R X = Q_R X_u + Q_w X_u$$

$$Q_R(X_u - X) = QX - Q_w X_u$$

$$Q_R = \frac{QX - Q_w X_u}{X_u - X}$$

$$= \frac{10000 \text{ m}^3/\text{d} \times 3.0 \text{ kg/m}^3 - 483.3 \text{ kg/d}}{10 \text{ kg/m}^3 - 3 \text{ kg/m}^3}$$

$$Q_R = 4217 \text{ m}^3/\text{d}$$

La relación de recirculación es

$$\frac{Q_R}{Q} = \frac{4217}{10000} = 0.42$$

Problema ejemplo 14.4

1

Calcular el volumen del reactor y el tiempo de retención hidráulico de un proceso de lodos activados que produzca un efluente con DBO_5 de 20 mg/l y sólidos suspendidos de 25 mg/l. La DBO_5 del agua residual sedimentada en el clarificador primario es 160 mg/l. Considerar los siguientes parámetros: $Y = 0.65$, $k_d = 0.05 \text{ d}^{-1}$ y $\theta_c = 10 \text{ d}$. El gasto de diseño es $10 \text{ m}^3/\text{min}$. La DBO_5 de los sólidos del efluente puede estimarse en 0.63(SS).

Solución

Cálculo de la DBO_5 soluble

$$20 - 0.63 (25) = 4 \text{ mg/l}$$

Sustituyendo $\theta = V/Q$ en la ecuación (14.18), se tiene

$$X = \frac{\theta_c Y (S_0 - S) Q}{V(1 + k_d \theta_c)}$$

$$XV = \frac{\theta_c Y (S_0 - S) Q}{(1 + k_d \theta_c)}$$

$$XV = \frac{10(0.65)(160 - 4)(1440 \times 10^4)}{1 + 0.05(10)}$$

$$XV = 9.73 \times 10^9 \text{ mg}$$

Suponiendo una concentración de SSLM de 2500 mg/l, se tiene

$$V = \frac{9.7344 \times 10^9}{2500} = 3\,893\,760 \text{ l}$$

$$V = 3\,893.76 \text{ m}^3$$

Cálculo del tiempo de retención hidráulico:

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{3893.76 \times 10^3}{14\,400\,000} = 0.27 \text{ días} = 6.5 \text{ horas}$$

Cálculo del gasto de lodos de desecho

$$\frac{VX}{Q_w X_u} = \theta_c$$

La concentración de sólidos en el lodo del sedimentador secundario no suele rebasar los 15000 mg/l y normalmente es menor. Suponiendo $X_u = 15000 \text{ mg/l}$

$$Q_w = \frac{VX}{\theta_c X_u}$$

$$Q_w = \frac{3893.76(2500)}{10(15\ 000)} = 64.9\ m^3/d$$

14.2.5 Aireación de lodos activados

La tasa a la que el oxígeno es consumido por los microorganismos en el reactor biológico es denominada *tasa de utilización del oxígeno*. Para el proceso de lodos activados, la tasa de utilización del oxígeno siempre excederá la tasa natural de reposición, por esta razón se tienen que usar algunos medios artificiales para la adición de oxígeno. Con excepción del sistema de oxígeno puro, el oxígeno es abastecido mediante la aireación del licor mezclado en el reactor biológico.

La tasa de utilización del oxígeno es una función de las características tanto del agua residual como del reactor. El tratamiento de agua residual municipal por aireación prolongada origina una tasa de utilización de oxígeno de aproximadamente 10 mg/l.h. El tratamiento de la misma calidad de agua residual por el proceso de lodos activados convencional origina una tasa de utilización de oxígeno de aproximadamente 30 mg/l.h, y superior a 100 mg/l.h si el tratamiento es por el proceso de alta tasa. La adición de oxígeno debe ser suficiente para satisfacer la tasa de utilización de oxígeno y todavía mantener en todo momento un pequeño excedente en el licor mezclado, para asegurar que se lleve a cabo el metabolismo aerobio.

Las técnicas de aireación consisten en el uso de difusores para inyectar aire comprimido en el reactor biológico y o el uso de mezcladores mecánicos para agitar el contenido de manera suficientemente violenta para introducir y distribuir aire a través del líquido. Es práctica común el uso de difusores de aire en los sistemas de flujo pistón y aireadores mecánicos en los sistemas completamente mezclados, aunque desde luego existen excepciones en ambos casos.

Difusores de aire

Los fabricantes de este tipo de equipos disponen de muchos tipos de difusores de aire. Los difusores de burbujas finas producen muchas burbujas de aproximadamente 2.0 a 2.5 mm de diámetro, mientras que los difusores de burbujas grandes inyectan unas cuantas burbujas de mayor tamaño (superior a 25 mm de diámetro).

La comparación entre los equipos de aireación se hace a través del rendimiento de transferencia de oxígeno ϵ definido por:

$$\epsilon = \frac{\text{masa de } O_2 \text{ transferido/unidad de tiempo}}{\text{masa de } O_2 \text{ suministrado/unidad de tiempo}} \times 100 \dots \dots (14.24)$$

Esta definición no se aplica a los aireadores mecánicos.

Las unidades de difusión de burbujas finas consisten en soportes porosos, placas o tubos, fabricados de granos de sílice (SiO_2) u óxido de aluminio (Al_2O_3) que se incluyen en una masa porosa con un cemento cerámico. También se utilizan tubos recubiertos de nylon, Dacrón y Saran. El aire comprimido pasa a través de estas partes porosas, formándose burbujas de aire que

transfieren el oxígeno y producen la turbulencia requerida en el tanque de aireación. El rendimiento ϵ de estos difusores depende del tamaño de burbuja; entre 5 y 15 % son valores normales. Actualmente se fabrican difusores con microporos de aproximadamente 3 μm de diámetro con rendimiento ϵ de 20 a 25 %, según sus fabricantes. La Figura 14.12 ilustra las características de los difusores de burbuja fina y grande.

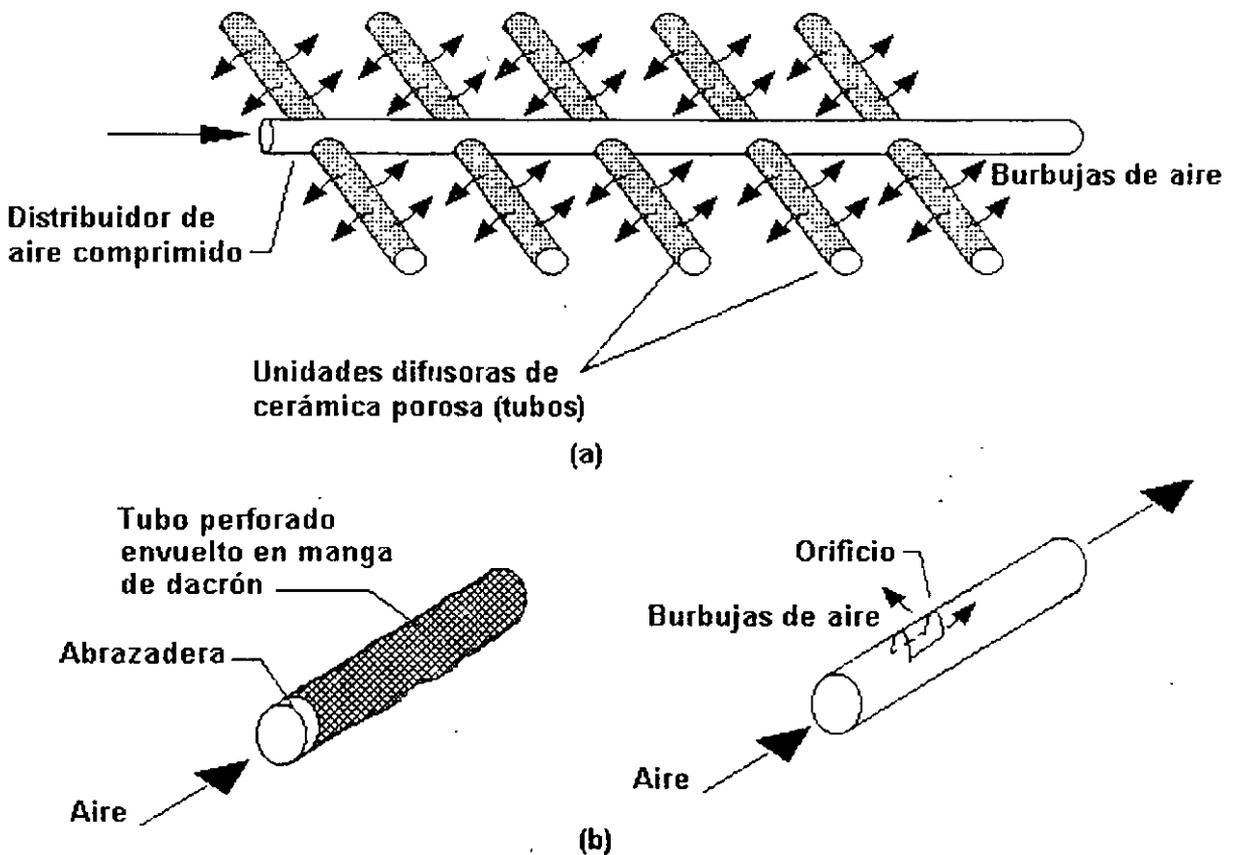


Figura 14.2. Esquemas de sistemas de difusión: (a) de burbuja fina, consistente en una serie de difusores cerámicos porosos y (b) de burbuja grande.

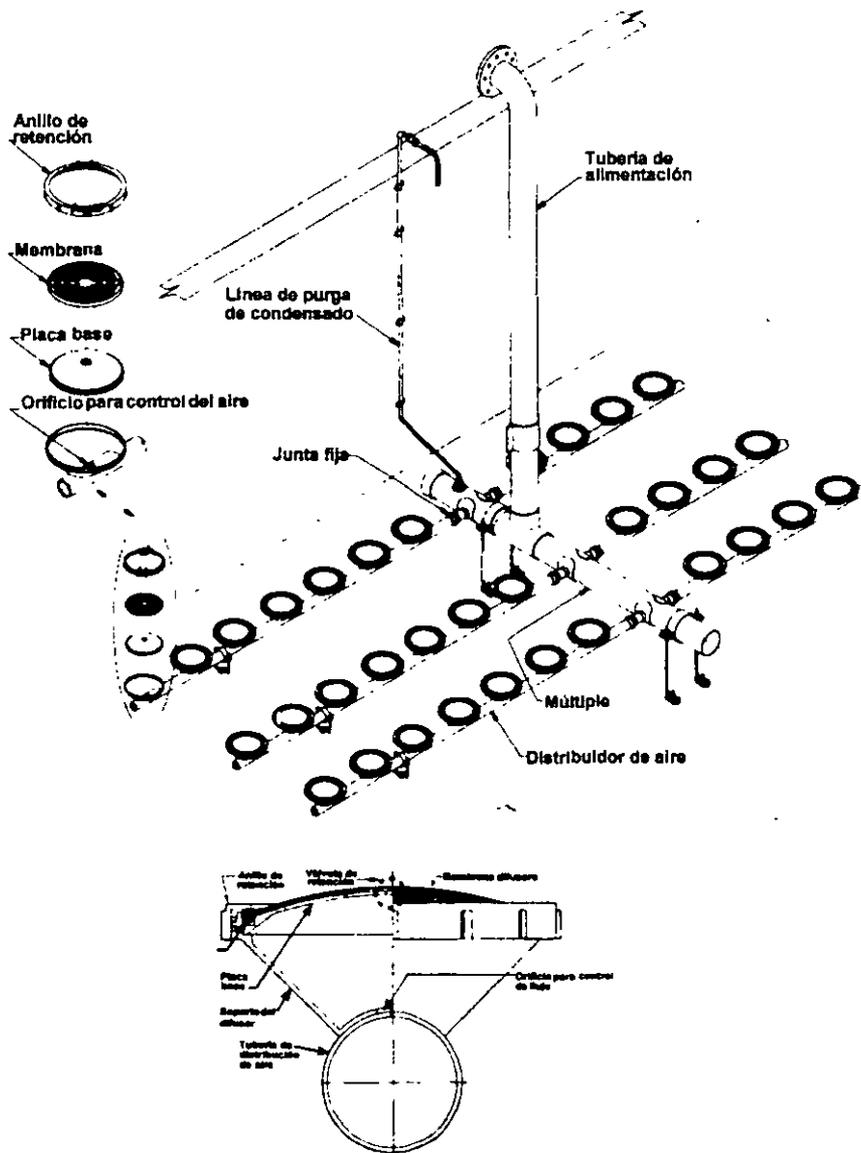
Con respecto a la transferencia de oxígeno, los difusores de burbujas finas son más eficientes que los de burbujas grandes debido al mayor volumen de aire por área superficial. Sin embargo, la pérdida de carga a través de los poros pequeños requiere mayor compresión del aire y consecuentemente mayores requerimientos de energía; además, el aire comprimido debe filtrarse para eliminar todas las partículas que podrían obstruir los diminutos orificios del difusor.

Disco de membrana

Sistema de aireación de burbuja fina

SANTAIRE WATER POLLUTION CONTROL CORP.

El difusor de aire está diseñado para distribuir uniformemente el aire en toda la superficie. El diseño del anillo de retención superior proporciona un sello hermético entre el soporte del difusor y el dispositivo difusor; el incremento de la presión del aire produce un aumento en la fuerza de sellado. Al no estar perforada la membrana en el centro, se colapsa sobre el orificio de la placa base cuando se suspende el suministro de aire, actuando como una válvula de retención. La membrana está soportada por completo por la placa base, evitando la deflexión de la membrana. Las hendiduras atraviesan perpendicularmente a la membrana obteniendo mayor resistencia a la elongación. El diseño consideró evitar el uso de tuercas y tornillos y elementos metálicos. El disco de membrana está disponible en dos diámetros: 229 y 178 mm.



Los difusores de burbujas grandes ofrecen como ventajas menor mantenimiento y baja pérdida de carga, pero tienen una pobre eficiencia en la transferencia de oxígeno. Una forma de mejorar su operación es instalando una turbina mecánica justo encima del difusor de burbujas grandes de tal forma que la acción de las hojas a alta velocidad rotacional fracciona las burbujas grandes en pequeñas y las dispersa a través del líquido. La Figura 14.13 muestra instalaciones típicas de sistemas de aire.

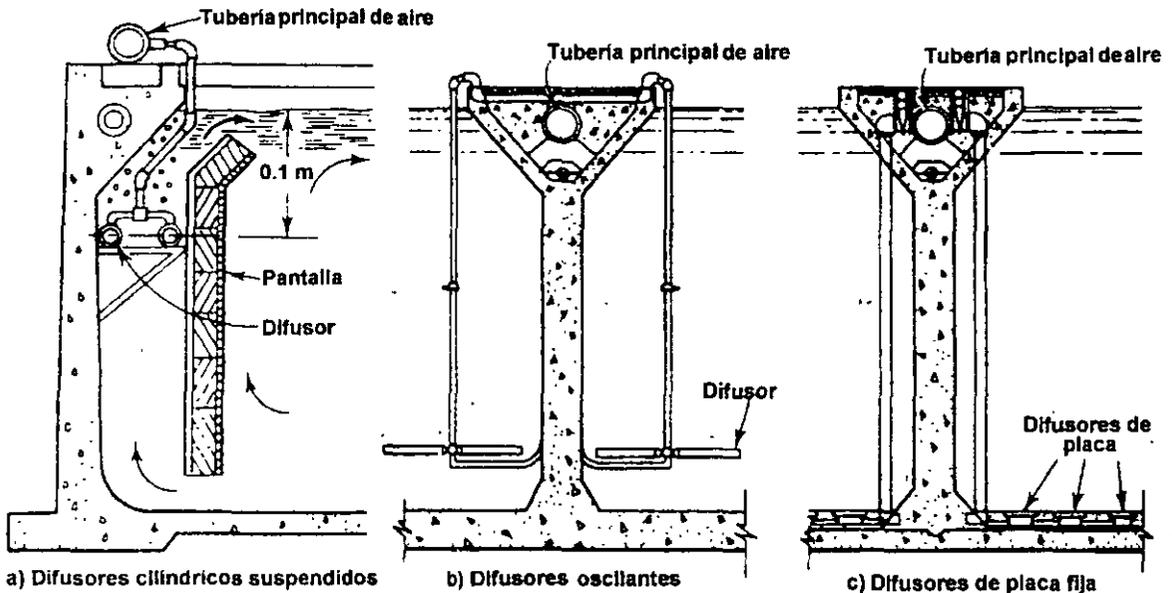


Figura 14.13 La tubería maestra instalada encima de los muros del tanque de aireación suministra aire a los difusores (vista frontal).

Aireadores mecánicos

Los aireadores mecánicos producen turbulencia en la interfase aire - líquido, y esta turbulencia introduce aire dentro del líquido; se basan únicamente en el arrastre del oxígeno del aire atmosférico. A diferencia de los aireadores de turbina o de difusión, no hay un flujo o corriente de aire en estos sistemas. Los aireadores mecánicos pueden tener impulsores de alta velocidad que adicionan gran cantidad de aire a relativamente pequeñas cantidades de agua. Esta agua aireada se mezcla entonces con el contenido del reactor a través de gradientes de velocidad. Los impulsores grandes, operados a baja velocidad, agitan grandes cantidades de agua menos violentamente. La base de funcionamiento es la succión del líquido de la parte inferior de la unidad, siendo luego esparcido hacia el exterior y hacia arriba por un rotor dentro de un tubo vertical. Gran parte de los aireadores de superficie se fijan sobre vigas que se disponen a través de los tanques de aireación. También pueden instalarse sobre un flotador de fibra de vidrio reforzada, relleno con espuma de plástico, que la hace insubmersible. La Figura 14.14 muestra un aireador mecánico de superficie fijo sobre plataforma, de baja velocidad. El uso de unidades más pequeñas de alta velocidad, es común en los sistemas de aireación prolongada, mientras que las unidades de baja velocidad son comunes en los sistemas convencionales de lodos activados. Los aireadores tipo cepillo se usan para proporcionar aireación y momentum a las aguas residuales en la variación del proceso de lodos activados denominada zanja de oxidación.

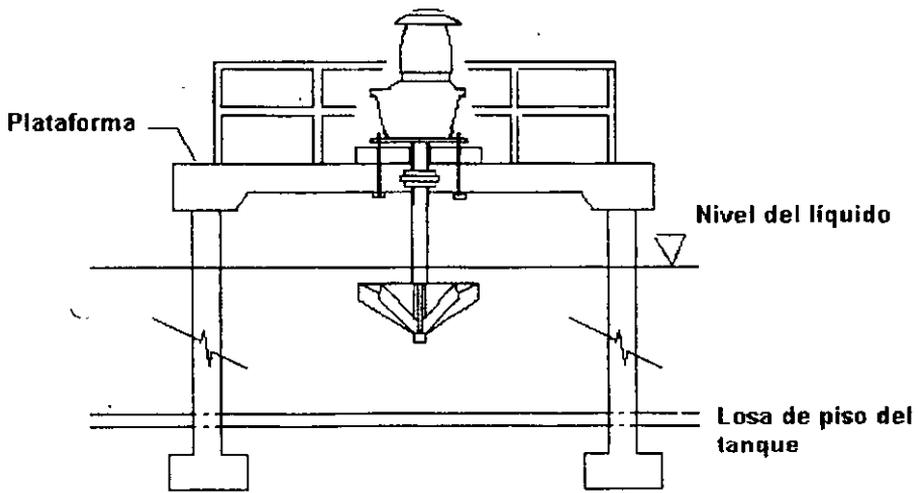
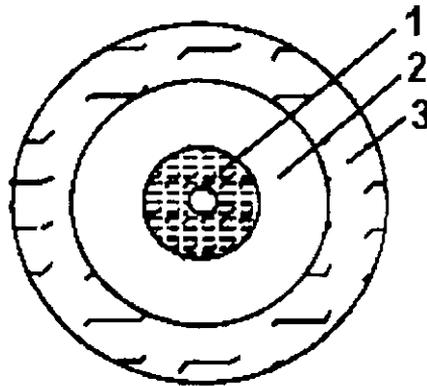


Figura 14.14. Aireador mecánico de superficie, fijo sobre plataforma, de baja velocidad.

La transferencia de oxígeno de los aireadores mecánicos se consigue por dos mecanismos: turbulencia y dispersión. El primero es la transferencia en la superficie turbulenta del líquido y el segundo la transferencia a las gotas esparcidas por las paletas de la unidad.

La evaluación del funcionamiento de un aireador superficial que desarrolla flujo vertical se explica a continuación. Se pueden distinguir las siguientes zonas anulares con el aireador en el centro: de incidencia, de mezcla completa y de influencia; la Figura 14.15 muestra las zonas mencionadas. Para proponer el tamaño adecuado del aireador, que satisfaga las necesidades de mezclado, se consideran los siguientes factores: eficiencia de la transferencia de oxígeno, conos de entrada largos y cortos, flujo de alta velocidad, control de la erosión y potencia recomendada para mezclado completo.



- 1 Diámetro incidente
- 2 Zona de mezcla completa
- 3 Zona de influencia

Figura 14.15. Zonas de funcionamiento de un aireador mecánico.

La zona de mezcla completa, comúnmente denominada de agua blanca, representa la sección transversal de un volumen cilíndrico recirculado a suficiente velocidad; en éste los sólidos se mantienen en suspensión. La mezcla completa se define como el área en la que la concentración

de los sólidos no varía más del 10 % o la velocidad promedio es mayor o igual a 0.15 m/s. Fuera de esta área los sólidos se sedimentan. La Figura 14.16 muestra el diámetro de la zona de mezcla completa y de incidencia, que es el área superficial directamente agitada por el contacto físico con la descarga del aireador. Los datos fueron obtenidos del catálogo de un modelo de aireador comercial, por lo que no deben generalizarse.

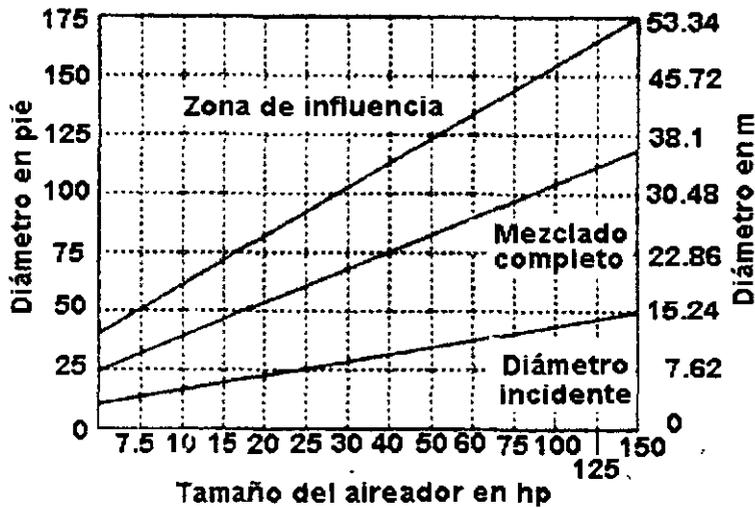


Figura 14.16. Diámetro de las zonas incidente, de mezcla completa y de influencia (AIRE-O₂TURBO, AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL, INC.)

La zona de dispersión de oxígeno se refiere al área superficial que representa la sección transversal del volumen en la que el oxígeno se dispersa efectivamente. Se utiliza para determinar la cantidad y el arreglo de aireadores múltiples en un reactor (Figura 14.17).

La potencia de mezcla completa representa la energía reconocida para lograr la mezcla completa por proporción de volumen, como se describió en las Figuras 14.15 y 14.16. La Figura 14.18 se basa en la velocidad recomendada de 0.15 m/s a una profundidad normal de operación. Existen diferentes requerimientos de potencia para varias concentraciones de sólidos.

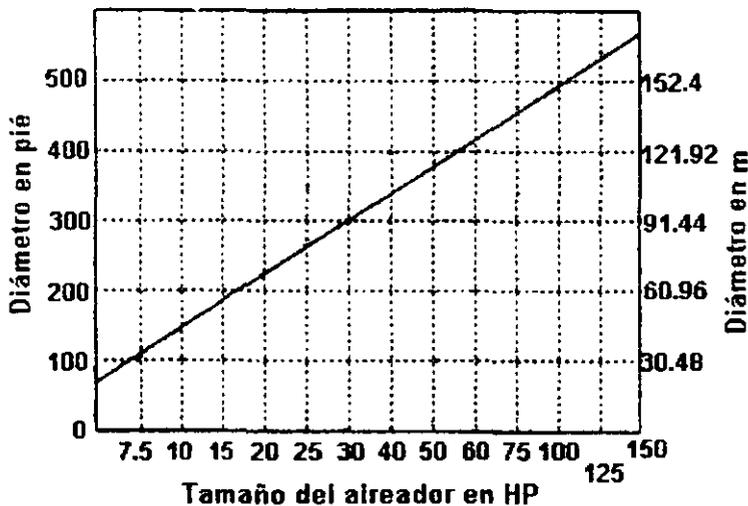


Figura 14.17. Zona de dispersión de oxígeno (AIRE-O₂TURBO, AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL, INC.).

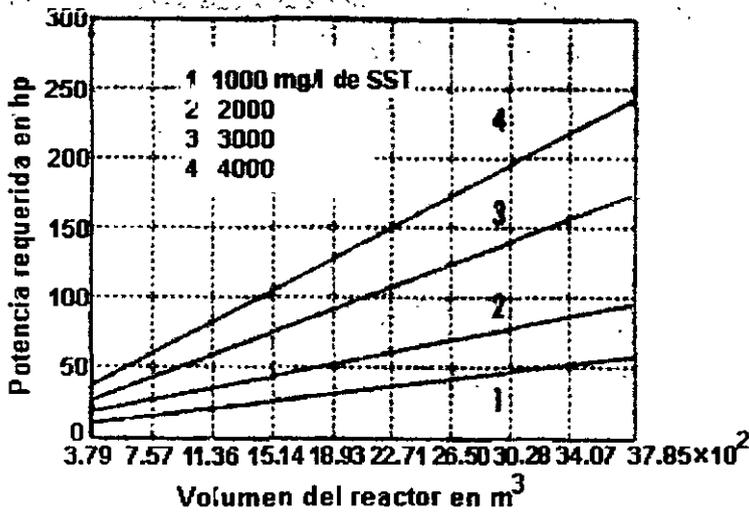


Figura 14.18. Equipos requeridos para mezcla completa (AIRE-O₂TURBO, AEREATION INDUSTRIESINTERNATIONAL, INC.).

La Figura 14.19 muestra el modelo de aireador al que corresponden las gráficas de las Figuras 14.16 a 14.18. La trayectoria del agua es horizontal en lugar de vertical como en los dispositivos convencionales. Un motor eléctrico acciona el impulsor tipo tornillo de Arquimides. Casi sin esfuerzo el impulsor jala el agua residual hacia arriba, hasta una placa deflectora que produce una fina película de agua, después dispara las gotas de agua en un patrón circular uniforme.

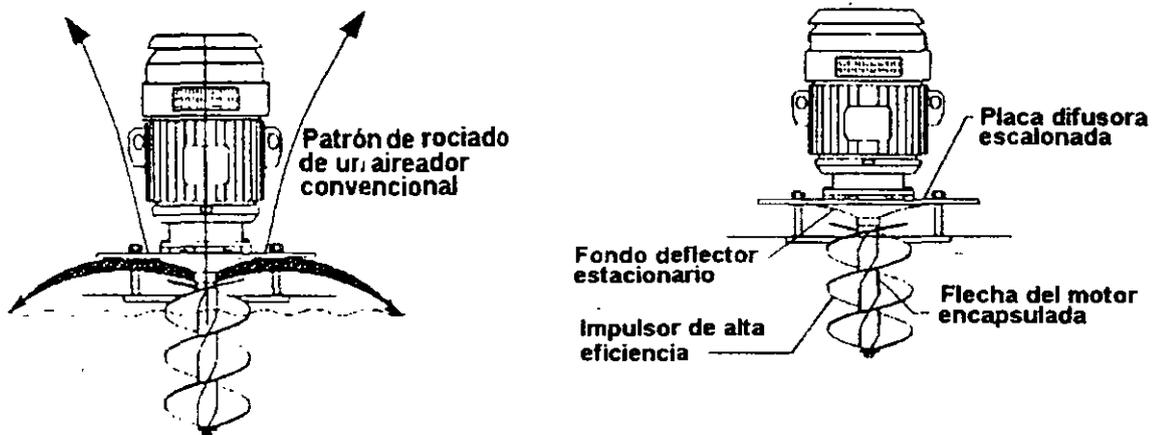


Figura 14.19. Izquierda: patrón de rociado convencional y mejorado (flechas inferiores) de un aireador mecánico. Derecha: elementos principales de un aireador mecánico (AIRE-O₂TURBO, AEREATION INDUSTRIESINTERNATIONAL, INC.).

Cuadro 14.2
Dimensiones aproximadas (AIRE-O₂TURBO, AEREATION INDUSTRIESINTERNATIONAL, INC.).
Motor a 60 HZ

HP	RPM	AMP 460V	PESO kg	DIMENSIONES EN cm					
				A	B	C	D	E	F
7.5	1800	11.0	293.02	152.4	129.54	116.84	246.38	168.91	157.48
10	1800	14.0	300.28	152.4	129.54	116.84	246.38	168.91	157.48
15	1800	21.0	366.96	152.4	139.7	116.84	256.54	171.45	160.02
20	1200	27.0	534.78	182.88	172.72	147.32	320.04	215.9	205.74
25	1200	34.0	560.64	182.88	172.72	147.32	320.04	215.9	205.74
30	1200	40.0	684.92	180.34	180.34	147.32	327.66	215.9	203.2
40	1200	52.0	737.08	198.12	198.12	101.6	299.72	185.42	175.26
50	1200	65.0	1041.90	198.12	198.12	101.6	299.72	185.42	175.26
60	1200	77.0	1368.48	210.82	210.82	101.6	312.42	185.42	175.26
75	1200	96.0	1373.93	210.82	210.82	101.6	312.42	185.42	175.26
100	1200	124.0	1678.29	223.52	223.52	101.6	312.42	185.42	175.26
125	900	154.0	2472.08	274.32	274.32	190.5	467.36	284.48	271.78
150	900	180.0	2530.59	274.32	274.32	190.5	467.36	284.48	271.78

Las dimensiones se refieren a la Figura 14.20.

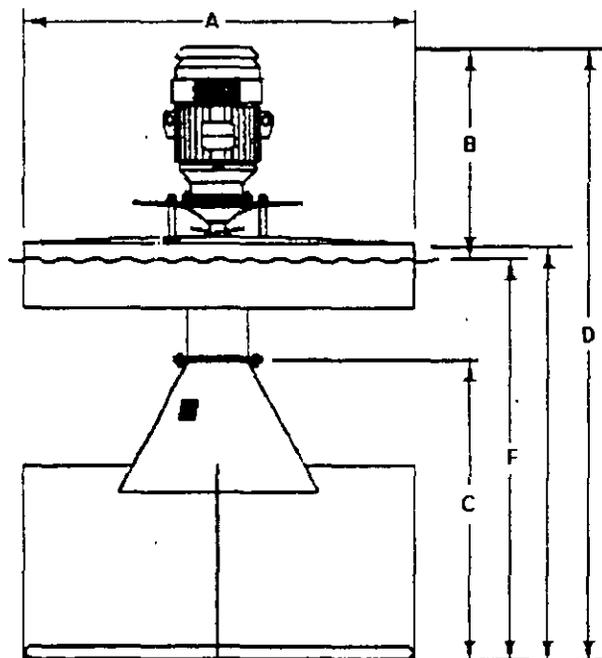


Figura 14.20. Dimensiones referidas en el Cuadro 14.2 (AIRE-O₂TURBO, AEREATION INDUSTRIESINTERNATIONAL, INC.).

14.3 Estanques y lagunas

Al igual que los procesos de lodos activados, los *estanques y lagunas* son sistemas biológicos de cultivo suspendido. Existen indicios de que el primer estanque para tratar aguas residuales domésticas fue construido en Dakota del Norte, E. E. U. U., en 1948; en América Latina los primeros estanques fueron los de Cañas, Guanacaste, Costa Rica, construidos en 1958. Los estanques de agua residual, conocidos también como estanques de estabilización, estanques de oxidación y lagunas de alcantarillado, consisten en embalses construidos de tierra, grandes y poco profundos, que retienen el agua residual el tiempo suficiente para que se lleve a cabo el proceso de purificación natural, proporcionando así el grado de tratamiento necesario. Al menos parte del sistema debe ser aerobio para producir un efluente aceptable. No obstante que se transfiere al agua algo de oxígeno por difusión desde la atmósfera, la mayor parte es liberado en la fotosíntesis. A diferencia de los estanques, en las lagunas se transfiere el oxígeno por aireación artificial.

Los estanques poco profundos, de menos de 1 m de profundidad, en los que está presente el oxígeno disuelto en toda su profundidad, se denominan *estanques aerobios*; éstos suelen usarse como proceso de tratamiento adicional, por lo que son denominados estanques de pulimento, de maduración o terciarios.

En los estanques profundos el oxígeno está ausente, a excepción del existente en una capa superficial relativamente delgada; son llamados *estanques anaerobios*. Se utilizan para el tratamiento parcial de agua residual orgánica fuerte, pero debe existir a continuación alguna forma de tratamiento aerobio para generar productos finales aceptables.

Los *estanques facultativos* tienen de 1 a 2.5 m de profundidad y en ellos existen tanto zona aerobia como anaerobia; en condiciones favorables, pueden usarse como sistema de tratamiento total de aguas residuales municipales.

Las lagunas se clasifican por el grado de mezclado mecánico que en ellas se proporciona. Si se suministra suficiente energía para mantener todo su contenido mezclado y aireado, incluyendo los sólidos, el reactor se denomina *laguna aerobia*. El efluente de una laguna aerobia requiere remoción de sólidos con el fin de que cumpla con los límites fijados por las normas para sólidos suspendidos. Si solamente se proporciona la energía suficiente para mezclar la porción líquida de la laguna, los sólidos se sedimentan hasta el fondo en áreas con bajo gradiente de velocidad y proceden a degradarse anaerobiamente. Esta obra se denomina *laguna facultativa* y el proceso difiere del que se lleva a cabo en los estanques facultativos solamente en el método usado para suministrar el oxígeno.

La mayoría de estanques y lagunas que se usan para el tratamiento de aguas residuales municipales son del tipo facultativo. En el presente texto se trata únicamente el proceso facultativo. Se recomienda al lector que para más información sobre los otros sistemas consulte el Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Libro II. Proyecto, 3ª sección: Potabilización y tratamiento, Tema: Tratamiento, Subtema: Lagunas de estabilización, mayo de 1994, editado por la Comisión Nacional del Agua.

Se asume que los estanques y lagunas son reactores completamente mezclados, sin recirculación de biomasa. El agua cruda es conducida por una tubería hacia el reactor y se libera cerca del fondo. Los sólidos del agua residual se sedimentan cerca del influente mientras que los sólidos biológicos y coloides floculados forman una delgada capa de lodo sobre el resto del fondo. Se instalan desaguaderos para minimizar corto circuito.

14.3.1 Biología del sistema

La Figura 14.21 muestra un esquema generalizado del proceso biológico que ocurre en estanques facultativos. En la capa superior se mantienen condiciones aerobias debido al oxígeno generado por las algas y en menor medida por penetración del oxígeno atmosférico. Las condiciones de estancamiento del lodo en el fondo, impiden la transferencia de oxígeno a esa región, de manera que ahí prevalecen condiciones anaerobias. La frontera entre las zonas aerobia y anaerobia no es estacionaria. El mezclado producido por la acción del viento y por la penetración de la luz solar puede extender hacia abajo la zona aerobia. Por el contrario, la insolación débil en aguas tranquilas son condiciones que propician que el límite superior de la capa anaerobia se mueva hacia la superficie. Los cambios diurnos en las condiciones de insolación pueden ocasionar fluctuaciones diurnas de la interfase aerobia - anaerobia. El volumen a través del cual fluctúa la presencia de oxígeno disuelto es llamado *zona facultativa*, porque los organismos en esta zona deben ser capaces de ajustar su metabolismo al cambio de condiciones de oxígeno.

Existen interacciones importantes entre ambas zonas. Los ácidos orgánicos y gases, producidos por la descomposición en la zona anaerobia, se liberan y convierten en alimento soluble en la zona aerobia. Los sólidos biológicos producidos en la zona aerobia finalmente se sedimentan muriendo en el fondo, abasteciendo de alimento a los organismos bénticos anaerobios.

En la zona aerobia existe una relación especial entre bacterias y algas. Ahí las bacterias utilizan el oxígeno como un aceptor de electrones para oxidar los materiales orgánicos del agua residual a productos finales estables como CO_2 , NO_3^- , y PO_4^{3-} . A cambio, las algas usan estos compuestos como fuente de materiales -junto con la luz solar como fuente de energía-, y producen oxígeno como producto final, el cual es usado entonces por las bacterias. Este arreglo benéfico mutuo, denominado *simbiosis*, ocurre con frecuencia en la naturaleza.

El proceso es similar en la laguna facultativa. Sin embargo, en este caso el oxígeno es abastecido primariamente por aireación artificial, mientras que las algas -cuya presencia es considerablemente menor que en los estanques-, tienen un efecto despreciable. La interfase aerobia - anaerobia es más estable en las lagunas.

El clima tiene un papel importante en la operación de estanques y lagunas. Con respecto a las variaciones naturales de temperatura se puede decir, en forma algo burda, que las reacciones biológicas se duplican por cada 10°C de incremento de la temperatura del agua. Cuando la temperatura del agua desciende a una cercana a la de congelación, la actividad biológica cesa virtualmente. La cubierta de hielo crea problemas adicionales al impedir la entrada de luz solar, importante elemento de los estanques, e interfiere con la operación de los aireadores mecánicos. En climas fríos llega a ser necesario contar con un reactor de volumen suficiente para almacenar el gasto de invierno en su totalidad.

Cuando es posible proyectar sistemas a base de lagunas se consiguen ahorros considerables tanto en costos de capital como en costos de operación. Además, la relación volumen - gasto influente es grande, propiciando amplia dilución para minimizar los efectos de las cargas hidráulicas y orgánicas variables, que son características de las comunidades pequeñas homogéneas. Del operador se requiere poca habilidad para mantener funcionando el sistema.

La desventaja principal es la alta concentración de sólidos suspendidos en el efluente. No obstante que son principalmente de naturaleza biológica, los sólidos exceden frecuentemente los estándares para tratamiento secundario. Una desventaja adicional son los problemas de olor.

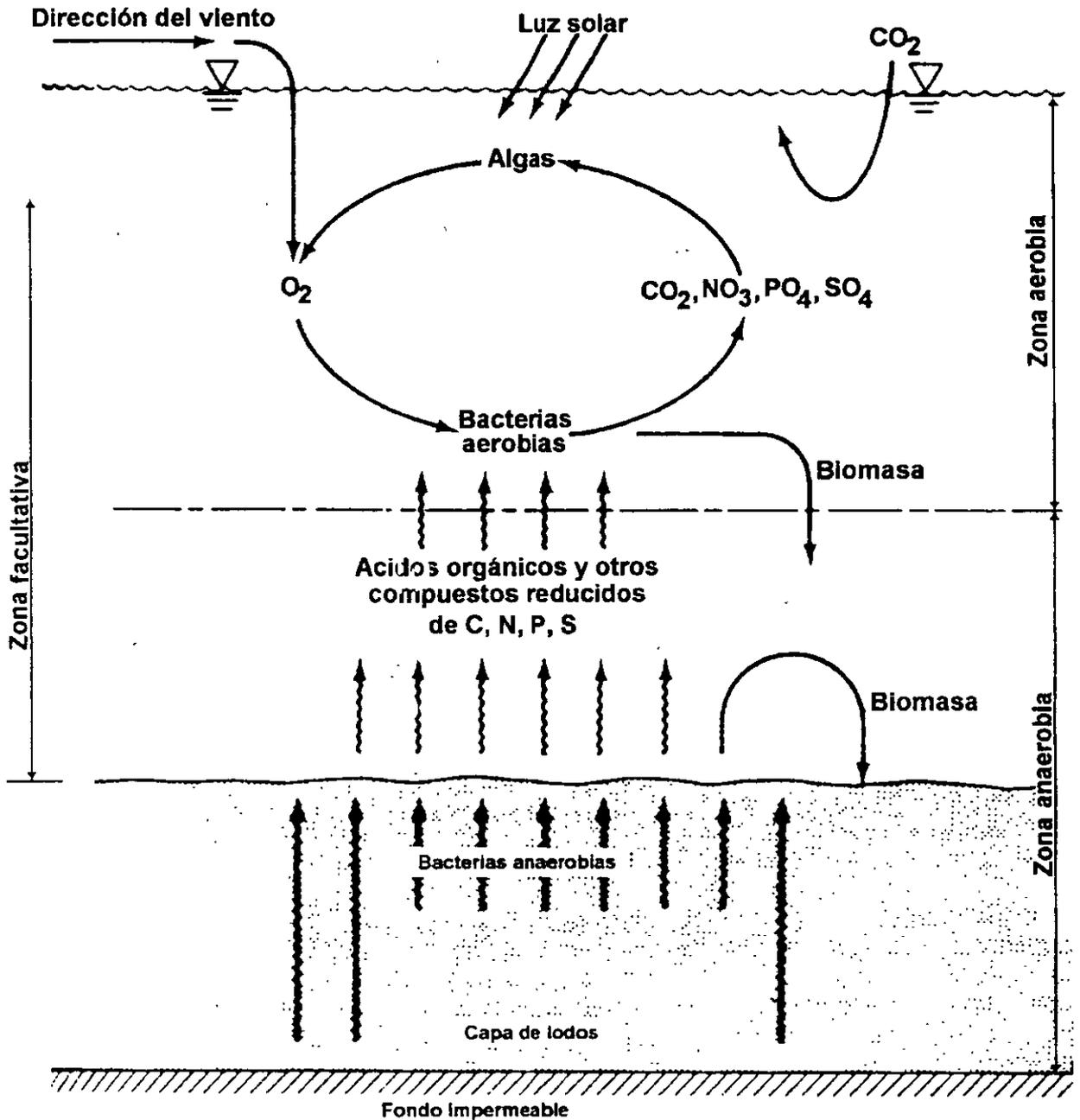


Figura 14.21. Esquema generalizado del proceso biológico en un estanque facultativo.

14.3.2 Diseño de estanques y lagunas

Se han propuesto muchos enfoques para el diseño de estanques y lagunas. El modelo que se asume comúnmente considera un reactor completamente mezclado sin recirculación de sólidos. En el caso de sistemas facultativos, se considera que el mezclado completo sólo ocurre en la porción de contenido líquido del reactor. Los sólidos del agua residual y los sólidos biológicos que caen al fondo no se resuspenden. En virtud de que la tasa a la cual se remueven los sólidos por sedimentación no es cuantificable, no puede escribirse un balance de masa para los sólidos.

Debido a que se asume que el alimento soluble está uniformemente distribuido a través del reactor como consecuencia del mezclado del líquido, puede escribirse un balance de masa para el alimento soluble. Suponiendo que la tasa de conversión es de primer orden en la concentración de sustrato, puede escribirse el balance de masa de la manera siguiente:

$$\text{DBO}_{\text{entrante}} = \text{DBO}_{\text{saliente}} + \text{DBO}_{\text{consumida}}$$

$$QS_0 = QS + V(kS) \dots \dots (14.25)$$

Una vez que se opera la ecuación (14.25) se obtiene:

$$\frac{S}{S_0} = \frac{1}{1 + kV/Q} = \frac{1}{1 + k\theta} \dots \dots (14.26)$$

donde:

S/S_0 = fracción de la DBO remanente

k = coeficiente de la tasa de reacción, d^{-1}

θ = tiempo de retención hidráulico, d

V = volumen del reactor, m^3

Q = gasto, m^3/d

Si se disponen varios reactores en serie, el efluente de un estanque se transforma en el influente del siguiente. Un balance del sustrato escrito a través de una serie de n reactores produce la siguiente ecuación:

$$\frac{S_n}{S_0} = \frac{1}{(1 + k\theta/n)^n} \dots \dots (14.27)$$

Los arreglos de un sistema lagunar pueden consistir en un solo estanque (facultativo) o pueden estar integrados por estanques en serie (anaerobio, facultativo y maduración). Es deseable construir series del mismo tipo para permitir su operación en paralelo. La CNA¹ considera que para obtener una mayor reducción de microorganismos patógenos, el arreglo de estanques en serie anaerobio - facultativo - maduración es el más conveniente. La Figura 14.22 muestra los arreglos comunes considerados en la referencia que aparece al pie de esta página. El diagrama de flujo de la Figura 14.22c, está integrado por cinco estanques, para operar en diferentes patrones dependiendo del gasto, muy variable en zonas turísticas. En invierno no operan los estanques A2 y A3. El influente entra en el estanque A1 y de ahí el flujo se dirige a la fase facultativa F. El efluente de este estanque entra al de maduración M que produce el efluente final del sistema. Durante el verano el estanque A1 está fuera de servicio, por lo que el influente se distribuye por igual a los estanques A2 y A3, cuyos efluentes combinados ingresan al estanque F. El resto de la operación se efectúa igual que en el invierno. Los estanques que reciben las aguas residuales crudas se denominan *primarios* y a los que reciben efluentes de otros procesos se les denomina *secundarios*.

¹ Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Libro II. Proyecto, 3ª sección: Potabilización y tratamiento, Tema: Tratamiento, Subtema: Lagunas de estabilización, Mayo de 1994

Cuando en el tratamiento de agua residual municipal se utilizan estanques facultativos, es práctica común el uso de cuando menos tres estanques en serie para minimizar corto circuito. Marais y Mara demostraron que la eficiencia máxima se presenta cuando los estanques en serie son aproximadamente del mismo tamaño. Cuando este es el caso, el primer estanque o "primario", va a retener la mayor parte de los sólidos del agua residual, por lo que será el más pesadamente cargado. Podría ser necesario proporcionar aireación en el estanque primario para evitar condiciones completamente anaerobias con los consiguientes problemas de olor. El resultado es una laguna facultativa seguida de uno o más estanques facultativos, como se muestra en la Figura 14.22.d.

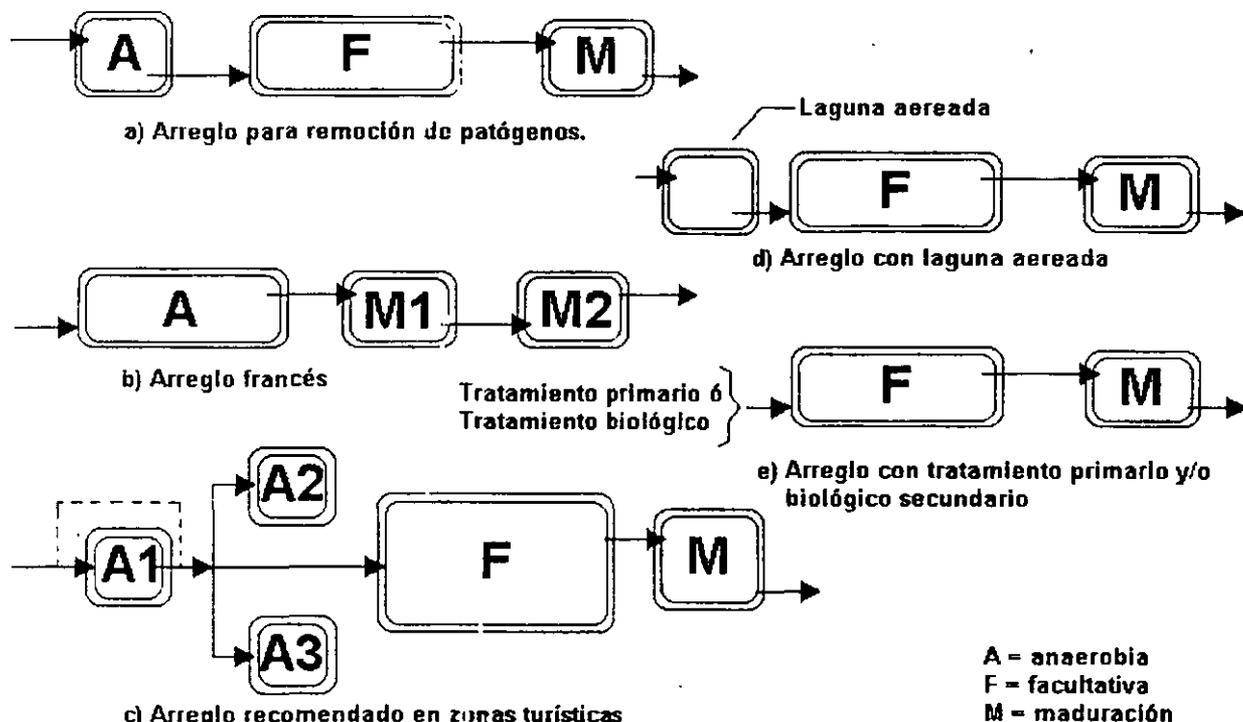


Figura 14.22. Arreglos comunes de sistemas lagunares

Aunque los modelos matemáticos anotados anteriormente son útiles para visualizar el proceso en estanques y lagunas, no es realista esperar mezclado instantáneo del influente en reactores de volumen tan grande. En la práctica, ocurre un alto grado de dispersión debido a: forma y tamaño del reactor, mezclado por la acción del viento o por aireadores, y arreglo del influente y efluente. Thirumurthi desarrolló relaciones gráficas entre la remoción de sustrato y valores de $k\theta$ para factores de dispersión que varían desde infinito, para reactores completamente mezclados, hasta cero, para reactores de flujo pistón. Estas relaciones se muestran en la Figura 14.23, y pueden usarse para diseño a condición de que se conozcan o asuman valores de k .

Es posible encontrar en la literatura un amplio rango de valores de k . No obstante que existen muchas variables que afectan el valor de k , relacionadas con el reactor y con el agua residual, la temperatura aparece en primer lugar de importancia. Comúnmente se usan ecuaciones de la forma

$$\frac{k_t}{k_{20}} = \phi^{T - 20}$$

Los valores usados frecuentemente para k_{20} varían desde 0.2 a 1.0, mientras que los valores del coeficiente de temperatura ϕ podrían variar de 1.03 a 1.12. Estos valores deben determinarse experimentalmente para un sistema dado de estanque. Debido a la complejidad de la evaluación con precisión de la constante k , el diseño de estanques y lagunas se basa en factores de carga y otros parámetros derivados empíricamente. El Cuadro 14.3 presenta los parámetros y valores usados frecuentemente.

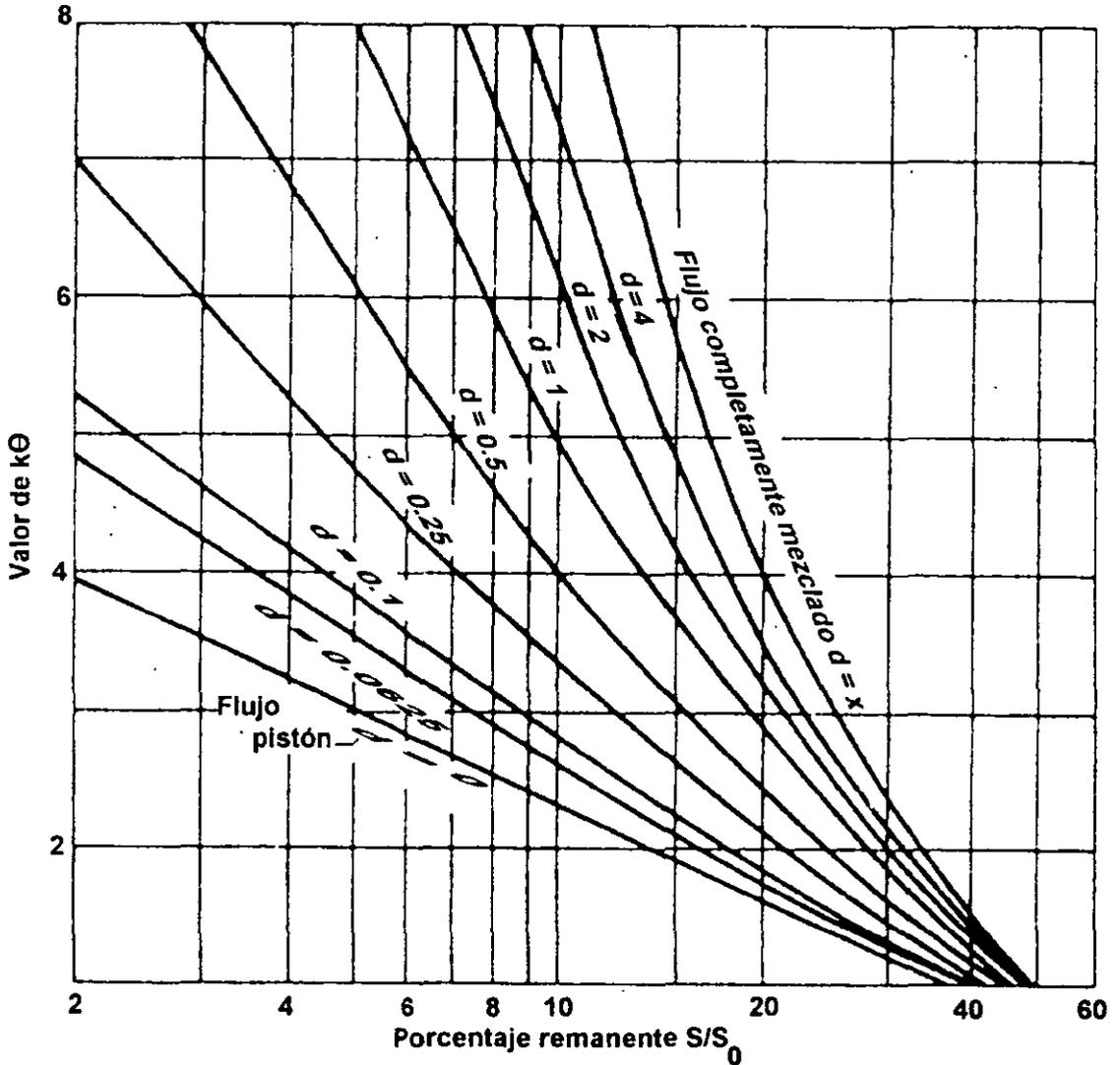


Figura 14.23. Relación entre S/S_0 y $k\theta$ en la ecuación 14.26.

Aunque indudablemente ocurre algo de fotosíntesis en las lagunas facultativas, se considera que los requerimientos de oxígeno son satisfechos mediante aereación. Se tiene que suministrar 2 kilogramos de oxígeno por cada kilogramo de DBO_5 del influente, para asegurar el oxígeno adecuado para la DBO soluble liberada de la zona anaerobia así como por la DBO del agua

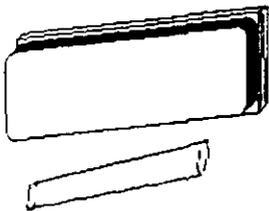
residual cruda. La tasa de transferencia de oxígeno es función de la temperatura del agua, déficit de oxígeno y características del aerador. En las condiciones que se presentan normalmente en las lagunas de aguas residuales, la tasa de transferencia de oxígeno está bien correlacionada con la energía disipada por el aerador, y es común que las tasas de transferencia varíen de 0.3 a 2.0 kg/kW.h. Los fabricantes de los equipos pueden proporcionar cifras más exactas cuando se conocen las condiciones de operación.

Cuadro 14.3
Parámetros típicos de diseño para estanques y lagunas facultativas

Parámetro	Estanque Facultativo	Laguna Facultativa
Régimen de flujo		Estrato superior mezclado
Tamaño del embalse, ha	Múltiplos de 1 a 4	Múltiplos de 1 a 4
Operación *	En serie o paralelo	En serie o paralelo
Tiempo de retención, d*	7 - 30	7 - 20
Profundidad, m	1 - 2	1 - 2.5
pH	6.5 - 9.0	6.5 a 8.5
Rango de temperatura, °C	0 - 50	0 - 50
Temperatura óptima, °C	20	20
Carga de DBO ₅ , kg/ha.d	15 - 18	50 - 200
Conversión de DBO ₅	80 - 95	80 - 95
Principales productos de conversión	Algas, CO ₂ , CH ₄ , tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , CH ₄ , tejido celular bacteriano
Concentración de algas mg/l	20 - 80	5 - 20
Sólidos suspendidos en el efluente, mg/l	40 - 100	40 - 60

* Depende de las condiciones climáticas.
Fuente Metcalf & Eddy, Inc.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 14.5

El gasto medio de agua residual de una localidad es de 3000 m³/d durante el invierno, y 5000 m³/d durante el verano. La temperatura media del mes más frío es 8°C, y la temperatura media del mes más cálido es 25°C. La DBO₅ promedio es de 200 mg/l, siendo el 70% soluble. El coeficiente de reacción k es 0.23 d⁻¹ a 20°C, y el valor de ϕ es 1.06. Efectúese un diseño preliminar de un sistema de estanque facultativo para remover 90% de la DBO soluble.

Solución

1. Ajuste de las constantes de acuerdo con la temperatura:

Para las condiciones del verano:

$$k_{25} = 0.23 (1.06)^{25 - 20} = 0.31 \text{ d}^{-1}$$

Para las condiciones del invierno:

$$k_8 = 0.23 (1.06)^{8 - 20} = 0.11 \text{ d}^{-1}$$

2. Cálculo del tiempo de retención hidráulico, θ

De la Figura 14.23, con $S/S_0 = 10$ y un factor de dispersión de 0.5, se obtiene $k\theta = 4.0$.

Por lo tanto, en verano,

$$\theta = \frac{4.0}{0.31} = 12.9 \text{ d}$$

y en invierno,

$$\theta = \frac{4.0}{0.11} = 36.4 \text{ d}$$

Se usará el tiempo de retención mayor, $\theta = 36.4 \text{ d}$.

3. Cálculo del volumen del estanque.

$$V = \theta Q = 36.4 \times 3 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{d} = 109\,200 \text{ m}^3$$

Se usarán tres estanques, como se muestra en la Figura 14.24, cada uno con volumen de 36,400 m³, y $\theta = 12$ d.

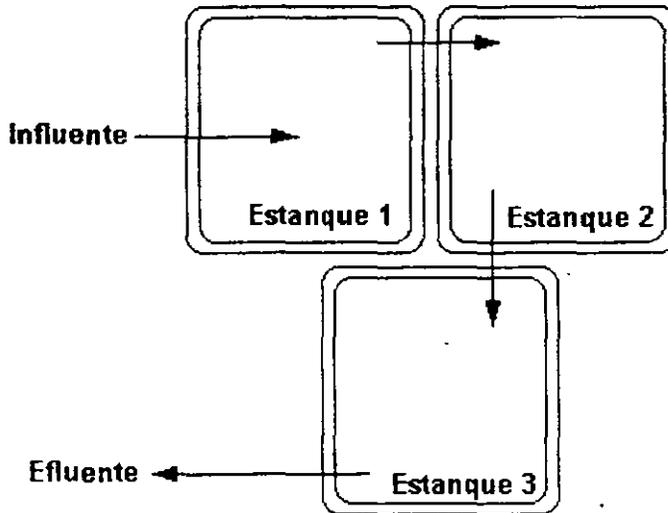


Figura 14.24. Esquema del arreglo de los estanques facultativos del problema ejemplo

4. Cálculo del área de los estanques.

Se propone una profundidad de 1.5 m:

$$\text{Área} = 36,400 / 1.5 = 24,267 \text{ m}^2 = 2.4 \text{ ha}$$

Nota: se agrega 1 m de profundidad para almacenamiento de lodo en el primer estanque

5. Capacidad del equipo de aireación.

Asumiendo que la fotosíntesis no será suficiente para satisfacer los requerimientos de oxígeno en el estanque primario a lo largo del año, se propone equipo de aireación.

Para el estanque 1 en el verano,

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{36,400 \text{ m}^3}{5,000 \text{ m}^3/\text{d}} = 7.3 \text{ d}$$

$$k\theta = 0.31 \times 7.3 = 2.3$$

De la Figura 2, con $d = 0.5$, $S/S_0 = 0.18$

$\text{DBO}_{\text{removida}} = 0.82 \times 200 = 164 \text{ mg/l}$.

$\text{Oxígeno abastecido} = 2 \times 0.164 \text{ kg/m}^3 \times 5000 \text{ m}^3/\text{d} = 1640 \text{ kg/d}$

Considerando que los aireadores proporcionen una transferencia de 1 kg O₂/kW . h

$$1640 \text{ kg O}_2/\text{d} \times \frac{1 \text{ d}}{24 \text{ h}} \times \frac{\text{kW h}}{1 \text{ kg O}_2} = 68.3 \text{ kW}$$

Pueden usarse 3 aireadores de 23 kW cada uno.

Problema ejemplo 14.6

Un sistema de lagunas con tres celdas, cada una con un área de 115,000 m², profundidad mínima de operación de 0.6 m, y profundidad máxima de operación de 1.5 m, recibe 1900 m³/d de aguas residuales con 122 mg/l de DBO₅ promedio. ¿Cuál es la carga de DBO₅ y el tiempo de retención?

Solución

Para calcular la carga de DBO se requiere calcular primero la masa de DBO₅ que entra cada día.

$$\text{Masa de DBO}_5 = (122 \text{ mg/l}) (1900 \text{ m}^3) (1000 \text{ l/m}^3) (1 \times 10^{-6} \text{ mg/kg}) = 231.8 \text{ kg/d}$$

Después se requiere convertir el área en hectáreas. Usando sólo una celda:

$$\text{Área} = (115\,000 \text{ m}^2) (1 \times 10^{-4} \text{ ha/m}^2) = 11.5 \text{ ha}$$

Ahora se calculará la carga:

$$\text{Carga de DBO}_5 = \frac{231.8 \text{ kg/d}}{11.5 \text{ ha}} = 20.2 \frac{\text{kg}}{\text{ha d}}$$

Esta carga se considera aceptable.

El tiempo de retención es simplemente el volumen de trabajo entre los niveles de operación mínimo y máximo, divididos entre el gasto medio diario.

$$\text{Tiempo de retención} = \frac{(115\,000 \text{ m}^2) (3 \text{ estanques}) (1.5 - 0.6 \text{ m})}{1900 \text{ m}^3/\text{d}} = 163.4 \text{ días}$$

Esto es menos que lo recomendado (180 días).

En los cálculos se ha ignorado la pendiente de los taludes de los bordos. Para grandes lagunas pudiera ser aceptable, pero en estanques pequeños la pendiente sí debe considerarse.

14.3.3 Geometría de estanques y lagunas

Los estanques y lagunas son comúnmente rectangulares. Para las anaerobias y facultativas primarias se recomiendan relaciones largo - ancho 2:1 o 3:1, procurando evitar la formación de bancos de lodo cercanos en la entrada; en estanques y lagunas secundarias y de maduración se recomiendan relaciones entre 3:1 a 8:1, con el propósito de que se produzca flujo pistón. Para inducir el mezclado de la capa superficial, el lado mayor se orienta en la dirección del viento dominante. Cuando la dirección varía mucho a lo largo del año en la zona, se considera la dirección del viento en la estación de mayor temperatura ambiente, cuando la estratificación térmica es mayor. La entrada se ubica de forma tal que el flujo de aguas residuales esté en dirección opuesta al viento con el fin de minimizar cortocircuitos hidráulicos.

Para evitar los efectos adversos del oleaje debe considerarse un bordo libre de 0.5 m en lagunas con superficie menor a 1 ha, y de 0.5 a 1m para lagunas de 1 a 3 ha. En lagunas grandes el bordo libre puede calcularse con la expresión:

$$F = \sqrt{(\log A)} - 1 \dots \dots (14.28)$$

donde.

F = bordo libre, en m.

A = área de la laguna al nivel del espejo de agua, en m².

14.3.4 Estructuras de entrada y salida

Los criterios que se consideran en el diseño de las estructuras de entrada y salida son: sencillez, el menor costo posible y facilidad para la toma de muestras en el influente y efluente.

En las lagunas anaerobias primarias el influente se descarga bien abajo del nivel de la superficie libre del agua para minimizar cortocircuitos. En las lagunas facultativas secundarias y de maduración el influente se descarga a la profundidad media. Las figuras 14.25, 14.26 y 14.27 muestran algunos esquemas de diseños sencillos.

La Figura 14.28 muestra un tipo de estructura de salida sencilla con trampa de natas. El desnivel del efluente está determinado por la trampa de natas. En las lagunas facultativas la trampa de natas debe extenderse hasta el límite inferior del estrato de algas con el propósito de evitar que éstas abandonen la laguna. En lagunas anaerobias y de maduración dicho estrato es irrelevante, por lo que la extracción de natas puede hacerse cerca de la superficie. Se recomiendan los siguientes niveles de extracción del efluente: 300 mm en lagunas anaerobias, 600 mm en lagunas facultativas y 50 mm en lagunas de maduración.

En un arreglo en serie la estructura de salida de una laguna final debe descargar en un canal que cuente con un dispositivo simple de medición de gasto, por ejemplo un vertedor triangular o rectangular. En virtud de que el influente de la primera laguna también se mide, se puede calcular la tasa de evaporación e infiltración y si la primera se mide separadamente, entonces se puede calcular la tasa de infiltración.

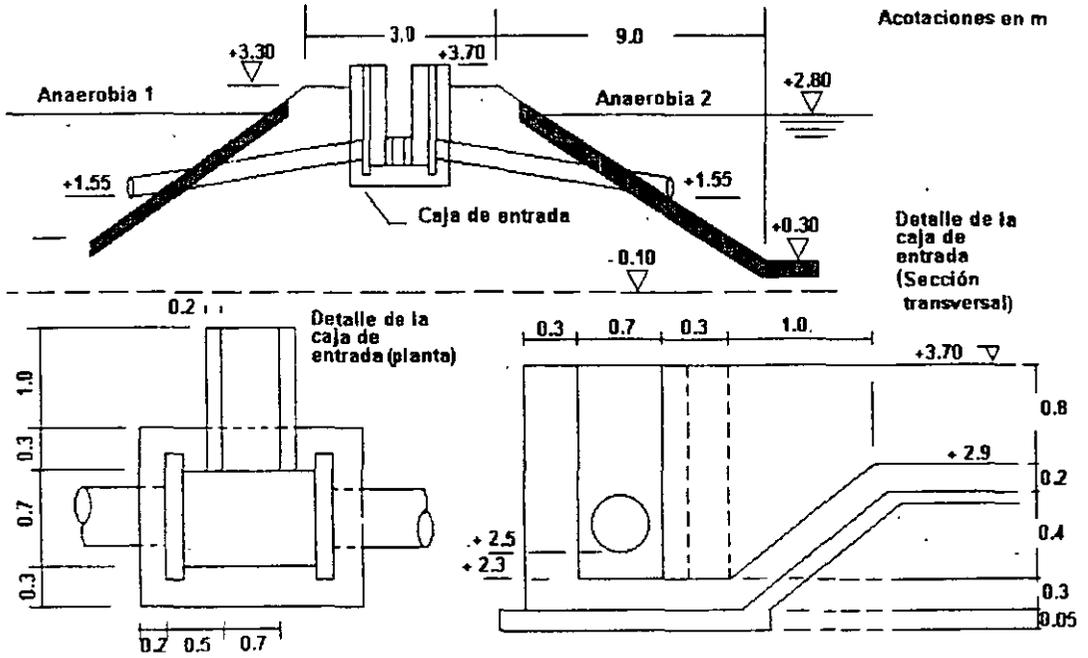


Figura 14.25. Estructura de entrada a laguna anaerobia.

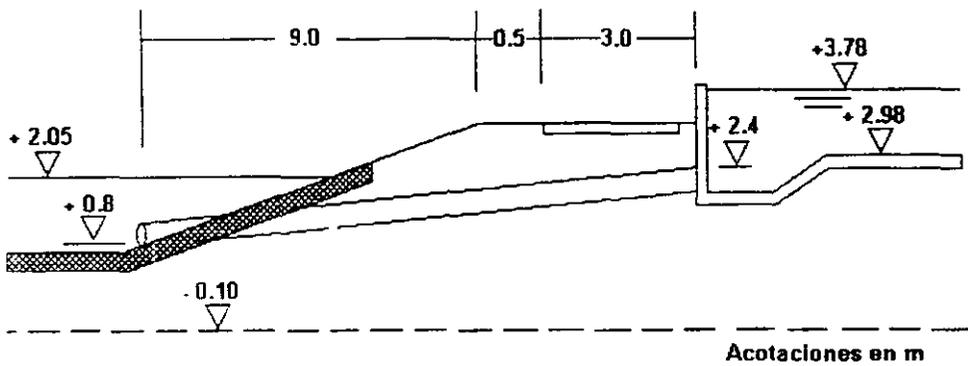


Figura 14.26. Estructura de entrada a laguna facultativa

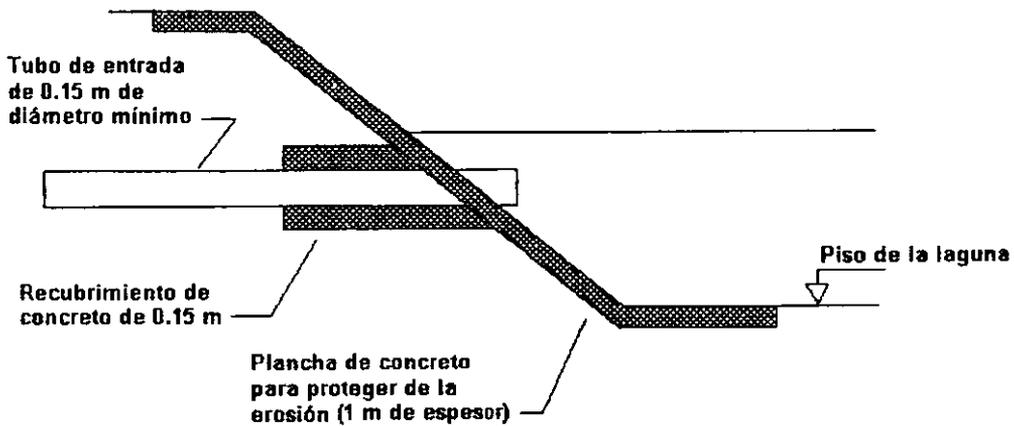


Figura 14.27. Estructura de entrada para lagunas secundarias facultativas y de maduración.

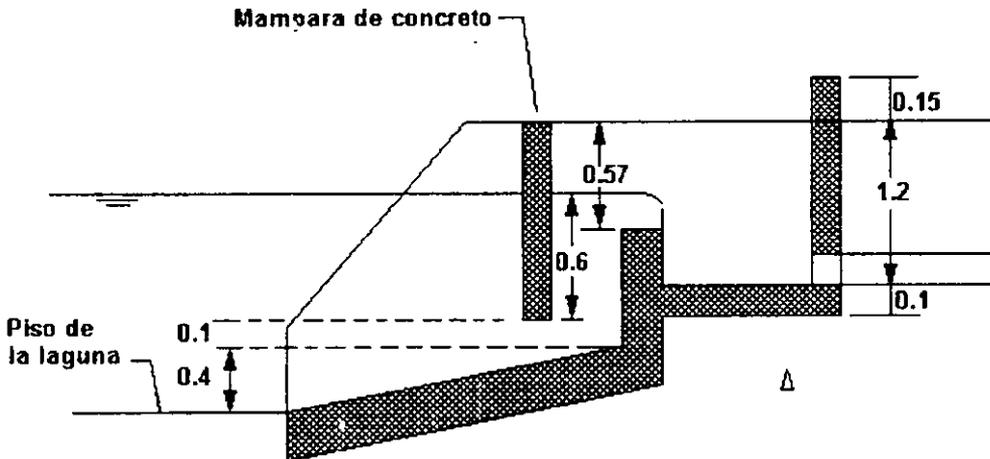


Figura 14.28. Estructura de salida.

14.3.5 Sistemas de aireación

En este apartado se presentan las características de funcionamiento de un aireador mezclador de aspiración con hélice. El aire atmosférico se introduce debajo de la superficie del agua y se mezcla por medio de una hélice giratoria. El eje motriz de la hélice está hueco y se extiende desde el eje del motor a través de un cojinete inferior donde están unidos la hélice y el difusor. Este eje tiene aberturas en la parte que permanece sobre la superficie del agua y a través de ellas entra el aire atmosférico en el tubo hueco. La hélice giratoria hace que el fluido circule por la abertura anular del difusor creando una caída de presión que succiona el aire atmosférico y se difunde formando burbujas finas producidas por el flujo horizontal creado por la hélice. El tamaño medio de las burbujas producidas es de 2.0 mm, que es aproximado al tamaño recomendado para difusores de burbuja fina por la Agencia para la Protección al Ambiente de E.E.U.U. El oxígeno es absorbido por el agua y la biomasa durante el tiempo que tienen contacto con las burbujas finas; éstas se

dispersan en una gran zona de influencia por lo que el tiempo de contacto es largo. Las zonas de influencia del aireador para la mezcla y dispersión de oxígeno varían con el tamaño de la unidad. Se pueden instalar unidades aireadoras múltiples para mezclar y dispersar oxígeno en todo el estanque.

El rendimiento en la transferencia de oxígeno está correlacionado con el tamaño de la unidad de aireación. También influyen la relación entre la potencia y el volumen del estanque, las dimensiones de éste y la relación entre el área superficial y la potencia. La determinación del rendimiento permite obtener la potencia del aireador adecuada y predecir el coeficiente de transferencia en la planta. La Figura 14.29 puede usarse para estimar el tamaño de la unidad: en la curva 2 se grafica el promedio calculado del coeficiente de transferencia en instalaciones reales con estanques y zanjas de oxidación que manejan aguas residuales de concentración fuerte. La curva 1 muestra el rendimiento con agua limpia. El coeficiente de transferencia para la mayoría de los casos estará situado entre ambos límites.

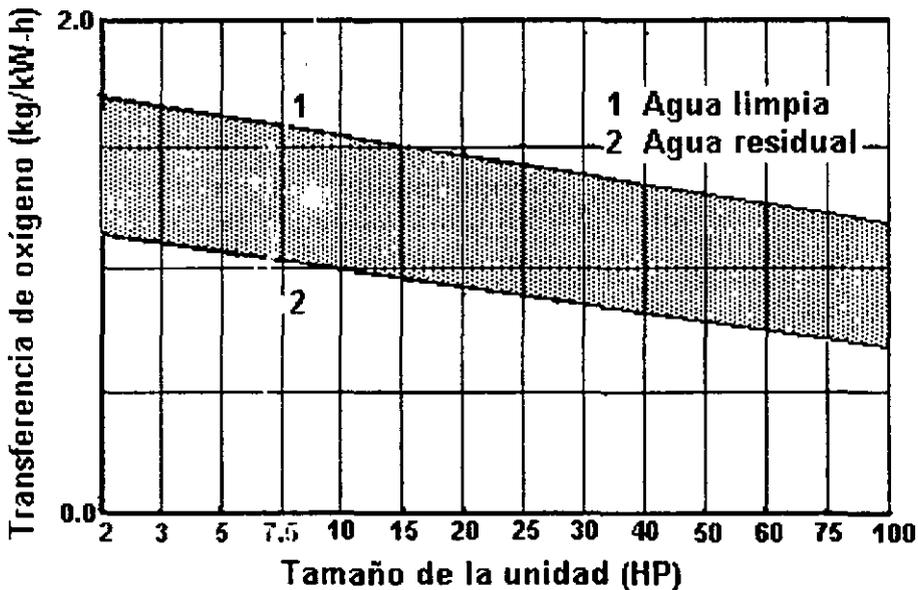


Figura 14.29. Rendimiento de la transferencia de oxígeno
(AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

La potencia para efectuar el mezclado completo se determina considerando una velocidad media ponderada de 1.5 m/s a través del estanque en cuestión. La Figura 14.30 muestra un conjunto de gráficas basadas en la obtención de dicha velocidad a una profundidad de entre 3 y 4.5 m. Se requieren distintas potencias dependiendo de la concentración de sólidos suspendidos. En caso necesario se interpola para concentraciones dentro del intervalo. La Figura 14.30 considera volúmenes desde 400 a 4000 m³. Las potencias requeridas para estanques de mayor volumen pueden determinarse proporcionalmente. Por ejemplo, si el estanque tiene 25 000 m³, se entra en la gráfica con 2500 m³ y el resultado se multiplica por 10.

No existe una profundidad máxima real para la operación segura del aireador; sin embargo, la profundidad se presenta como un límite práctico para las zonas de influencia establecidas. La profundidad mínima mostrada en la Figura 14.31 es para evitar la erosión del fondo revestido de arcilla de los estanques. La profundidad práctica mínima para estanques revestidos de concreto es la distancia que impide que la hélice haga contacto con el fondo. El rendimiento de la transferencia de oxígeno también se verá afectado por los menores niveles de agua.

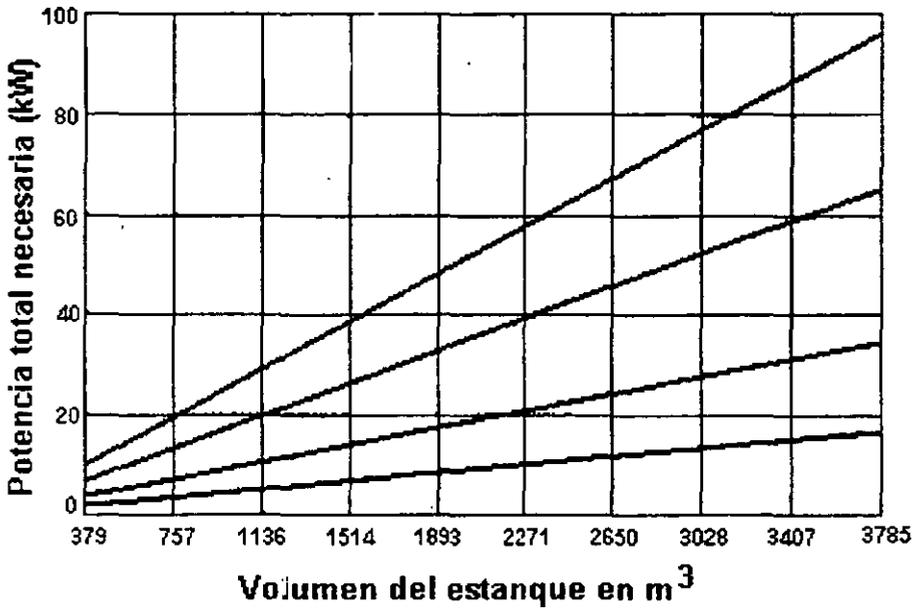


Figura 14.30. Potencia de mezcla completa
(AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

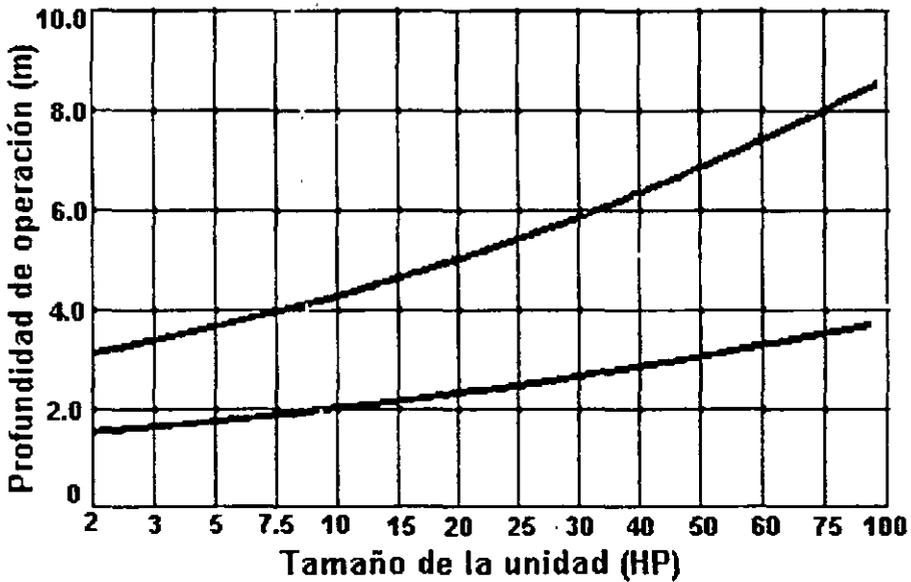


Figura 14.31. Profundidad de operación mínima y máxima
(AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

Es importante considerar la máxima distancia para enlace de flujos con el fin de alcanzar los objetivos de las Figuras 14.29 y 14.30. La distancia mínima se establece para evitar que otros aireadores o paredes laterales sean afectados por la turbulencia creada en las proximidades de los aireadores. Estos datos se muestran en la Figura 14.32.

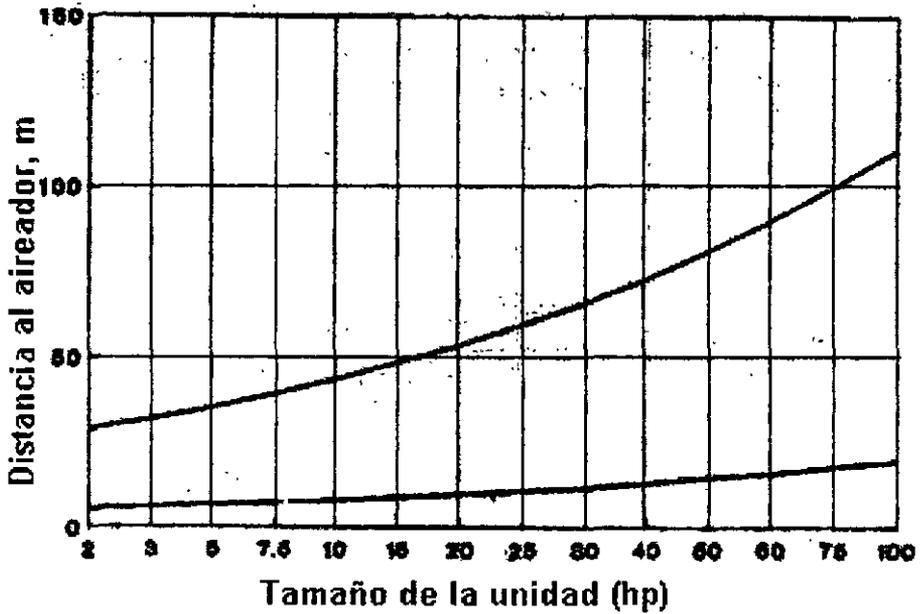


Figura 14.32. Separación para enlace de flujos
(AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

La Figura 14.33 muestra la zona de dispersión de oxígeno; la gráfica sirve para definir de manera adicional la distancia de separación y la colocación de los aireadores. Los ajustes de las distancias de separación de los aireadores y su colocación deben considerar la profundidad del estanque. La Figura 14.33 permite asegurar la obtención de los objetivos de la transferencia de oxígeno de la Figura 14.29. Las profundidades máxima y mínima corresponden a la profundidad de la Figura 14.31 para la unidad del mismo tamaño.

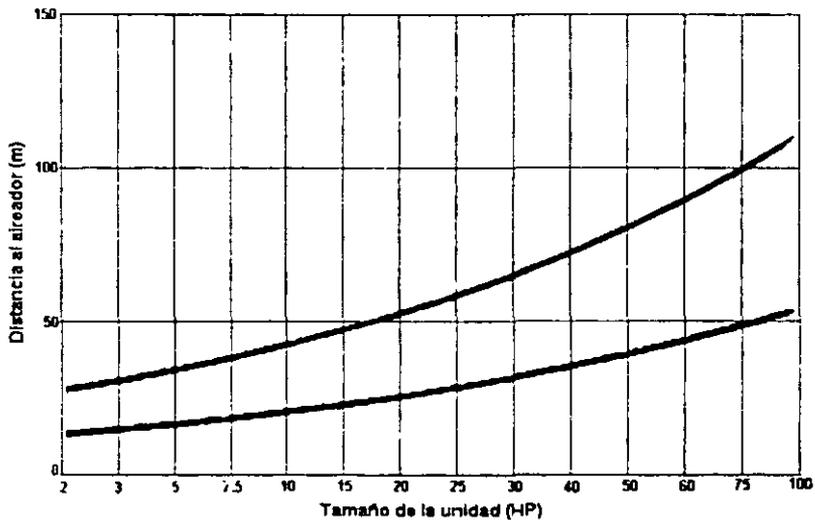


Figura 14.33. Zona de dispersión del oxígeno
(AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

La zona de mezcla completa es la distancia con respecto a la unidad de aireación en la que se mantiene una velocidad media de 0.3 m/s. Las profundidades máxima y mínima corresponden a las mismas profundidades de la Figura 14.31 para una unidad del mismo tamaño. Para las aplicaciones que sólo buscan la mezcla se debe utilizar la Figura 14.34 en lugar de la Figura 14.32 para determinar la distancia de separación y colocación de los aireadores.

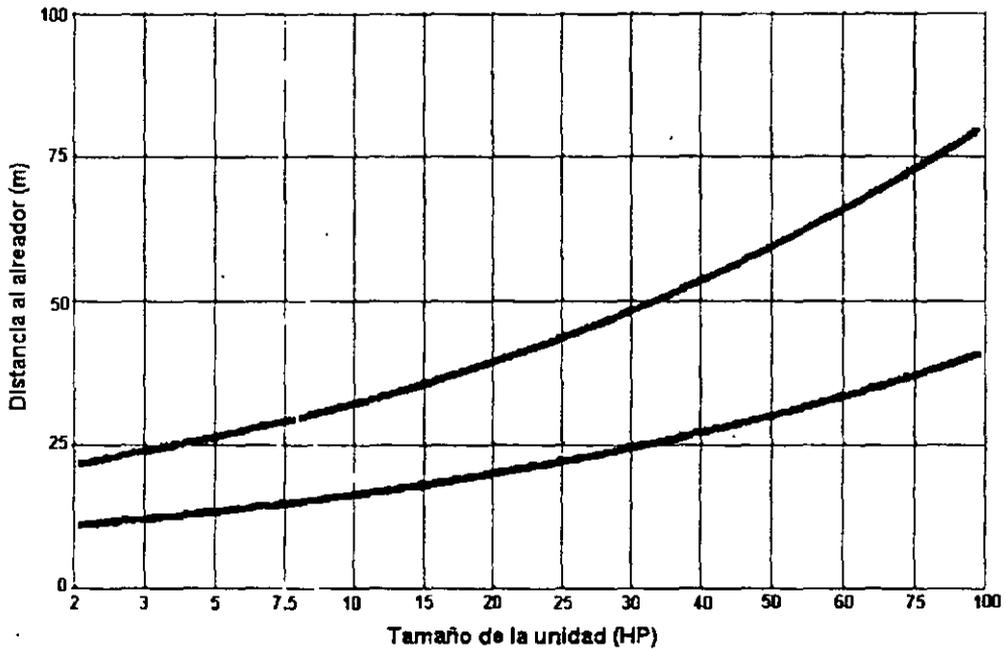


Figura 14.34. Zona de mezcla completa
(AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

El Cuadro 14.4 muestra las diversas formas de montaje del aireador dependiendo del tipo de reactor.

Cuadro 4.4
Formas de montaje del aireador dependiendo del tipo de reactor
 (AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

Montaje o anclaje	Prescripción	Esquema
<p>Sistema de cable vertical</p>	<p>Está diseñado para adaptarse a los cambios de nivel del agua. Los cables de amarre se sujetan primero a la parte superior del tanque. En cada aireador se sujetan pares de cables verticales a los cables de amarre y se fijan al fondo del tanque. Los pies se sujetan al sistema de flotación del aireador, las placas de tope se sujetan a los cables verticales</p>	
<p>En la pared</p>	<p>Este tipo de montaje está recomendado para tanques circulares o rectangulares. Los soportes se fijan a la pared y los aireadores se unen con montajes que permiten un cierto ajuste de la altura. Pueden ser de acero galvanizado o acero inoxidable 316.</p>	
<p>En puentes</p>	<p>El sistema de montaje en puentes está diseñado para zanjas de oxidación o para lugares en donde existe un puente sobre el canal. Los aireadores se suspenden de los puentes sujetandolos a las estructuras</p>	
<p>En pared para niveles bajos</p>	<p>Permite un buen ajuste de la profundidad. Está diseñado para tanques profundos donde el nivel del agua está muy por debajo de la parte superior de la pared del tanque.</p>	
<p>Cruceta</p>	<p>Este sistema de amarre usa cables directos con brazos de oscilación solidarios para poder utilizarse en fluctuaciones del nivel del agua de 1 a 4.5 m. Los brazos de oscilación pueden ser de acero galvanizado o acero inoxidable 316. Los cables se fijan a la orilla en la misma forma que en los sistemas de cable directo</p>	
<p>Directo</p>	<p>Este sistema de amarre se puede utilizar para niveles de agua con fluctuación de hasta 1 m. El cable de amarre de torones múltiples de acero inoxidable se ata a lo largo, o a lo ancho de un estanque y se ancla en cada orilla a una tubería de acero galvanizado empotrada en concreto. El cable eléctrico y los aireadores se sujetan a lo largo del cable de amarre en lugares determinados por la configuración</p>	

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. Explique el concepto básico y las ventajas y desventajas de los dos principales tipos de reactores de lodos activados.
2. ¿Por qué los dispositivos de aireación son una parte vital de los reactores biológicos? Describa las dos técnicas principales de aireación, expresando los tipos de reactores biológicos en los cuales se usan comúnmente.
3. Además de los procesos de lodos activados, ¿qué otros sistemas biológicos de cultivo suspendido están disponibles para el tratamiento de aguas residuales?
4. Un tanque de aireación tiene $11,000 \text{ m}^3$ de capacidad y trata $30,280 \text{ m}^3/\text{d}$. Los sólidos suspendidos en el influente son despreciables y los sólidos suspendidos del efluente del sedimentador son 25 mg/l . Se reciclan $7,570 \text{ m}^3/\text{d}$ de lodos con $10,000 \text{ mg/l}$ de sólidos suspendidos. Calcule el tiempo de residencia celular, si en el tanque de aireación los sólidos suspendidos en el licor mezclado son $2,200 \text{ mg/l}$.
5. Un sistema de aireación por pasos se usará para tratar $12500 \text{ m}^3/\text{d}$ de agua residual municipal. El efluente del tratamiento primario tendrá una DBO_5 de 125 mg/l . El sistema será operado de la manera siguiente:

DBO_5 soluble en el efluente $\leq 5 \text{ mg/l}$

Concentración promedio de sólidos en el reactor = 2000 mg/l

Tiempo medio de residencia celular = 10 d

Las constantes biológicas han sido determinadas en un análisis de planta-piloto, y son:

$Y = 0.55 \text{ kg de biomasa/kg de DBO utilizada}$

$k_d = 0.05 \text{ d}^{-1}$

a) Determine la longitud del reactor si el ancho debe ser de 5 m y de 5 m su profundidad.

b) Asumiendo que la concentración de sólidos suspendidos en el efluente es 30 mg/l y la DBO_5 de los sólidos es $0.65 \text{ mg de DBO}/1.0 \text{ mg SS}$, determine la DBO total en el efluente.

6. Determine la concentración promedio de biomasa en un reactor de lodos activados convencional, considerando las siguientes condiciones:

Gasto = $18\,300 \text{ m}^3/\text{d}$

DBO influente al sistema de lodos activados = 160 mg/l

DBO del efluente = 5 mg/l

$Y = 0.50 \text{ kg de biomasa/kg de DBO utilizada}$

$k_d = 0.04 \text{ d}^{-1}$

Volumen del tanque = 6100 m^3

Tiempo medio de residencia celular = 9 d

7. Determine la tasa de carga volumétrica del sistema descrito en el problema 5.
8. Determine la relación sustrato a biomasa del sistema descrito en el problema 6.
9. Un gasto de agua residual con las mismas características que las del problema 3, se tratará en un sistema de lodos activados completamente mezclado. El reactor operará a una concentración de

3000 mg/l de SSLM y el sedimentador secundario será diseñado para espesar el lodo hasta 12000 mg/l. Considerando un tiempo medio de residencia celular de 8 días, determine:

- a) El volumen del reactor
 - b) La masa y volumen de lodos desechados cada día
 - c) La relación de recirculación de lodos
10. El sistema de lodos activados mostrado en la figura siguiente opera en equilibrio. Determine el volumen de lodos que debe desecharse cada día, si la eliminación de desechos será efectuada desde: a) el punto A; y b) el punto B.

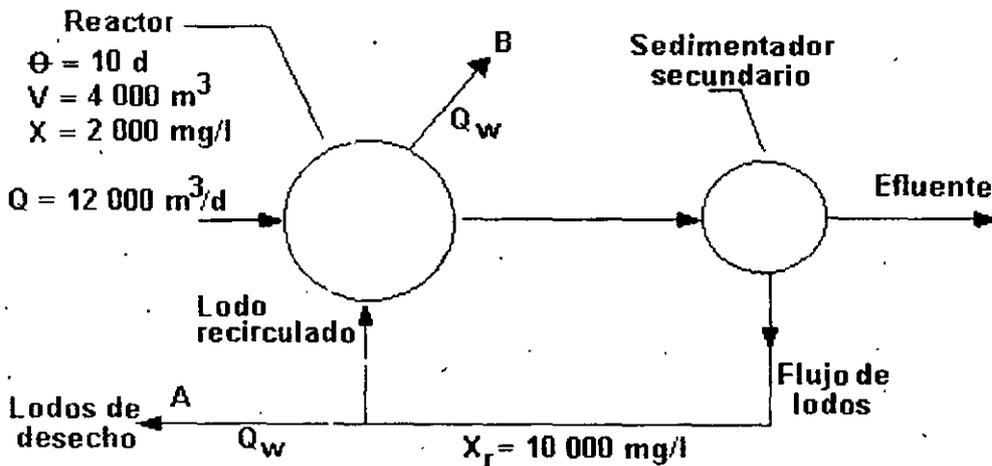


Figura del problema 10

11. Una planta de lodos activados con un gasto de $0.4380 \text{ m}^3/\text{s}$ tiene una relación F/M de 0.2 d^{-1} , DBO_5 del efluente del sedimentador primario de 150 mg/l y SSLM de 3080 mg/l . Determine el volumen del tanque de aireación.
12. Determine el área superficial requerida y la tasa de carga para un estanque facultativo en el cual se tratará un gasto de $3,800 \text{ m}^3/\text{d}$ con una DBO_5 de 100 mg/l .
13. Se trata un gasto de $5,000 \text{ m}^3/\text{d}$ de agua residual en un estanque facultativo de 2.0 m de profundidad con un área superficial de 20 ha . El agua residual tiene una DBO_5 de 150 mg/l y un coeficiente de reacción de 0.30 d^{-1} . Determine la DBO soluble del efluente (Considere un reactor completamente mezclado sin recirculación de sólidos).
14. Resuelva el problema 13 suponiendo que se dividirá el área superficial de 20 ha en tres estanques iguales.
15. Un gasto de agua residual de $3550 \text{ m}^3/\text{d}$ se tratará en un estanque facultativo. El coeficiente de tasa de reacción a la temperatura media de operación es 0.35 d^{-1} . Se espera que el tanque operará con un factor de dispersión de 0.5 . Determine el área superficial requerida para el 85% de remoción de la DBO soluble suponiendo una profundidad de 2 m y considerando:
 - a). Un sólo estanque
 - b). Un sistema de cuatro celdas.

Capítulo 15

Sistemas de cultivo adherido

En los sistemas de cultivo adherido el agua residual se pone en contacto con películas microbianas adheridas a superficies. El área superficial para el crecimiento de la biopelícula se incrementa colocando un medio poroso en el reactor. Cuando se usa un medio sólido poroso empacado al azar, el reactor se denomina *filtro percolador*. El advenimiento de medios sintéticos modulares de alta porosidad y bajo peso ha permitido un arreglo vertical del medio, de varios metros de altura, llamado *bio-torre*. El dispositivo más reciente se denomina discos biológicos y consiste en discos rotatorios sumergidos parcialmente en el agua residual. Aunque existen otros sistemas de cultivo adherido que pueden usarse en ciertas condiciones, tales como los filtros sumergidos (anaerobio) y lechos fluidizados, la discusión que se hace en este texto se limita al estudio de filtros percoladores, bio-torres y discos biológicos.

En los sistemas de filtros percoladores y bio-torres, el medio es estacionario y el agua residual pasa sobre la biopelícula en dosis intermitentes. En el sistema de discos biológicos el medio mueve la biopelícula alternativamente a través del agua y del aire. Ambos sistemas se clasifican como procesos aerobios debido a que mantienen a la biopelícula superficial en condiciones aerobias.

Los sistemas de cultivo adherido incluyen comúnmente sedimentación primaria y secundaria además del reactor biológico. El sedimentador primario puede omitirse en las plantas con bio-torres y discos biológicos siempre y cuando se efectúe un cribado adecuado antes de aplicar el agua residual sobre el medio, con el propósito de evitar la obstrucción de los espacios del medio.

15.1 Biología del sistema

No obstante las marcadas diferencias entre los reactores de los sistemas de cultivo adherido y suspendido, el metabolismo de los microorganismos de las aguas residuales es notablemente similar. Los microorganismos que se adhieren a las superficies sólidas del medio corresponden esencialmente a los mismos grupos que aquéllos de los sistemas de lodos activados. La mayoría son microorganismos heterótrofos; abundan los hongos y bacterias, predominando las facultativas, y las algas se presentan cerca de la superficie, donde está disponible la luz solar. También pueden encontrarse animales, tales como rotíferos, lombrices del lodo, larvas de insectos, caracoles, etc. Cuando el contenido de carbono del agua residual es bajo pueden existir organismos nitrificantes, aunque en cantidad insignificante.

Los microorganismos se adhieren por sí mismos al medio y crecen formando una película densa de naturaleza viscosa y gelatinosa. El agua residual moja la película en delgadas capas y las sustancias orgánicas disueltas pasan al interior de la biopelícula debido a gradientes de concentración. En la superficie pegajosa podrían quedar retenidas las partículas suspendidas y coloidales, y ahí se descomponen dando productos solubles. El oxígeno necesario para las reacciones aerobias de la superficie de la biopelícula proviene del agua residual y del aire introducido en los huecos del medio. Los desechos producidos durante el proceso metabólico se difunden hacia el exterior de los huecos y son transportados por las corrientes de agua y aire existentes. Este proceso se ilustra en la Figura 15.1.

El crecimiento de la biopelícula sólo puede ser en una dirección, es decir, hacia el lado opuesto al medio de soporte. Conforme la película se hace más gruesa se desarrollan gradientes de concentración de oxígeno y sustrato. Eventualmente en la interfase medio - biopelícula ocurrirán simultáneamente el metabolismo anaerobio y endógeno.

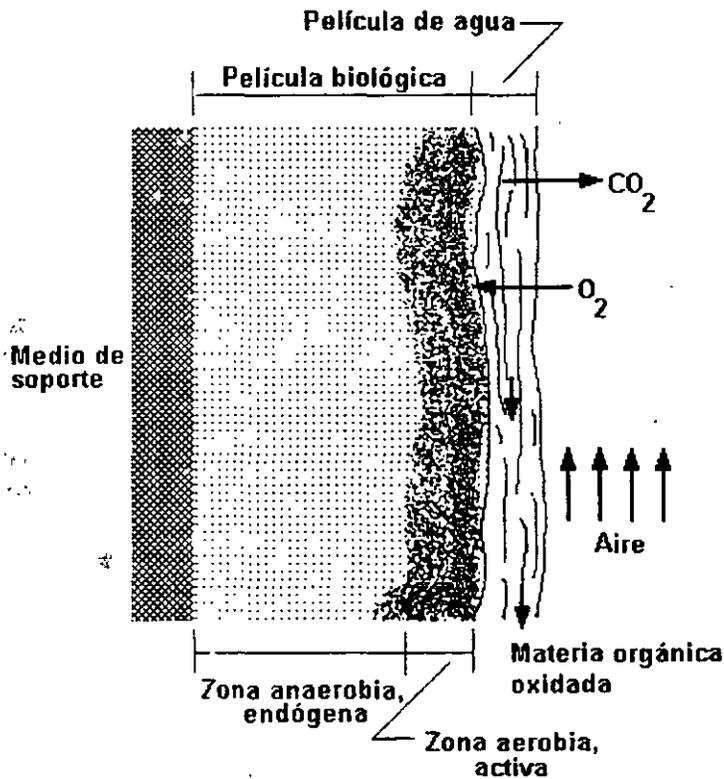


Figura 15.1. Biología del sistema de cultivo adherido

La adherencia se debilita y la fuerza cortante ejercida por el agua residual que fluye sobre la película termina por hacerla caer y deslavarla. Este proceso es función de las tasas de carga hidráulica y orgánica. La biopelícula se restablece prontamente en los lugares donde se ha desprendido.

En los sistemas de cultivo adherido la tasa de remoción de sustrato depende de muchos factores, entre ellos: el gasto de agua residual, la tasa de carga orgánica, las tasas de difusividad de sustrato y oxígeno hacia el interior de la biopelícula, y la temperatura. La profundidad de penetración del oxígeno y del sustrato se incrementa a tasas grandes de carga; sin embargo, un factor que es comúnmente limitante es la difusividad del oxígeno. La zona aerobia de la biopelícula

se limita comúnmente a un espesor de 0.1 a 0.2 mm; el espesor remanente corresponde a la zona anaerobia.

Las muchas variables que afectan al crecimiento de la biomasa y en consecuencia a la tasa de utilización del sustrato, hacen muy difícil la modelación de los sistemas de crecimiento adherido. El crecimiento de la biopelícula, el desprendimiento y su naturaleza aerobia y anaerobia, impiden la aplicación de las ecuaciones de equilibrio en forma similar a como se hace en los sistemas de cultivo suspendido. En gran parte, las ecuaciones para diseñar los sistemas de crecimiento adherido han sido obtenidas empíricamente.

15.2 Filtros percoladores

El primer filtro percolador comenzó a operar en Inglaterra, en 1893, basado en los filtros de contacto, que eran estanques impermeables rellenos de roca triturada. El filtro percolador moderno consiste en un reactor en el que se coloca al azar un medio sólido de soporte, cuya superficie servirá para el crecimiento de la biopelícula. Se requiere además un sistema de distribución del agua residual sobre el medio y otro para conducir el efluente. El término "filtro" usado para denominar a este proceso es inexacto dado que sólo se presentan en él unos cuantos fenómenos físicos de los que se asocian con la filtración a través de medios granulares. Más bien son la adsorción y subsecuente oxidación biológica los mecanismos principales de remoción del sustrato.

Las características más importantes del medio de soporte son su *área superficial específica* y la *porosidad*, la primera es la medida del espacio en donde puede crecer la biopelícula y la segunda es una medida de los vacíos a través de los cuales puede pasar el agua residual y el aire para la ventilación de los gases producidos.

En los filtros percoladores se usa comúnmente roca triturada como medio de soporte debido a que es fuerte, durable y químicamente resistente para el crecimiento de la biopelícula. Con tamaño de roca de 50 a 100 mm se consigue un área superficial específica de 50 a 65 m²/m³, con porosidades de 40 a 50%. También se utilizan medios de soporte de plástico de formas variadas, como los que se esquematizan en la Figura 15.2, con la ventaja de que puede determinarse con precisión el área superficial específica y la porosidad; con los medios de plástico a granel se consigue hasta 200 m²/m³ de área y porosidad de 95%. Además existen medios de soporte modulares fabricados con madera o plástico. Las características de los materiales mencionados se muestran en el Cuadro 15.1.

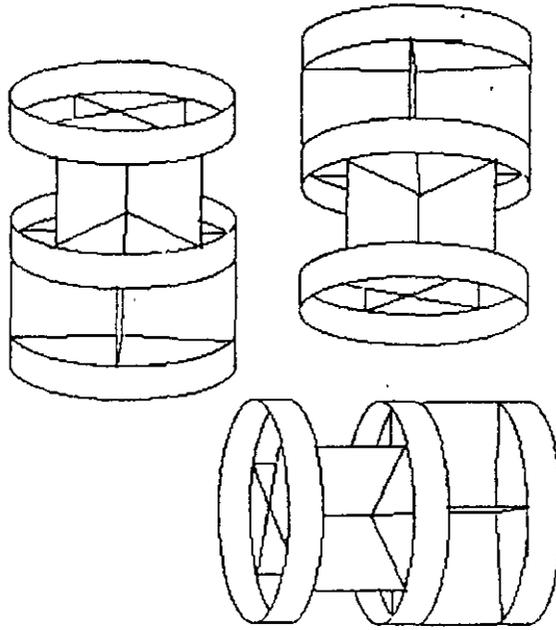


Figura 15.2. Medio de soporte de plástico tipo random

Cuadro 15.1
Características de los medios de soporte de filtros percoladores

MEDIO DE SOPORTE	TAMAÑO NOMINAL mm	MASA/UNIDAD DE VOLUMEN kg/m ³	ÁREA SUPERFICIAL ESPECÍFICA m ² /m ³	PORCENTAJE DE VACIOS
Roca de río				
Pequeña	25.- 65	1250 - 1450	55 - 70	40 - 50
Grande	100 - 120	800 - 1000	40 - 50	50 - 60
Escoria de alto horno				
Pequeña	50 - 80	900 - 1200	55 - 70	40 - 50
Grande	75 - 125	800 - 1000	45 - 60	50 - 60
Plástico				
Convencional	600 x 600 x 1200*	30 - 100	80 - 100	94 - 97
Superficie específica alta	600 x 600 x 1200*	30 - 100	100 - 200	94 - 97
Madera	1200 x 1200 x 500*	150 - 175	40 - 50	70 - 80

* Dimensiones del módulo de medio de soporte

Fuente: Metcalf & Eddy, Inc.

Para aplicar el agua residual sobre el medio de soporte se emplea un sistema de distribución rotatorio, como se ilustra en la Figura 15.3. Se requiere al menos 1 m de carga hidráulica para que la acción del chorro a través de las boquillas dé potencia al rotor. El sistema permite la aplicación del agua de manera intermitente, lo que posibilita la circulación del aire a través

de los espacios vacíos, entre cada dosificación. El agua se dispersa en la parte superior, a unos centímetros del medio de soporte, lo que da como resultado una carga hidráulica uniforme en la profundidad del lecho de roca o plástico. Si el gasto es variable o la carga insuficiente, es necesario considerar el empleo de un motor eléctrico para mover el rotor, con el fin de evitar una aplicación desigual del agua.

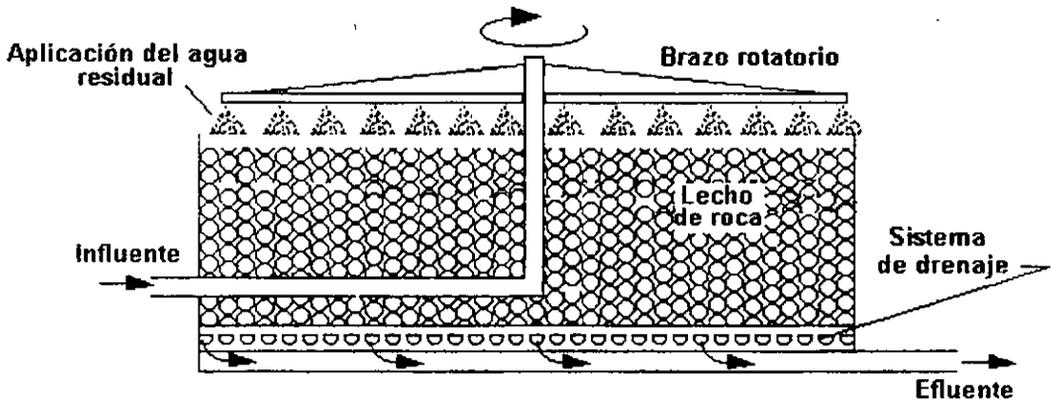


Figura 15.3. Esquema de la sección transversal de un filtro percolador

El sistema de drenaje del reactor se diseña para conducir el agua residual tratada y la biomasa desprendida. Existen bloques huecos patentados para colocarse en el fondo del reactor, como los que se esquematizan en la Figura 15.4, diseñados para funcionar parcialmente llenos con el propósito de que el aire circule a través del medio.

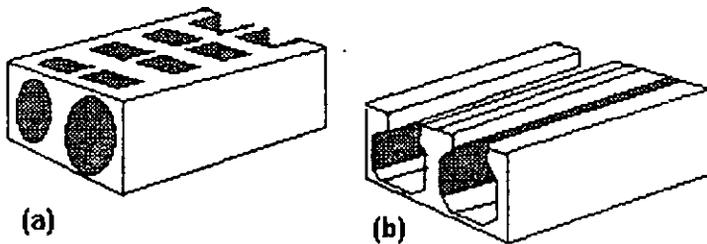


Figura 15.4 Dos de los muchos tipos de bloques que es posible emplear en el sistema de drenaje de filtros percoladores: a) bloque Armcre; b) bloque Metro

Los filtros percoladores se clasifican en tres tipos de acuerdo con la tasa de carga hidráulica con la que operan: baja, intermedia y alta. Los primeros tienen carga hidráulica pequeña y no consideran recirculación; en los últimos la carga hidráulica es grande gracias a la recirculación de un porcentaje del efluente. Los filtros colocados en serie incrementan la profundidad efectiva, aumentando en consecuencia su eficiencia. Existen muchas posibilidades para diferentes regímenes de flujo.

Los factores más importantes que afectan la operación de los filtros percoladores son:

- ✓ Carga hidráulica
- ✓ Carga orgánica
- ✓ Temperaturas del agua y del aire ambiente

La tasa a la cual se aplica el agua residual a la superficie del filtro percolador se denomina *carga hidráulica*, e incluye al gasto recirculado Q_R (Figura 15.5); el gasto total a través del filtro percolador es $Q+Q_R$. La expresión de la carga hidráulica es:

$$\text{Carga hidráulica} = \frac{Q + Q_R}{A_s} \dots \dots \dots (15.1)$$

donde:

- Q = gasto de agua residual cruda, m^3/d
- Q_R = gasto de recirculación, m^3/d
- A_s = área superficial del filtro percolador (vista en planta)

La carga hidráulica puede expresarse en metros cúbicos por día por metro cuadrado de área superficial, o $m^3/m^2 d$; un valor típico para un filtro percolador convencional es $20 m^3/m^2 d$.

Si se aumenta la tasa de carga hidráulica se incrementa el deslave y esto ayuda a mantener abierto el lecho de roca.

La cantidad de recirculación se representa por la relación $R = Q_R/Q$ y varía generalmente en el intervalo de 0.0 a 3.0

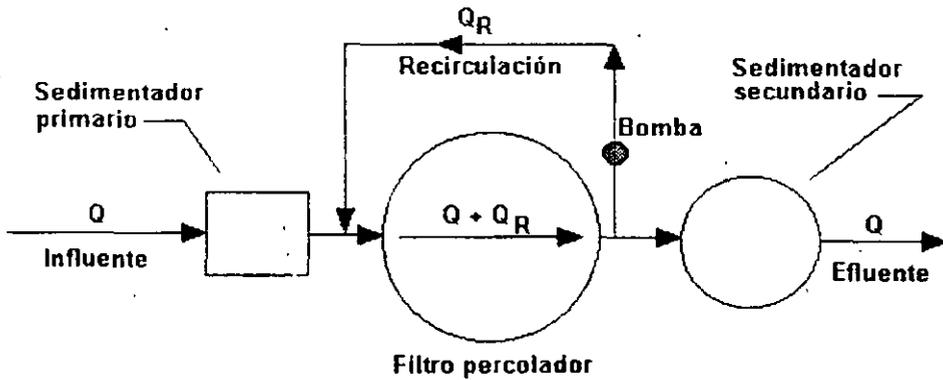


Figura 15.5. Diagrama que muestra el gasto de recirculación a través del filtro percolador. La tasa de aplicación del gasto es la suma del gasto influyente y el gasto de recirculación

La tasa a la cual se aplica el material orgánico es llamada *carga orgánica* o carga de DBO. No incluye a la DBO añadida por recirculación. La carga orgánica se expresa en términos de kilogramos de DBO por metro cúbico de lecho por día, o $kg/m^3 d$. Un valor típico de carga orgánica en un filtro percolador es $0.5 kg/m^3 d$. La expresión de la carga orgánica es

$$\text{Carga orgánica} = \frac{Q \times DBO}{V} \dots \dots \dots (15.2)$$

donde:

Q = gasto de agua residual cruda, m^3/d

DBO = DBO_5 del efluente del tratamiento primario, mg/l

V = volumen del lecho de roca del filtro percolador, m^3

Un valor grande de la carga orgánica implica un crecimiento rápido de la biomasa. El crecimiento excesivo puede ocasionar la obstrucción de los vacíos del medio de soporte y se tendría como resultado su inundación.

Cuadro 15.2
Criterios de diseño típicos para filtros percoladores

Parámetro	Filtro de baja tasa	Filtro de tasa intermedia	Filtro de alta tasa
Tasa de carga hidráulica $m^3/m^2 d$	1 - 4	4 - 10	10 - 40
Tasa de carga orgánica $kg/m^3 d$	0.08 - 0.32	0.24 - 0.48	0.32 - 1.0
Profundidad, m	1.5 - 3	1.25 - 2.5	1.0 - 2.0
Relación de recirculación	0	0 - 1	1 - 3, 2 - 1
Medio filtrante	Roca	Roca	Roca, materiales sintéticos
Requerimientos de energía $kW/10^3 m^3$	2 - 4	2 - 8	6 - 10
Cantidad de moscas en el filtro	Gran cantidad	Cantidad intermedia	Unas cuantas; las larvas son deslavadas
Deslavado	Intermitente	Intermitente	Continuo
Intervalos de dosis	No mayor a 5 minutos (generalmente intermitente)	De 15 a 60 s (continuo)	No mayor a 15 s (continuo)
Efluente	Normalmente completamente nitrificado	Parcialmente nitrificado	Nitrificado a bajas cargas

Fuente: Metcalf & Eddy Inc.

Los criterios de diseño típicos para filtros percoladores se muestran en el Cuadro 15.2. Las tasas que se muestran en el cuadro limitan su profundidad a aproximadamente 2 m debido a la pérdida de carga a través del medio empacado.

Las interfases biomasa - agua - aire propician que los filtros percoladores sean extremadamente sensibles a las variaciones de temperatura. La calidad del efluente muestra variaciones

estacionales drásticas debido principalmente a los cambios de temperatura del aire. Las temperaturas relativas del agua residual y del aire también determinan la dirección del flujo de aire a través del medio. El agua fría absorbe calor del aire, y éste al enfriarse cae al fondo del filtro junto con el agua. Por el contrario, el agua tibia calienta el aire provocando que éste se eleve desde el drenaje hacia arriba, a través del medio. Cuando se tienen diferenciales de temperatura menores a aproximadamente 3 a 4 °C, existe poco movimiento del aire y las condiciones estables evitan una buena ventilación. Las temperaturas extremadamente frías congelan y destruyen la biopelícula.

La expresión más empleada para el diseño de filtros percoladores fue propuesta por Eckenfelder, y es la siguiente:

$$\frac{S_e}{S_0} = e^{-kht/q^n} \dots \dots \dots (15.3)$$

donde:

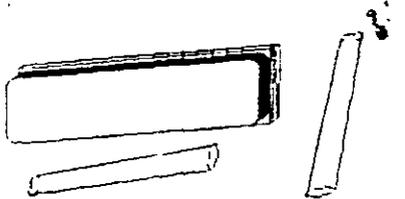
- S_e = concentración de sustrato en el efluente, $DBO_5, mg/l$
- S_0 = concentración de sustrato en el influente, $DBO_5, mg/l$
- h = profundidad del medio, m
- q = tasa de carga hidráulica, $m^3/m^2 \text{ min}$
- k = constante de tratabilidad del agua residual con relación al medio, min^{-1}
- n = coeficiente relativo a las características del medio

Los valores de la constante de tratabilidad varían de 0.01 a 0.1 min^{-1} ; el valor promedio para aguas residuales municipales sobre medios de plástico modulares es 0.06 a 20°C. Para otras temperaturas se requiere ajustar la constante de tratabilidad, mediante la siguiente expresión:

$$k_T = k_{20^\circ C} (1.035)^{T-20} \dots \dots \dots (15.4)$$

La constante de tratabilidad se determina mediante análisis en planta piloto con el fin de considerar las características del agua residual y del medio de soporte seleccionado.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 15.1

Un filtro percolador con un lecho de 2 m de espesor y 18 m de diámetro opera con una relación de recirculación de 1.5. El gasto y la DBO₅ del agua residual cruda son 2500 m³/d y 210 mg/l respectivamente. Asumiendo que la eficiencia de remoción de la DBO del tratamiento primario es de 30%, determínese la carga hidráulica y la carga orgánica sobre el filtro percolador.

Solución

1. Cálculo del área superficial del filtro

$$A_s = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 18^2}{4} = 254.5 \text{ m}^2$$

2. Cálculo del volumen

$$V = 254.5 \text{ m}^2 \times 2 \text{ m} = 509 \text{ m}^3$$

3. Cálculo del gasto de recirculación

$$Q_R = R \times Q = 1.5 \times 2500 = 3750 \text{ m}^3/\text{d}$$

4. Cálculo del gasto total Q + Q_R

$$Q + Q_R = R \times Q = 2500 + 3750 = 6250 \text{ m}^3/\text{d}$$

5. Cálculo de la carga hidráulica

$$\text{Carga hidráulica} = \frac{6250 \text{ m}^3/\text{d}}{254.5 \text{ m}^2} = 25 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$$

6. Cálculo de la DBO del efluente primario.

$$\text{eficiencia} = \frac{C_{\text{entrada}} - C_{\text{salida}}}{C_{\text{entrada}}} \times 100$$

$$30 = \frac{210 - C_{\text{salida}}}{210} \times 100$$

$$C_{salida} = \frac{210 - (210 \times 30)}{100} = 147 \text{ mg/l}$$

7. Cálculo de la carga orgánica

$$\text{Carga orgánica} = \frac{2500 \times 147}{509} = 0.72 \text{ kg/m}^3\text{d}$$

Problema ejemplo 15.2

Determinese la DBO₅ del efluente de un filtro percolador que tiene 35.0 m de diámetro y un lecho de 1.5 m de espesor. La carga hidráulica es de 1900 m³/d y la DBO del influente es de 150 mg/l. La constante de tratabilidad es 1.89 d⁻¹ y n = 0.67.

Solución

1. Cálculo del área del filtro

$$A_s = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 35.0^2}{4} = 962.11 \text{ m}^2$$

2. Cálculo de la carga hidráulica

$$\text{Carga hidráulica } q = \frac{1900 \text{ m}^3/\text{d}}{962.11} = 1.97 \text{ m}^3/\text{c. m}^2$$

3. Cálculo de la DBO del efluente

Utilizando la ecuación (15.3)

$$S_e = 150.0 e^{\frac{-(1.89)(1.5)}{(1.97)^{0.67}}} = 24.80 \text{ mg/l}$$

15.3 Biorres

Las biorres son esencialmente filtros percoladores profundos. Para evitar el peso excesivo que se generaría al utilizar roca triturada como medio de soporte, se utilizan medios de soporte modulares ligeros colocados alternadamente, fabricados con hojas planas corrugadas de PVC (policloruro de vinilo) soldadas, que proporcionan rigidez a la columna vertical. Además, la porosidad y forma regular que presenta este tipo de medio de soporte, supera los problemas de

pérdidas de energía que existen en los reactores empacados. Los medios modulares se apilan para formar una columna de hasta 12 m de altura, con lo que se obtiene un volumen grande en una estructura de contención relativamente pequeña.

Si la bitorre tiene configuración circular vista en planta, la aplicación del agua residual puede hacerse mediante un brazo rotatorio similar al que se emplea en un filtro percolador; sin embargo, lo más común es contar con boquillas estacionarias, acopladas en una red de tuberías instalada sobre el medio, como se ilustra en la Figura 15.6. El sistema de drenaje es similar al de los filtros percoladores, pero debe diseñarse para tasas de carga hidráulica grandes.

Las bitorres operan de manera similar a los filtros percoladores de alta tasa. Las características de dispersión de los módulos de plástico son menos efectivas que en los medios empacados y la tasa de carga hidráulica debe mantener un valor grande para asegurar que todas las superficies se mojen en toda la profundidad. Comúnmente se practica la recirculación directa de 1 a 3 veces el flujo de entrada. El metabolismo del sustrato diluido está en la fase de respiración endógena en la mayor parte de la profundidad de la torre. En las porciones superiores del medio generalmente se satisface la DBO carbonácea; si el contenido de carbono del agua residual disminuye a menos de 20 mg/l, las bacterias nitrificantes se vuelven competitivas y el amoníaco es convertido a nitrato. Una bitorre bien operada debe ser capaz de producir un efluente nitrificado.

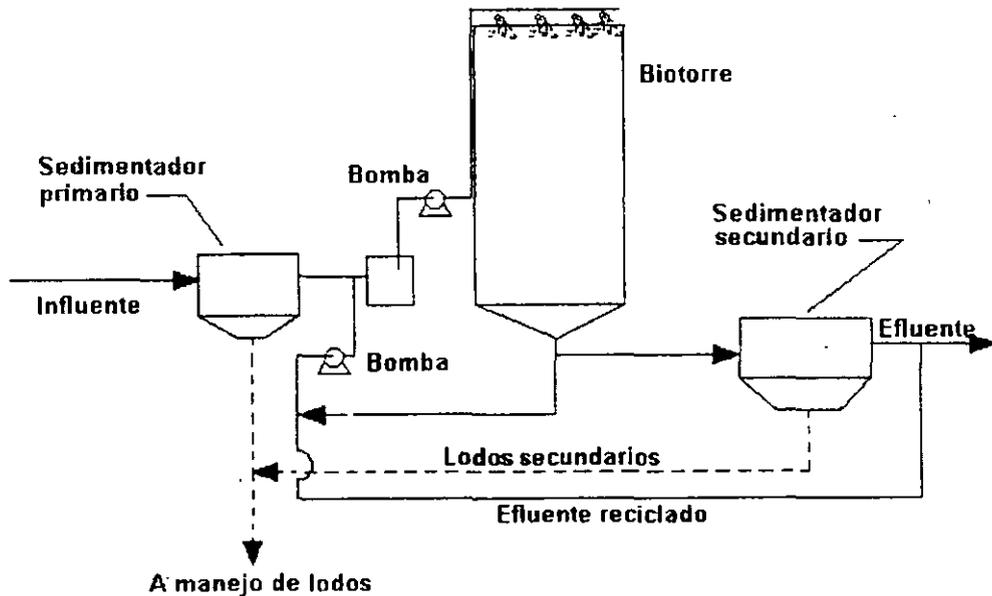


Figura 15.6. Sistema de bitorre

Las bitorres tienen varias ventajas en comparación con los filtros percoladores clásicos: mayores tasas de carga y minimización de la obstrucción debido a la porosidad y naturaleza del medio de soporte y mejor ventilación que resuelve los problemas de olor bajo la mayoría de las condiciones de operación. Sus desventajas son: mayor costo de bombeo requerido por la recirculación de un gasto grande y la mayor pérdida de carga hidráulica a través de toda la profundidad del lecho.

El diseño de bitorres se basa comúnmente en las fórmulas desarrolladas para filtros percoladores, considerando las características del medio de soporte. El coeficiente n para un medio modular plástico puede adoptarse como 0.5 en la ecuación (15.3) sin que esto lleve a un error significativo.

La ecuación (15.3) no considera la recirculación del agua residual; sin embargo, generalmente las

biotorres emplean recirculación, por lo que la ecuación (15.3) debe modificarse:

$$\frac{S_e}{S_a} = \frac{e^{-kH/q^n}}{(1 + R) - R e^{-kH/q^n}} \dots \dots \dots (15.5)$$

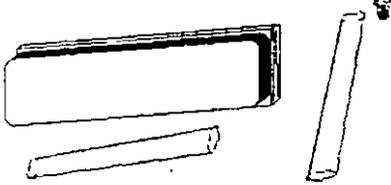
donde:

S_a = DBO₅ de la mezcla de agua residual cruda y reciclada aplicada al medio:

$$S_a = \frac{S_0 + RS_e}{1 + R} \dots \dots \dots (15.6)$$

R = relación de recirculación

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 15.3

En el proyecto de una planta de tratamiento de agua residual municipal se usará una biotorre con medio de soporte modular de plástico. El efluente del sedimentador primario es de 20000 m³/d y tiene una DBO de 150 mg/l. En el análisis en planta piloto se obtuvo una constante de tratabilidad de 0.055 min⁻¹ a 20°C para el sistema; el factor n puede tomarse como 0.5. Se usarán dos torres, cada una de sección transversal cuadrada y separadas por un muro común. El medio tendrá una profundidad de 6.5 m y la relación de recirculación será 2:1 durante los periodos de gasto promedio. Determinéense las dimensiones de las unidades requeridas para producir un efluente con una DBO₅ soluble de 10 mg/l. Se espera que la temperatura mínima sea de 25°C.

Solución

1. Cálculo de la concentración de DBO₅ del influente.

De la ecuación (15.6)

$$S_a = \frac{150 + 2(10)}{1 + 2} = 56.7 \text{ mg/l}$$

2. Ajuste de la constante de tratabilidad a la temperatura correspondiente.

De la ecuación (15.4):

$$k_{25} = k_{20^{\circ}\text{C}}(1.035)^{25 - 20} = 0.055(1.035)^5 = 0.065 \text{ min}^{-1}$$

3. Cálculo de la tasa de carga hidráulica.

Resolviendo la ecuación (15.5) para q:

$$\frac{10}{56.7} = \frac{e^{-0.065(6.5)/q^{0.5}}}{(1 + R) - R e^{-0.065(6.5)/q^{0.5}}}$$

$$\frac{10}{56.7} (1 + 2) = e^{-0.42/q^{0.5}} + \frac{10}{56.7} (2) e^{-0.42/q^{0.5}}$$

$$0.53 = 1.35 e^{-0.42/q^{0.5}}$$

$$0.39 = e^{-0.42/q^{0.5}}$$

$$0.94 = 0.42/q^{0.5}$$

$$q^{0.5} = 0.45$$

$$q = 0.20 \frac{m^3}{m^2 \text{ min}}$$

4. Cálculo del área de cada unidad.

$$20\,000 \text{ m}^3/\text{d} \times \frac{1 \text{ d}}{1440 \text{ min}} = 13.9 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\frac{13.9 \text{ m}^3/\text{min}}{2 \times 0.2 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ min}} = 34.8 \text{ m}^2$$

Cada unidad sería cuadrada de $(34.8)^{0.5} = 5.89 \text{ m}$; redondeando $6.0 \text{ m} \times 6.0 \text{ m} \times 6.5 \text{ m}$ de profundidad. El sistema se muestra esquemáticamente en la Figura 15.7.

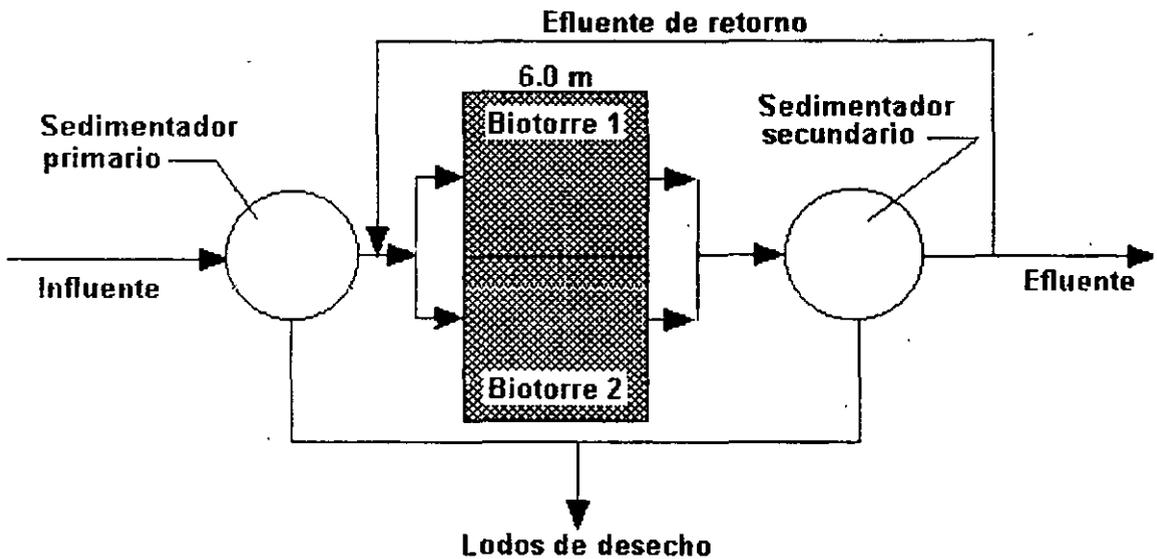


Figura 15.7. Esquema del problema ejemplo 15.3.

15.4 Discos biológicos

Los reactores de biodiscos son una adaptación única en el género del sistema de cultivo adherido. Los medios de soporte son discos grandes, planos, montados en una flecha común y que rotan en tanques que tienen un contorno curvo y en los que el agua residual fluye de manera continua. Un esquema del sistema se muestra en la Figura 15.8.

El contactor rotatorio para el tratamiento de las aguas residuales fue concebido en Alemania por Weigand en 1900. Su patente para el contactor describe un cilindro de tablillas de madera. Sin embargo, no se construyeron unidades hasta los años de 1930, cuando Bach e Imhoff probaron el contactor como sustituto del filtro Emscher. Estas unidades experimentaron severos problemas de atascamiento de las tablillas y no se continuó la investigación. En E.E.U.U. Allen reportó la invención de la "rueda biológica" por Maltby en 1929. Consistía en una serie de ruedas formadas con paletas. En el mismo año, Doman informó sobre sus pruebas con discos rotatorios metálicos; era la primera vez que se investigaba a los discos como medio de contacto, pero los resultados no fueron alentadores y no se siguió investigando al respecto en E.E.U.U. En 1950, primero Hans

Hartman y luego Franz Popel, de la Universidad de Stuttgart condujeron pruebas extensivas usando discos de plástico de 1.0 m de diámetro. Por aquel tiempo el poliestireno expandido empezó a usarse como material de construcción y no era costoso. El trabajo de desarrollo del proceso de Hartman y Popel, junto con este nuevo material de construcción, produjo un nuevo proceso comercial de tratamiento de aguas residuales. La compañía J. Conrad Stengelin, en Tuttlingen, Alemania, inició en 1957 la fabricación de discos de 2 y 3 m de diámetro de poliestireno expandido para usarse en plantas de tratamiento de aguas residuales. La primera instalación comercial comenzó a operar en 1960. La compañía estadounidense Autotrol Corporation ha logrado importantes avances técnicos y económicos en este campo. La aplicación del sistema en sus orígenes estaba limitada a gastos pequeños debido a que los costos de equipo y construcción eran mayores que los de un sistema de lodos activados. Autotrol se dedicó a investigar y mejorar la características de los biodiscos con el propósito de obtener mayor área superficial específica y disminuir el consumo de electricidad. En 1971 anunció el desarrollo de un nuevo disco fabricado con una hoja corrugada de polietileno, que superaba al de poliestireno al tener doble superficie de contacto. Actualmente los biodiscos se fabrican de polietileno de alta densidad, movidos mecánicamente o con aire.

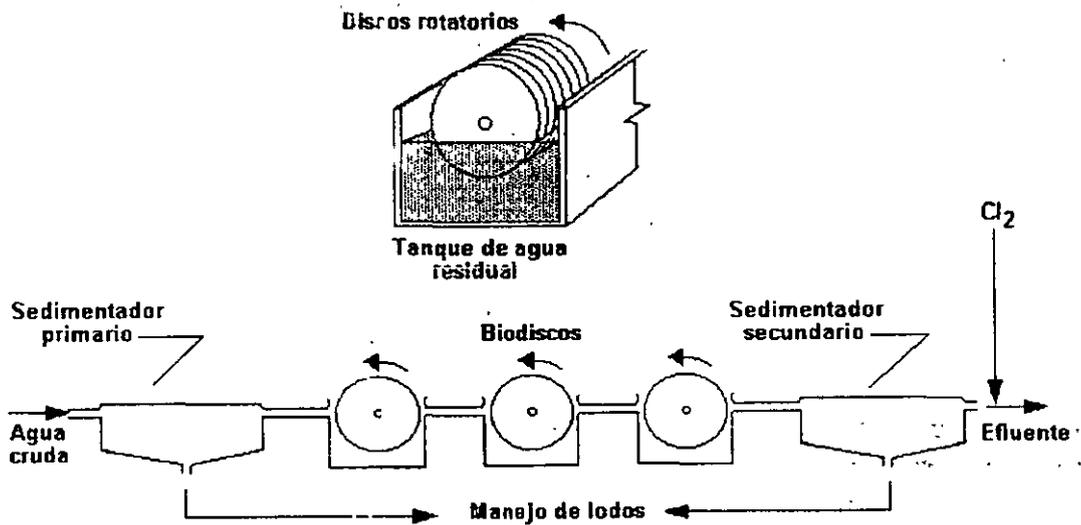


Figura 15.8. Sección transversal y sistema de tratamiento con discos biológicos

El medio de soporte consiste en hojas plásticas que pueden ser de 2 a 4 m de diámetro y de hasta 10 mm de espesor. Se pueden usar materiales más delgados formando un sandwich con una hoja corrugada entre dos discos planos y soldándolos térmicamente para formar una unidad con estructura de panal de abeja. El espacio entre discos planos es de entre 30 y 40 mm; su diseño incluye huecos radiales a intervalos de 15° que se extienden desde la región central hasta el perímetro del medio a través de los cuales pasan libremente hacia adentro y fuera del medio el agua residual, el aire y la biomasa desprendida (Figura 15.9). Los discos son atravesados en su centro por una flecha de acero con un largo de hasta 8 m. El conjunto integrado por la flecha, sus discos, y el tanque constituyen un módulo reactor. Se pueden hacer arreglos de varios módulos colocados en serie y/o en paralelo de acuerdo con los requerimientos de gasto y grado de tratamiento.

Los discos se sumergen en el agua residual hasta aproximadamente el 40% de su diámetro y rotan mediante energía suministrada a la flecha. De esta manera, aproximadamente el 95% del área superficial se sumerge en el agua residual, y después se expone a la atmósfera, de manera alternada. La velocidad de rotación de la unidad varía de 1 a 2 r/min, y debe ser suficiente para el desprendimiento de la biomasa y para mantener suficiente turbulencia que mantenga a los

sólidos en suspensión conforme el agua pasa por el tanque.

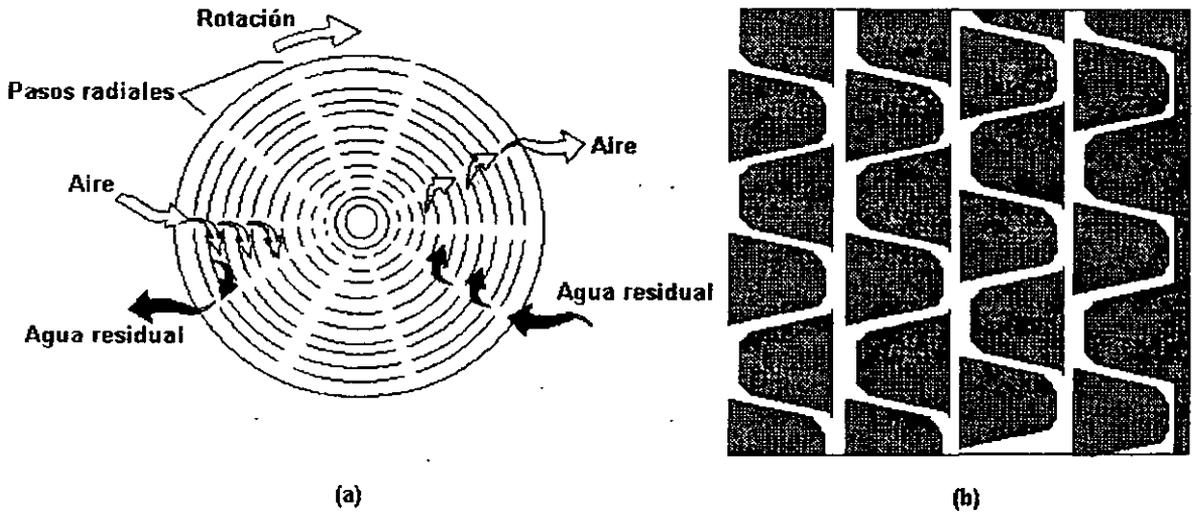


Figura 15.9. a) Intercambio de aire y agua residual en un biodisco; b) sección transversal.

Los microorganismos que se desarrollan en la superficie del medio de soporte remueven el sustrato del agua residual y utilizan el oxígeno del aire para sostener sus procesos metabólicos. El desarrollo y desprendimiento de la biopelícula ocurren de manera continua; su espesor es de 2 a 4 mm dependiendo del agua residual y de la velocidad de rotación de los discos. En virtud de que la biopelícula se oxigena fuera del agua residual, podrían desarrollarse condiciones anaerobias en el líquido. Debido a esto, cuando se usan módulos múltiples en serie comúnmente se inyecta aire cerca del fondo del tanque, como se ilustra en la Figura 15.10.

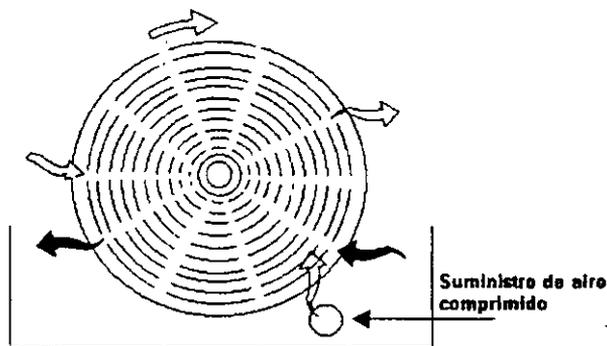


Figura 15.10. Adición de aire comprimido en el sistema.

En condiciones de operación normales el sustrato carbonáceo se remueve en las etapas iniciales de los discos biológicos. La conversión del carbono puede completarse en la primera etapa de los módulos en serie y la nitrificación después de la quinta etapa. Como sucede en los procesos de

biotorre, la nitrificación se presenta una vez que se ha reducido significativamente la concentración de carbono. La mayor parte de sistemas de biodiscos incluyen un mínimo de cuatro o cinco módulos en serie para conseguir la nitrificación del agua residual.

Se considera que el sistema de discos biológicos es un proceso de tratamiento relativamente nuevo y la experiencia en aplicaciones a gran escala es aún limitada. No obstante, el proceso parece estar bien indicado en el tratamiento de aguas residuales municipales. Un módulo de 3.7 m de diámetro y 7.6 m de longitud contiene aproximadamente 10 000 m² de área superficial para el desarrollo de biopelícula. Esta gran cantidad de biomasa permite tiempos de contacto cortos, mantiene al sistema estable bajo condiciones variables y produce un efluente que cumple con los límites establecidos en las normas oficiales mexicanas. No es necesario recircular el efluente a través del reactor. La biomasa desprendida es relativamente densa y se sedimenta bien en el sedimentador secundario; además, el requerimiento de energía no es grande y el proceso operativo es simple. Un motor de 40 kW es suficiente para hacer girar la unidad ya descrita -de 3.7 m de diámetro y 7.6 m de longitud-. El movimiento del sistema utilizando aire comprimido es incluso más económico y tiene el beneficio adicional de que se airea el agua residual.

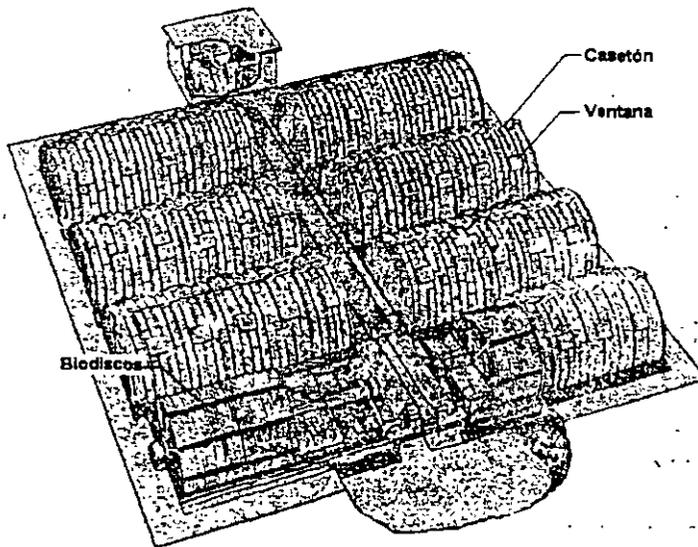


Figura 15.11. Configuración típica de una planta con biodiscos.

El sistema tiene las siguientes desventajas: no se dispone de experiencias de operación documentadas, el costo de inversión es grande y es muy sensible a los cambios de temperatura. Se requiere instalar cubiertas para proteger los medios de soporte de los daños del intemperismo y de un excesivo crecimiento de algas. Instalar casetas sobre los discos también ayuda a reducir los problemas de temperatura en climas fríos. La Figura 15.11 muestra una configuración típica con cubiertas de protección.

El diseño de las unidades de discos biológicos se basa en las tasas de carga hidráulica. Los fabricantes de estos dispositivos proporcionan gráficas que relacionan las tasas de carga y la eficiencia correspondientes a medios de soporte específicos, dependiendo de la naturaleza del agua residual a tratar. La Figura 15.12 muestra una gráfica de este tipo en la que el área superficial requerida se interpreta en términos del número y tamaño de los módulos necesarios. Se pueden hacer correcciones por temperatura usando la gráfica de la Figura 15.13. Es importante destacar que el diseño definitivo de un sistema de discos biológicos debe estar basado en tasas de carga obtenidas en modelación realizada en planta piloto, comparando los resultados con información general como la mostrada en las Figuras 15.12 y 15.11.

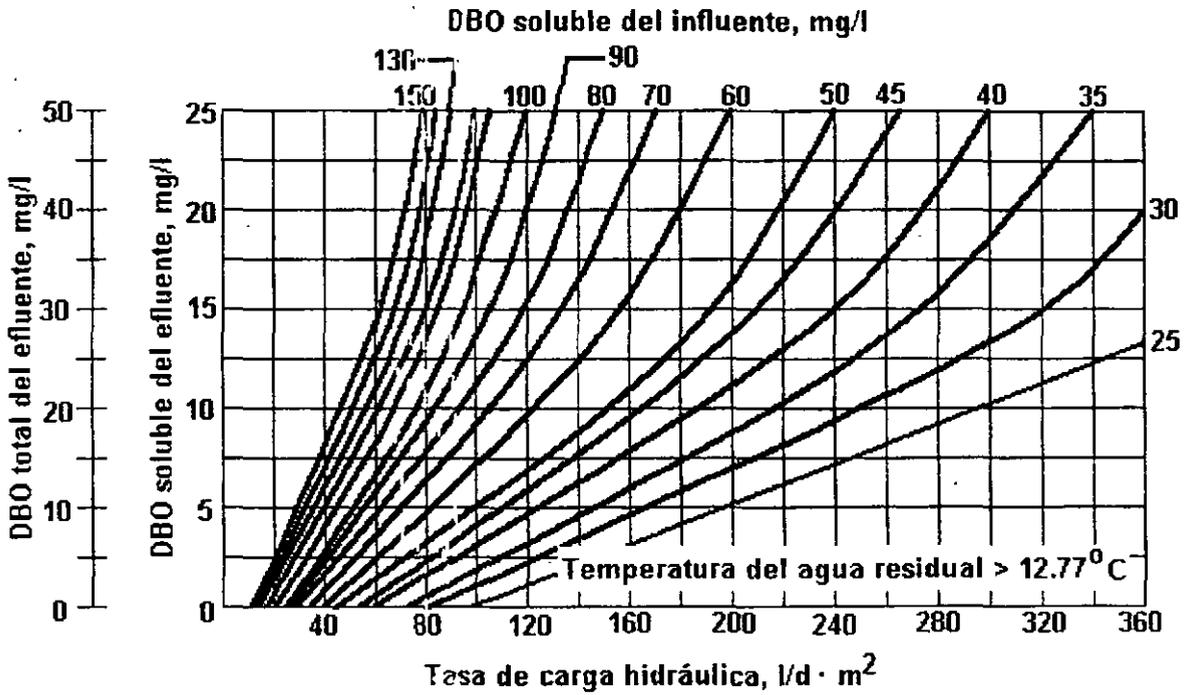


Figura 15.12. Relaciones de eficiencia y tasa de carga para biodiscos usados en tratamiento de aguas residuales municipales.

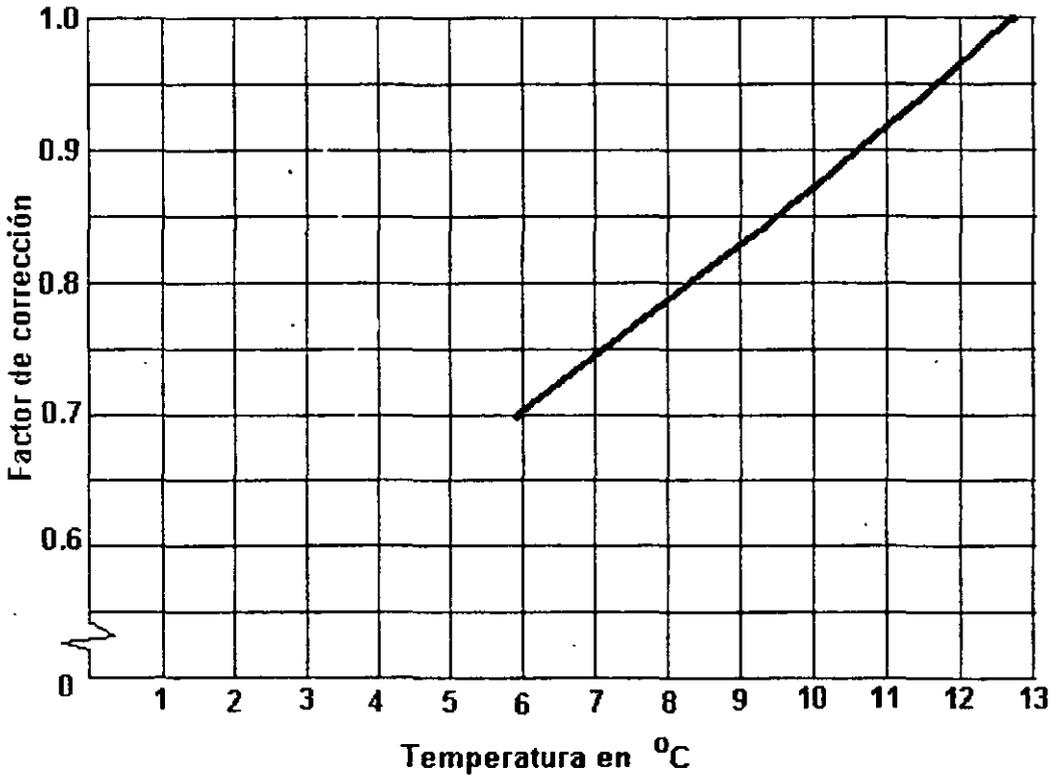
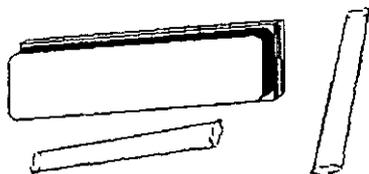


Figura 15.13. Corrección por temperatura de las curvas de carga de la Figura 15.12. Multiplíquese la tasa de carga por el factor correspondiente.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 15.4

En el proyecto de una planta de tratamiento de agua residual municipal se usará un sistema de discos biológicos. El efluente del sedimentador primario es de 20000 m³/d con una DBO de 150 mg/l. Determinense el área superficial requerida para producir un efluente con una DBO_s soluble de 10 mg/l. Se espera que la temperatura mínima sea de 25°C.

Solución

1. De la Figura 15.12 se obtiene la tasa de carga hidráulica a partir de:

DBO del influente = 150 mg/l.

DBO soluble del efluente = 10 mg/l.

La tasa de carga hidráulica de 0.05 m³/m² d.

2. El área de disco es

$$A_d = \frac{20\,000\text{ m}^3/\text{d}}{0.05\text{ m}^3/\text{m}^2\text{ d}} = 4 \times 10^5\text{ m}^2$$

3. Suponiendo el empleo de una flecha de 7.6 m de longitud con discos de 3.7 m de diámetro, con un área superficial total de 1 x 10⁶ m², se requerirán 40 módulos en paralelo para proporcionar tratamiento en una etapa. Para nitrificación, con un máximo de cinco etapas, se requerirían 200 módulos.

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. Describa brevemente la configuración y operación de un filtro percolador. ¿Por qué se requiere un sedimentador después de esta unidad?
2. ¿Cuál es el propósito de la recirculación en un filtro percolador?
3. ¿Cuál es el concepto de *tasa de carga hidráulica* y *tasa de carga orgánica*?

4. ¿Cómo afecta la temperatura a la operación de filtros percoladores?
5. ¿Qué ventajas tienen las biorreactores sobre los filtros percoladores clásicos?
6. Describa la configuración y operación de un sistema de tratamiento de aguas residuales a base de biodiscos o contactores biológicos reactivos.
7. Determine el diámetro de un filtro percolador de una sola etapa, que produzca un efluente con 20 mg/l de DBO_5 a partir de un agua residual sedimentada con DBO_5 de 120 mg/l. El gasto a tratar es de 2200 m^3/d y la recirculación es de 4000 m^3/d . La profundidad del filtro es de 1.5 m.
8. Se usará un filtro percolador para tratar un gasto de 7570 m^3/d . Se utilizará un relación de recirculación de 2. ¿Cuál es la tasa a la que se aplica el agua residual sobre la superficie del filtro percolador?
9. Un filtro percolador tiene un diámetro de 20 m y profundidad de 2.5 m. Se opera con una relación de recirculación de 1.0 y el gasto de agua residual influente al filtro es de 3 m^3/d . La DBO influente al sedimentador primario es de 200 mg/l, y la eficiencia de remoción en ese tanque es 35 por ciento. Calcule las tasas de carga hidráulica y orgánica sobre el filtro percolador.
10. La eficiencia de remoción de un sistema de filtro percolador es 80% y la eficiencia del tratamiento primario precedente es 30 %. Si el agua residual cruda tiene una DBO de 220 mg/l, cuál es la DBO del efluente del tratamiento secundario? ¿Cuál es la eficiencia global en la remoción de DBO?
11. Un agua residual municipal con un gasto de 17 550 m^3/d y DBO_5 de 150 mg/l se tratará en una biorreactor con medio plástico modular. De los análisis en planta piloto se obtuvo una constante de tratabilidad de 0.05 min^{-1} para el sistema a 20°C . La Temperatura máxima esperada es de 23°C y la mínima de 13°C . Considerando una relación de recirculación de 2:1 y una profundidad de 7.0 m, determine el área de la torre para producir un efluente con 20 mg/l de DBO_5 .
12. Usando los datos del problema 8 y asumiendo que el gasto mínimo es 0.6 veces el promedio y que el gasto máximo es 2 veces el promedio, determine la eficiencia de remoción para gasto mínimo y máximo manteniendo la tasa de carga hidráulica constante por ajuste de la relación de recirculación Q_r .
13. Un agua residual con las características del problema 15.1 será tratada mediante un sistema de biodiscos. Suponiendo que la información de las Figuras 15.12 y 15.13 se aplica al medio seleccionado, determine el número de módulos para completar la nitrificación del agua residual. El medio se proporciona en flechas de 8 m de largo, cada una con $1.2 \times 10^4 \text{ m}^2$ de área superficial.

Capítulo 16

Sedimentación secundaria

La biomasa generada en el tratamiento secundario constituye una carga orgánica significativa que es necesario remover para que el efluente pueda ajustarse a las normas oficiales mexicanas (NOM's) correspondientes. En estanques y lagunas la remoción se logra por sedimentación en el mismo reactor. En los sistemas de lodos activados y de cultivo adherido los sólidos se remueven en sedimentadores secundarios. Debido a que las características de los sólidos biológicos en los sistemas de cultivo suspendido y adherido tienen diferencias significativas, el diseño y operación de los sedimentadores secundarios en estos sistemas también son diferentes. El sedimentador secundario es importante debido a la carga grande de sólidos y a la naturaleza esponjosa del floculo biológico de los lodos activados. Además, es conveniente que el lodo reciclado haya sido bien espesado.

16.1 Sedimentadores de lodos activados

Los objetivos de los sedimentadores secundarios para lodos activados son: producir un efluente suficientemente clarificado para ajustarse a las NOM's de descarga y concentrar los sólidos biológicos para minimizar la cantidad de lodos que se habrán de manejar. Los sedimentadores secundarios deben diseñarse como parte integral del sistema de lodos activados.

Los sólidos biológicos en los lodos activados son de naturaleza floculenta y a concentraciones menores a 1000 mg/l aproximadamente tienen una sedimentación del tipo 2. Sin embargo, la mayoría de los reactores biológicos operan a concentraciones que exceden de 1000 mg/l y el espesamiento en el sedimentador secundario produce incluso concentraciones mayores. Los tanques de sedimentación secundaria se caracterizan por tener una sedimentación tipo 3, propia de una suspensión concentrada. En el Capítulo 11 se definió una *suspensión concentrada* como aquella en la cual los campos de velocidad de las partículas se traslapan con los de sus vecinas y ocurre un desplazamiento significativo del agua hacia arriba conforme las partículas se sedimentan; esta circunstancia, junto con otros factores, actúa evitando la sedimentación independiente. Las partículas sedimentan por grupos, a la misma tasa, sin importar las diferencias en tamaño de las partículas individuales. La velocidad colectiva de las partículas depende de varios factores, de éstos el más obvio es la concentración de la suspensión, ya que la velocidad es inversamente proporcional a la concentración.

En los sedimentadores secundarios la concentración de sólidos debe incrementarse de la cantidad X que se tiene en el reactor a la cantidad X_u que se presenta en el flujo inferior del sedimentador; en este tránsito las velocidades de sedimentación cambian, presentándose zonas con diferentes características, fenómeno conocido como *zonas de sedimentación*. Un sencillo análisis batch en una columna ayudará a comprender el fenómeno.

16.1.1 Análisis batch

La Figura 16.1 muestra una columna de material transparente que contiene una suspensión concentrada. Se permite su sedimentación tranquila y muy pronto el contenido se divide en zonas. En la etiquetada con la letra B la concentración inicial C_0 se conserva y se sedimenta a una velocidad uniforme, característica de esa concentración; la zona clarificada resultante (A), va creciendo a la misma velocidad. Bajo la zona de velocidad uniforme se desarrollan otras dos. Conforme las partículas del fondo alcanzan el piso del cilindro, las partículas que se hayan inmediatamente arriba caen encima de ellas, formando una zona (D) en la que las partículas están soportadas mecánicamente desde abajo; se denomina *zona de compresión* y en ella las partículas tienen una velocidad pequeña debida a la consolidación.

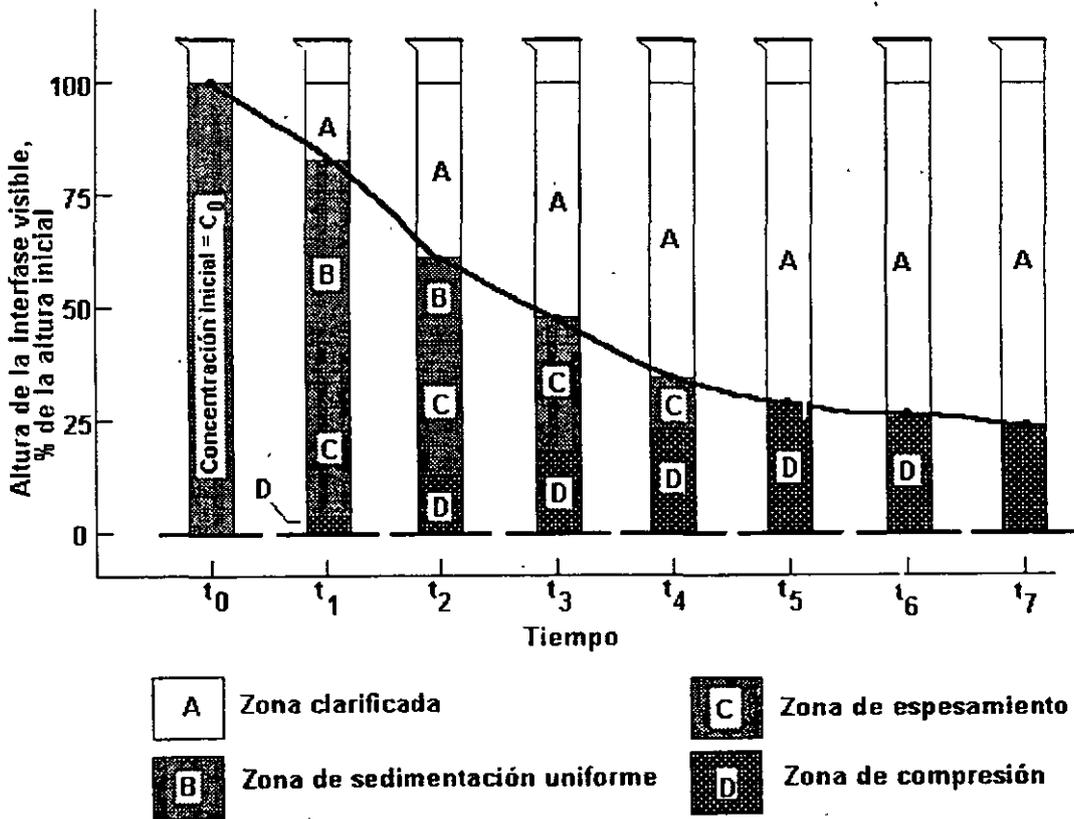


Figura 16.1. Zonas de sedimentación.

El área entre las zonas D y B tiene un gradiente de concentración que va desde ligeramente mayor a C_0 - justo debajo de la zona B-, a ligeramente menor que la concentración en el "techo" de la zona de compresión. Las velocidades colectivas de las partículas en la zona C, llamada *zona de espesamiento*, decrecen en proporción a este gradiente de concentración.

Al transcurrir el tiempo las interfases de las zonas se desplazan. La interfase C-D se mueve hacia arriba conforme las partículas de la zona C caen dentro de la zona D. Tan pronto como el gradiente de concentración en la zona C permanezca invariable, la amplitud de esta zona también permanecerá constante y entonces la interfase B-C será desplazada hacia arriba a la misma velocidad de la interfase C-D. Debido a que la interfase A-B se mueve hacia abajo a la velocidad de sedimentación uniforme de las partículas en la concentración inicial, la zona B se va reduciendo, tanto en la parte superior como en el fondo, hasta que desaparece ($t = t_3$ en la Figura 16.1). Después de este tiempo, la interfase A-C recién creada se sedimenta a una tasa decreciente conforme la concentración de sólidos de la interfase se incrementa progresivamente a partir de C_0 (justo en la desaparición de la zona B), hasta la concentración del estrato más alto de la zona de compresión justo en la desaparición de la zona C ($t = t_5$). La interfase A-D así formada se hundirá a una tasa lenta uniforme conforme los sólidos se consolidan bajo su propio peso liberando algo del agua intersticial, que escapa a la zona clarificada de arriba.

Las características de sedimentación de los lodos activados pueden representarse con una gráfica de los registros de las alturas de interfase en función del tiempo, similar a la sobrepuesta en la Figura 16.1. El efecto observado al variar la concentración inicial del lodo activado se ilustra en la Figura 16.2.

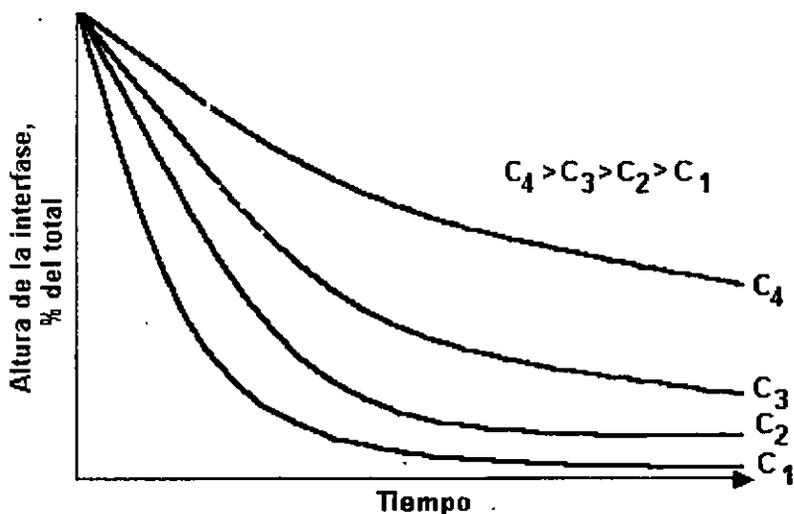


Figura 16.2. Relaciones entre la concentración inicial y sus curvas de sedimentación.

16.1.2 Análisis de flujo continuo

Lo expresado con respecto a las zonas de sedimentación en un reactor batch también se aplica, dentro de ciertos límites, a los sedimentadores secundarios de flujo continuo. En la Figura 16.3 se ilustran las mismas zonas en un sedimentador secundario idealizado. Si se atribuyen condiciones de estado estable con respecto a gasto y concentración de sólidos suspendidos al influente y al flujo inferior del sedimentador, los niveles de todas las zonas se mantendrán estables. Debido a que la interfase A-B es estacionaria, el agua en la zona clarificada vierte a una tasa igual a la velocidad de sedimentación colectiva de la concentración C_0 , satisfaciendo así la función de clarificación del sedimentador secundario.

La función de espesamiento depende del gradiente de concentración en las zonas de espesamiento y compresión y es más difícil de determinar; dicha función puede obtenerse usando el método de flujo de sólidos propuesto por Coe y Clevenger y modificado después por Yoshioka et al., Dick y Ewing; Dick y Young. El *flujo de sólidos* (o *flux*) se define como la masa de sólidos

por unidad de tiempo que pasa a través de un área unitaria perpendicular a la dirección del flujo. En sedimentadores secundarios es el producto de la concentración de sólidos (masa/volumen) por la velocidad (longitud/tiempo). Las unidades convenientes son kilogramos por metro cúbico (kg/m^3) por metro por hora (m/hr), o sea kilogramos por metro cuadrado por hora ($\text{kg}/\text{m}^2 \text{ hr}$).

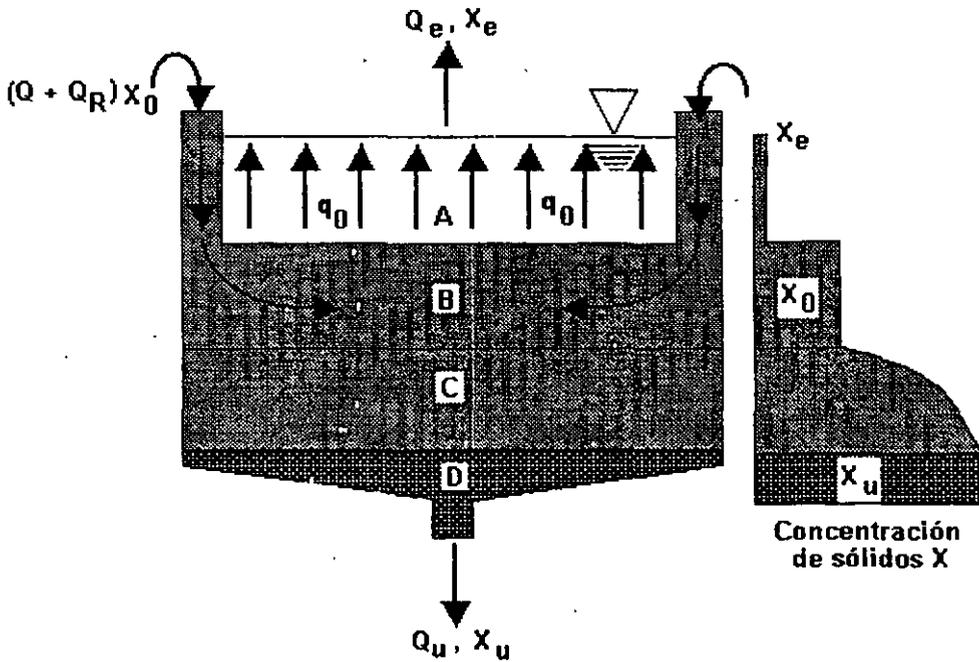


Figura 16.3. Zonas en un sedimentador secundario.

La velocidad de descenso de los sólidos en un sedimentador secundario tiene dos componentes:

- ✓ 1. La velocidad de transporte debido a la retirada de los lodos.
- ✓ 2. La gravedad de sedimentación de los sólidos relativa al agua.

La *velocidad de transporte* es una función del gasto de flujo inferior y del área del tanque:

$$v_u = \frac{Q_u}{A} \dots \dots \dots (16.1)$$

y el flujo de sólidos resultante para un sedimentador que opere con un gasto dado de flujo inferior es una función lineal de la concentración de sólidos:

$$G_u = v_u X_i = \left(\frac{Q_u}{A}\right) X_i \dots \dots \dots (16.2)$$

donde G_u es el flujo de sólidos a la profundidad en particular donde la concentración de sólidos es X_i . Esta relación se muestra gráficamente en la Figura 16.4.

El flujo de sólidos debido a la *gravedad de sedimentación* se define de la manera siguiente:

$$G_0 = v_0 X_i \dots \dots \dots (16.3)$$

donde v_0 es la velocidad de sedimentación de sólidos a las concentraciones X_i . Al incrementarse la concentración de sólidos dentro de la zona de espesamiento, la velocidad de gravedad de sedimentación decrece. En la mayoría de las suspensiones concentradas el producto concentración - velocidad se incrementará inicialmente porque el incremento de concentración es más rápido que el decremento de la velocidad en la parte superior de la zona de espesamiento. Tan pronto como los sólidos se aproximan a la zona de compresión, la velocidad de gravedad de sedimentación se vuelve insignificante y el producto concentración - velocidad se acerca a cero. El flujo de sólidos total es la suma del transporte de flujo inferior y flujo de gravedad

$$G_t = G_u + G_0 \dots \dots \dots (16.4)$$

y está limitado por un valor mínimo que resulta del espesamiento de gravedad progresivo. Para un gasto de flujo inferior dado, el flujo de gravedad limitante también determina la concentración de flujo inferior X_u , como se muestra en la Figura 16.4.

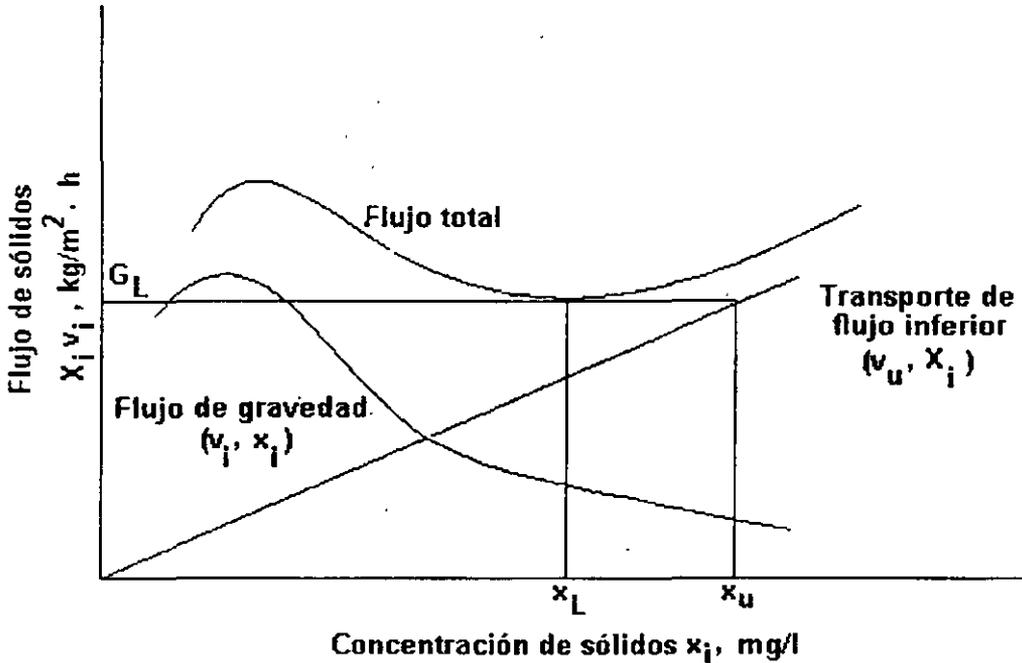


Figura 16.4. Flujo de sólidos como una función de la concentración de sólidos y velocidad del flujo inferior.

Yoshioka et al. mostró que al hacer ligeras modificaciones al enfoque gráfico de la Figura 16.4 se logra mayor flexibilidad para asociar concentraciones de flujo inferior a sus tasas de flujo limitantes correspondientes.

Como se muestra en la Figura 16.5a, una línea que inicie en la concentración de flujo inferior deseada (X_u) y que sea tangente a la curva de flujo de gravedad, intersecta en la ordenada al flujo de sólidos obteniéndose la tasa de flujo límite. El método de Yoshioka se verifica al comparar los

triángulos semejantes de la Figura 16.5b. El valor absoluto de la pendiente de la línea tangente es la velocidad del flujo inferior, mientras que el valor de la abscisa en el punto de tangencia es la concentración del flujo de gravedad limitante.

El valor de la ordenada correspondiente al punto de tangencia es el flujo de sólidos de gravedad, mientras que la intersección, $G_i - G_g$, es el flujo debido al transporte de flujo inferior. La relación entre velocidad de subflujo, concentración de sólidos límite y tasa de flujo límite se demuestra fácilmente con esta técnica en la Figura 16.5c.

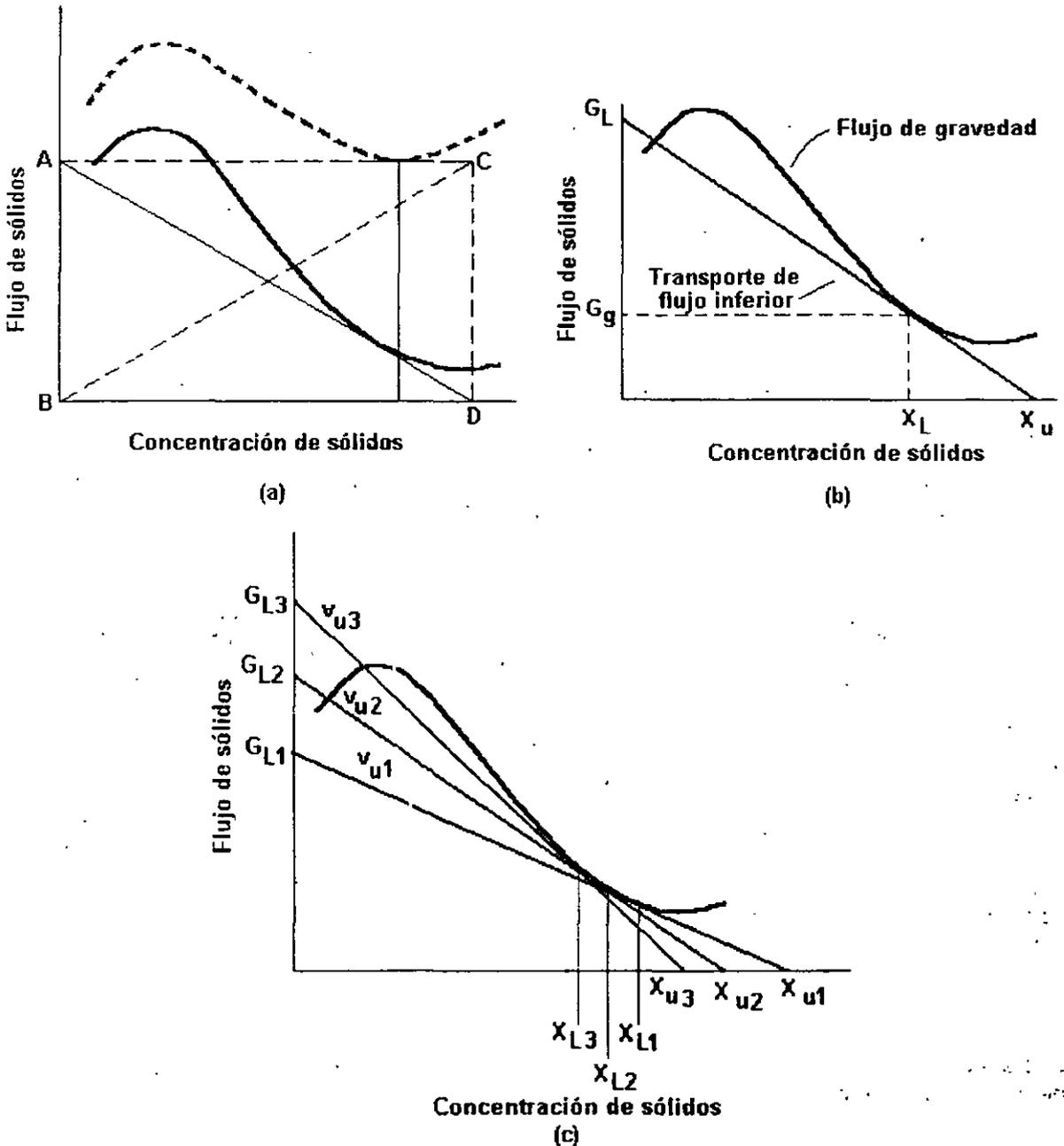


Figura 16.5. Método gráfico de Yoshioka para determinar el flujo de sólidos. (a) Modificación de Yoshioka; (b) verificación de la modificación de Yoshioka. Note la semejanza de los triángulos ABD y ACD; (c) efectos de la velocidad del flujo inferior en la concentración de sólidos.

16.1.3 Consideraciones de diseño de sedimentadores secundarios

No obstante que el tanque de sedimentación secundaria es un elemento integral de los procesos de lodos activados y filtros percoladores, se ha dado especial atención al sedimentador del primero. La Figura 16.6 muestra una sección transversal de un tanque de sedimentación secundaria.

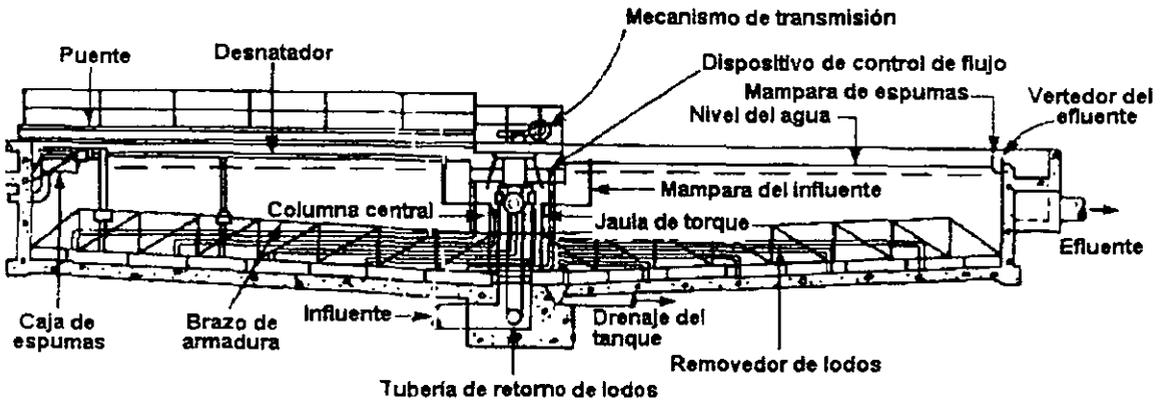


Figura 16.6. Sección transversal de un tanque sedimentador secundario

Los sedimentadores secundarios se diseñan para clarificar el efluente y espesar los lodos; ambas funciones están relacionadas directamente con el área superficial. Para determinar el área superficial requerida, se propone una concentración de flujo inferior y se establecen o suponen el gasto de vertido y flujo de sólidos límite para los lodos activados que se estén considerando. Si se dispone de muestras apropiadas de los lodos activados se puede realizar un análisis batch similar al descrito en el apartado 16.1 para obtener gastos de flujo inferior y características de espesamiento. Para establecer el gasto de vertido es suficiente una prueba sencilla, a la concentración C_0 esperada. La porción recta de la curva de interfase *versus* tiempo, que se obtiene al graficar los resultados de la prueba, establece la velocidad de sedimentación de la concentración inicial y así se establece el gasto de vertido. Debido a que no es posible determinar relaciones concentración-velocidad en la zona de espesamiento, es necesario efectuar una serie de pruebas a diferentes concentraciones iniciales para dibujar la curva de flujo de sólidos. Solamente se usa la porción recta de cada curva para obtener la velocidad v_i correspondiente a cada concentración X_i ; el flujo de sólidos resultante es $v_i X_i$.

En general es difícil y algunas veces imposible obtener muestras apropiadas de lodos para la prueba en un reactor batch. En la mayoría de los casos el reactor de lodos activados que producirá la suspensión para el sedimentador también se está diseñando. Debido a que un modelo válido no debe duplicar las variables de diseño y operación del reactor propuesto ni las características del agua residual, no es posible disponer de un prototipo para obtener la suspensión. Estudios del reactor en planta piloto en combinación con análisis de sedimentación batch producen resultados utilizables, siempre y cuando todas las variables en el reactor de aguas residuales hayan sido modeladas correctamente.

Cuando no se dispone de datos analíticos se recomienda usar el criterio de diseño del Comité Conjunto de la Federación para el Control de la Contaminación del Agua y de la Sociedad

Americana de Ingenieros Civiles¹. El criterio se aplica a tanques circulares (o cuadrados) con alimentación por el centro, que es el tipo de unidades mayormente diseñadas durante los últimos veinticinco años del siglo XX. Las unidades rectangulares podrían presentar problemas de tasa de carga de sólidos y desnitrificación, por ello es raro encontrarlos. En un proceso convencional una tasa de sobreflujo de 33 m/d o 0.38 mm/s a gasto medio puede producir una buena separación de líquido y sólidos suspendidos. También deben revisarse los gastos pico que se tendrán en el tanque. El Cuadro 16.1 muestra sugerencias sobre las profundidades laterales de los tanques y la Figura 16.7 presenta las tasas de carga de sólidos recomendadas.

Cuadro 16.1
Profundidad lateral de tanques sedimentadores

Diámetro del tanque, m	Profundidad lateral del agua, m	
	Mínima	Recomendada
< 12	3.0	3.4
12 a 20	3.4	3.7
20 a 30	3.7	4.0
30 a 42	4.0	4.3
> 42	4.3	4.6

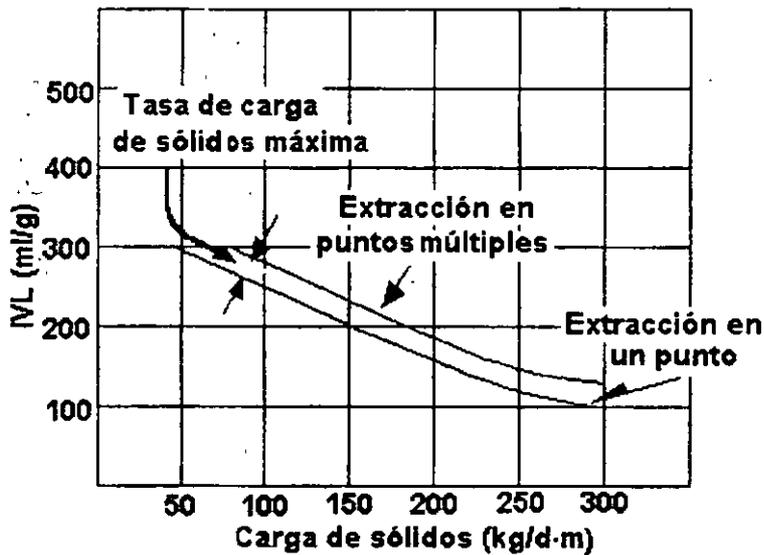


Figura 16.7. Carga de sólidos de diseño *versus* IVL. (Nota: El diseño de una remoción de sólidos rápida asume que no habrá inventario en el tanque de sedimentación).

El GLUMRB² ha establecido cargas máximas sobre el vertedor recomendadas para tanques de sedimentación secundarios de 125 a 250 m³/d por m de longitud del vertedor (m³/d · m). Este criterio está basado en la calidad del efluente de unidades en operación.

¹ Joint Committee of the Water Pollution Control Federation and the American Society of Civil Engineers, *Wastewater Treatment Plant Design, Manual of Practice 8*.

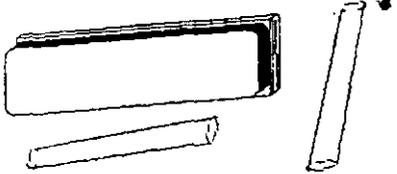
² Great Lakes-Upper Mississippi River Board of State Sanitary Engineers (GLUMRB).

Una de las dificultades recurrentes en el diseño de tanques de sedimentación secundaria es la predicción de las concentraciones de sólidos suspendidos en el efluente como una función del diseño común y parámetros de operación.

Cuadro 16.2
Datos de diseño para clarificadores de sistemas de lodos activados

Tipo de tratamiento	Gasto de flujo superior m ³ /m ² d		Carga kg/m ² h		Profundidad m
	Promedio	Pico	Promedio	Pico	
Sedimentación a continuación de lodos activados (excepto aireación extendida)	16 - 32	40 - 48	3.0 - 6.0	9.0	3.5 - 5
Sedimentación a continuación de aireación extendida	8 - 16	24 - 32	1.0 - 5.0	7.0	3.5 - 5

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 16.1

Se efectuó un análisis para determinar las características de sedimentación de una suspensión de lodos activados. Los resultados de la prueba se muestran a continuación.

Concentración de SSLM mg/l	Velocidad m/h
1400	3.0
2200	1.85
3000	1.21
3700	0.76
4500	0.45
5200	0.28
6500	0.13
8200	0.089

La concentración de SSLM en el influente es de 3000 mg/l y el gasto es 8000 m³/d. Determinar el tamaño del sedimentador que espesará los sólidos a 10000 mg/l.

Solución

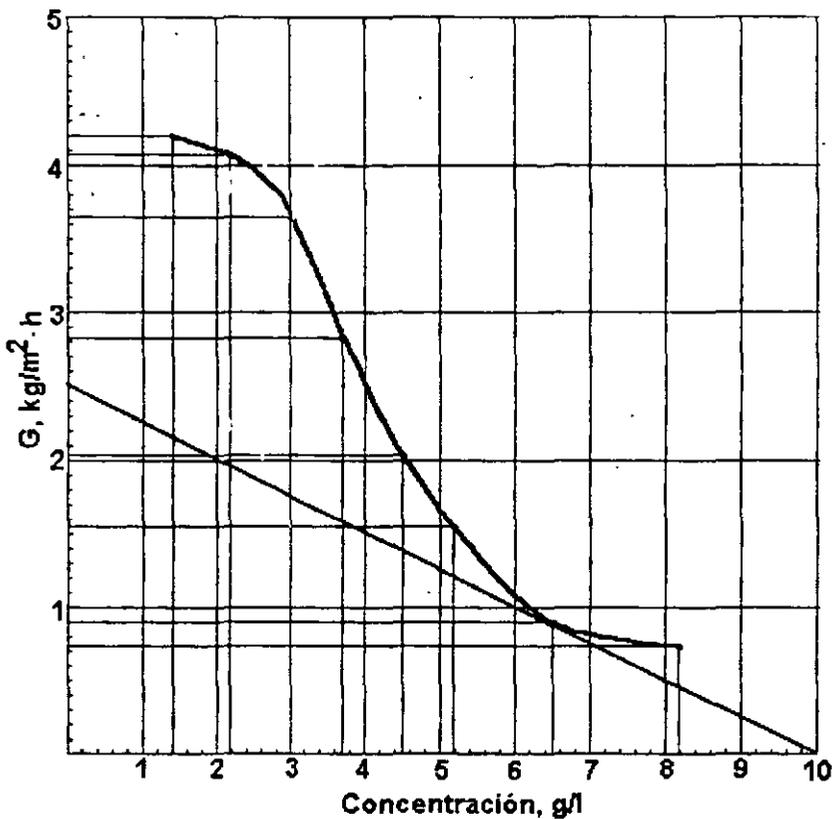
1. Se calcula el flujo de sólidos con la expresión

$$G = \text{SSLM (kg/m}^3) \times \text{velocidad (m/h)}$$

Los resultados se muestran en la tabla siguiente para cada concentración.

Concentración (g/l)	G kg/m ² h
1.4	4.2
2.2	4.07
3.0	3.63
3.7	2.81
4.5	2.03
5.2	1.46
6.5	0.9
8.2	0.73

2. Se grafica el flujo de sólidos *versus* concentración. Se traza una línea a partir de la concentración del flujo inferior deseada (10 000 mg/l), tangente a la curva y que intersecte al eje de las ordenadas.



El valor de G en la intersección es de 2.5 kg/m²·h y corresponde al flujo de sólidos límite que gobierna la función de espesamiento.

3 Se determina la carga total de sólidos en el sedimentador

$$8000 \text{ m}^3/\text{d} \times \frac{d}{24 \text{ h}} \times \frac{3 \text{ kg}}{\text{m}^3} = 1000 \text{ kg/h}$$

4 Se calcula el área superficial del sedimentador.

$$\frac{1000 \text{ kg/h}}{2.5 \text{ kg/h m}^3} = 400 \text{ m}^2$$

Proponiendo un tanque circular:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 400}{\pi}} = 22.57 \text{ m}$$

5 Se revisa la función de sedimentación

$$8000 \text{ m}^3/\text{d} \times \frac{d}{24 \text{ h}} = 333.33 \text{ m}^3/\text{h}$$

Como se observa en la tabla de datos de la prueba de laboratorio, la velocidad de sedimentación para una concentración de 3000 mg/l es de 1.21 m/h

$$\frac{333.33}{1.21} = 275.48 \text{ m}^2$$

Debido a que $275 \text{ m}^2 < 400 \text{ m}^2$, la función de espesamiento gobierna el diseño.

Como se observa en este problema, debido a que un área de sedimentador no satisfará exactamente tanto la función de clarificación como la de espesamiento, se calcula el área correspondiente a cada función y se utiliza el valor más conservador de los dos. Aunque el procedimiento de cálculo no involucra la profundidad, el ingeniero debe tomarla en cuenta. Debe existir suficiente profundidad para almacenamiento temporal de los sólidos debido a las fluctuaciones normales de gasto y carga de sólidos. Las profundidades típicas de los sedimentadores secundarios varían de 3 a 5 m.

Problema ejemplo 16.2

Determinar el diámetro, profundidad y longitud del vertedor de un tanque de sedimentación capaz de manejar una carga de SSLM de 2860 mg/l. El gasto de entrada al tanque será de 0.300 m³/s, del cual la mitad corresponde al flujo reciclado.

Solución

1. Considerando una tasa promedio de flujo superior de 33 m/d, se determina el área superficial requerida.

En virtud de que sólo la mitad del gasto pasa por la superficie del tanque y la otra mitad se retira por el fondo como Q_r, sólo se usará la mitad de la carga hidráulica para calcular la tasa de flujo superior

$$\frac{0.150 \text{ m}^3/\text{s} \times 86,400 \text{ s/d}}{33 \text{ m/d}} = 392.73 \text{ m}^2$$

2. Cálculo del diámetro del tanque.

$$\frac{\pi D^2}{4} = 392.73$$

$$D = 22.36 \text{ m o } 22 \text{ m}$$

Del Cuadro 16.1 se selecciona una profundidad lateral de 4.0 m.

3. Revisión de la carga de sólidos.

Considerando que $1 \text{ mg/l} = 1 \text{ g/m}^3$, se tiene

$$\text{Carga de sólidos} = \frac{2860 \text{ g/m}^3 \times 0.300 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi(22 \text{ m})^2}{4}}$$

$$= \frac{858.00 \text{ g/s}}{380.13 \text{ m}^2} \times 10^{-3} \text{ kg/g} \times 86400 \text{ s/d}$$

$$= 195 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{d}$$

Comparando esta tasa con la máxima mostrada en la Figura 16.7, se observa que para un IVL de 175 se está dentro del ámbito permitido de 162 0 202 $\text{kg/m}^2 \cdot \text{d}$.

4. Revisión de la carga sobre el vertedor.

La carga para un vertedor colocado en la periferia es

$$\text{Carga sobre el vertedor} = \frac{0.150 \times 86,400 \text{ s/d}}{\pi(22)} = 187.51 \text{ m}^3/\text{d} \cdot \text{m}$$

Esta cantidad es menor a la recomendada por GLUMRB por lo que es aceptable.

Un lodo abultado tiene características pobres de sedimentación y compactación. Existen dos causas principales de abultamiento de lodos: el crecimiento de microorganismos filamentosos y el agua atrapada en el flóculo bacteriano; estos fenómenos reducen la densidad del aglomerado provocando una sedimentación mala.

Se atribuye a las bacterias filamentosas la mayoría de los problemas de abultamiento en lodos activados. No obstante que los microorganismos filamentosos remueven bien la materia orgánica,

tienen características malas para formar flóculos y sedimentar. El abultamiento puede ser causado por otros factores: un sistema de colección y transporte largo y de movimiento lento; poco nitrógeno amoniacal disponible cuando la carga orgánica es grande; pH pequeño, que podría favorecer a los hongos y la carencia de macronutrientes que propicia la predominancia de los actinomicetos filamentosos sobre las bacterias normales formadoras de flóculos. Los hongos multicelulares no pueden competir con las bacterias normalmente, pero pueden hacerlo bajo condiciones ambientales específicas, como cantidades de pH, nitrógeno y oxígeno pequeñas, y cantidad de carbohidratos grande. Si el pH es menor a 6, los hongos son menormente afectados que las bacterias y tienden a predominar. Si la concentración de nitrógeno disminuye en su relación con la DBO_5 de 20:1 ($DBO_5 : N$), los hongos, que tienen menor nivel de proteínas que las bacterias, serán capaces de producir protoplasma normal mientras que las bacterias producirán protoplasma deficiente en nitrógeno.

Un lodo que flota en la superficie después de una sedimentación aparentemente buena se denomina *lodo ascendente*; el fenómeno es causado por desnitrificación, es decir, la reducción de nitratos y nitritos a gas nitrógeno en el estrato de lodos. Gran cantidad de este gas permanece atrapado en el estrato de lodo, causando globos de lodo que ascienden a la superficie y flotan pasando sobre el vertedor.

Los problemas de ascensión de lodos pueden resolverse incrementando la tasa de reciclado de lodos (Q_r); esto se consigue aumentando la velocidad del mecanismo de recolección de lodos, reduciendo el tiempo medio de residencia celular y, si es posible, reduciendo el gasto del tanque de aireación al de sedimentación afectado.

16.2 Sedimentadores para sistemas de cultivo adherido

El diseño de sedimentadores secundarios para sistemas de cultivo adherido es similar al de los clarificadores primarios. La función de sedimentación es el parámetro importante debido a que no interviene el espesamiento de lodos. De hecho, las características de sedimentación de la biopelícula desprendida, o *humus* como frecuentemente se la llama, son semejantes a las de las partículas discretas. Se usan comúnmente gastos de flujo superior de 25 a 33 m^3/m^2 d y como máximo de 50 m^3/m^2 d. No se reciclan lodos al reactor, por lo que el flujo inferior es despreciable comparado con el superior. Los sólidos son frecuentemente bombeados al sedimentador primario donde son concentrados junto con los sólidos del agua residual cruda para su disposición final.

La cantidad total de sólidos generada por los sistemas de cultivo adherido es generalmente menor que la de los procesos de cultivo suspendido, debido a la naturaleza endógena de la biomasa cercana al medio. La producción de sólidos puede esperarse que varíe de 0.2 a 0.5 kg/kg de DBO_5 removida del líquido. Los lodos bien sedimentados varían de 20 a 30 por ciento de sólidos. El reciclaje del líquido a través de los filtros de alta tasa y biorreactores puede incrementar significativamente el tamaño del sedimentador secundario requerido. Este volumen adicional podría evitarse con medio plástico modular efectuando el reciclaje del efluente del reactor antes de que pase al sedimentador secundario.

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. Enuncie los dos objetivos que deben cumplir los sedimentadores secundarios de sistemas de lodos activados.

2. Determine las dimensiones de un sedimentador secundario que sigue a un reactor convencional de lodos activados. El gasto influente es $13,000 \text{ m}^3/\text{d}$ y la relación de recirculación Q_r/Q es 0.5. La concentración de sólidos en el efluente del reactor es 2500 mg/l .
3. Diseñar un sedimentador secundario para remover la biomasa proveniente de un reactor de lodos activados completamente mezclado. Las condiciones de gasto son: medio (influyente más recirculación) $11,000 \text{ m}^3/\text{d}$, gasto mínimo igual a la mitad del medio y máximo extraordinario igual a 2 veces el promedio.
4. Se efectuó una prueba de sedimentación del lodo de un reactor de lodos activados de aireación extendida; los resultados se muestran a continuación:

Concentración mg/l	Velocidad de sedimentación m/h
1000	2.8
2000	1.4
3000	0.4
4000	0.2
5000	0.1
6000	0.06

Considerando condiciones de equilibrio, el influente del sedimentador secundario es de $4200 \text{ m}^3/\text{d}$ con concentración de sólidos de 2000 mg/l . Determinar el diámetro del sedimentador para un flujo de sólidos de $2.5 \text{ kg/m}^2 \text{ h}$.

5. Un sedimentador secundario procesa un gasto total de $10000 \text{ m}^3/\text{d}$. La concentración de sólidos en el efluente del reactor de lodos activados es de 2600 mg/l . Se efectuó una prueba de sedimentación con los resultados que se muestran a continuación.

Concentración, mg/l	Velocidad de sedimentación, m/h
1490	5.50
2600	3.23
3940	1.95
5425	1.01
6930	0.55
9100	0.26
12000	0.14

Determinar el gasto y concentración de sólidos en el flujo inferior y el gasto de flujo superior, considerando condiciones de equilibrio y flujo de sólidos de $6 \text{ kg/m}^2 \text{ h}$.

6. Una prueba de laboratorio produjo los siguientes datos de sedimentación

Concentración de SS, mg/l	2500	5000	7500	10000	12500	15000	17500	20000
Velocidad de sedimentación, mm/s	0.80	0.41	0.22	0.10	0.04	0.02	0.01	0.01

Si la suspensión se debe espesar a una concentración de 2% (20000 mg/l), determinar:

- El área transversal de espesador requerida para un gasto de 5000 m³/d con 3000 mg/l de SS iniciales.
- La nueva área transversal requerida si fuera aceptable un contenido de sólidos de lodos espesados de 1.5 %.
- El área transversal requerida mínima para la función de sedimentación del tanque, si se supone que la velocidad de sedimentación es 0.8 mm/s en esta zona del tanque.

Capítulo 17

Desinfección del efluente

El último paso del tratamiento secundario del agua residual es la *desinfección*. El propósito de la desinfección del efluente es destruir cualquier organismo patógeno que pudiera haber sobrevivido al proceso de tratamiento, protegiendo así la salud pública. La remoción de DBO y SST tiene el objetivo de proteger principalmente al ecosistema acuático. La desinfección del agua residual es particularmente importante cuando el efluente secundario es descargado en un cuerpo receptor usado para nadar o para el consumo humano por una comunidad localizada aguas abajo. En general, el agua residual se desinfecta con cloro. La demanda de cloro del agua residual es mayor que la del agua potable. Se requiere una dosis de aproximadamente 10 mg/l para dejar 0.5 mg/l de cloro combinado residual en el efluente secundario.

Un buen desinfectante debe ser tóxico para los microorganismos a concentraciones mucho menores que sus límites de toxicidad para los humanos y animales superiores. Además, debe tener una tasa rápida de eliminación y persistir lo suficiente para evitar que se reproduzcan nuevamente los microorganismos. La tasa de eliminación se expresa como una reacción de primer orden:

$$\frac{dN}{dt} = -kN$$

$$\ln \frac{N_t}{N_0} = -kt$$

$$N_t = N_0 e^{-kt} \dots \dots \dots (17.1)$$

La desinfección completa no se logra porque la cantidad de microorganismos remanentes después del tiempo t , representada por N_t , se acerca asintóticamente a cero para tiempo excesivamente largo. Sin embargo, dado que la cantidad de microorganismos presentes al inicio (N_0) debe ser pequeño, 99.9 % pueden eliminarse en un tiempo razonable. El valor de la constante k debe determinarse experimentalmente.

Los factores que impiden la desinfección efectiva son la turbiedad y los microorganismos resistentes. Los coloides productores de la turbiedad protegen a los microorganismos de la acción completa del desinfectante. La materia particulada puede adsorber el desinfectante.

Los virus y quistes son más resistentes a los desinfectantes que las bacterias. Se requiere tiempo de exposición adicional y concentraciones más grandes para una efectiva eliminación de estos microorganismos.

Los desinfectantes incluyen agentes químicos como el grupo de los halógenos, ozono o plata; radiación con ondas gama o luz ultravioleta y electrocución, calentamiento u otros medios físicos. En este texto sólo se trata la desinfección con cloro.

17.1 Química de la cloración

El cloro puede aplicarse al agua en forma gaseosa (Cl_2) o como un producto ionizado de sólidos: hipoclorito de calcio [$Ca(OCl)_2$] e hipoclorito de sodio [$NaOCl$]. Las reacciones en agua son las siguientes:



En las ecuaciones anteriores, el ácido hipocloroso ($HOCl$) y el ión hipoclorito se relacionan por



Esta relación está gobernada principalmente por pH y temperatura, como se muestra en la Figura 17.1.

La suma de $HOCl$ y OCl^- se llama *cloro libre residual* y es el desinfectante primario empleado. El $HOCl$ es el desinfectante más efectivo; como lo expresa la ecuación 17.2, se produce en una relación uno a uno con la adición de Cl_2 gas junto con una reducción de pH que limita la conversión a OCl^- (ecuación 17.5). El cloro gas puede licuarse por compresión y transportarse al sitio en tanques. Debido a que se regasifica fácilmente y tiene una solubilidad de aproximadamente 700 mg/l en el agua al pH y temperatura presentes en el agua tratada, generalmente esta forma de cloro es la especie preferida. La aplicación de hipocloritos tiende a aumentar el pH, llevando la reacción al OCl^- , menos efectivo. El hipoclorito de calcio comercial contiene aproximadamente 70 a 80 % de cloro disponible, mientras que el $NaOCl$ contiene sólo 3 a 15 % de cloro disponible. Se experimentan algunas dificultades para disolver $Ca(OCl)_2$, y en condiciones equivalentes ambos hipocloritos son más costosos que el Cl_2 licuado.

No obstante, algunas veces las circunstancias determinan el uso de hipocloritos, especialmente las condiciones de riesgo. El gas cloro es un oxidante muy fuerte, tóxico a los humanos y más pesado que el aire, por lo que se expande lentamente a nivel del piso. Por este motivo debe tenerse extremada precaución en su manufactura, transporte y uso.

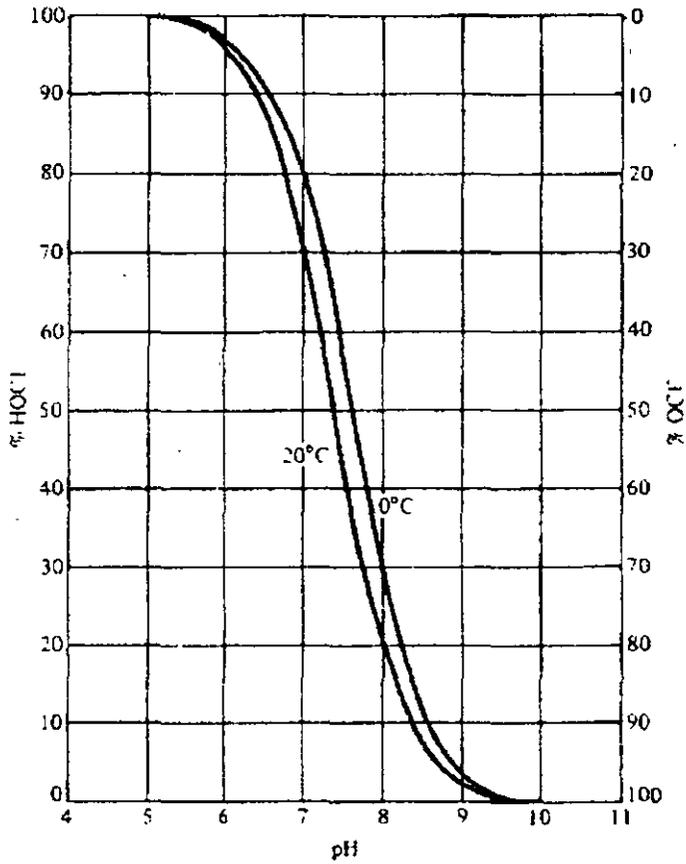


Figura 17.1. Distribución de HOCl y OCl⁻ en función del pH

El uso de hipocloritos está bien indicado en plantas localizadas en áreas densamente pobladas que requieren grandes cantidades de cloro.

Si la concentración de cloro es pequeña, probablemente elimina a los microorganismos penetrando la célula, y reaccionando con las enzimas y protoplasma; si es grande, el microorganismo se destruye debido a la oxidación de la pared celular. Los factores que afectan el proceso son:

- | | |
|-------------------|-----------------------|
| 1. Forma de cloro | 4. Tiempo de contacto |
| 2. pH | 5. Tipo de organismo |
| 3. Concentración | 6. Temperatura |

La relación entre la concentración de cloro y el tiempo de contacto se expresa como

$$C^n t_p = k \dots \dots \dots (17.6)$$

donde.

- C = concentración de cloro, mg/l
- t_p = tiempo requerido para un porcentaje dado de eliminación, min
- n, k = constantes derivadas experimentalmente para un sistema dado

Los efectos de la variación de temperatura pueden ser modelados con la ecuación siguiente, derivada de la de van't Hoff Arrhenius

$$\ln \frac{t_1}{t_2} = \frac{E'(T_2 - T_1)}{R_{T_1, T_2}} \dots \dots \dots (17.7)$$

donde:

- t_1, t_2 = tiempo requerido para las eliminaciones dadas
- T_1, T_2 = temperatura correspondiente a t_1 y t_2 , °K
- R = constante del gas, 1.0 cal./K - mol
- E' = energía de activación, relacionada con el pH (Cuadro 17.1)

Cuadro 17.1
Energías de activación para cloro acuoso

pH	E', cal
7.0	8200
8.5	6400
9.8	12000
10.7	15000

En virtud de que el cloro es un oxidante fuerte, reacciona con casi cualquier material que esté en estado reducido. Esto sucede en el agua con el Fe^{2+} , Mn^{2+} , $H_2 S$ y sustancias orgánicas. El amoníaco (NH_3) está presente algunas veces en pequeñas cantidades. Estos materiales oxidables consumirán cloro antes de que tenga oportunidad de actuar como desinfectante. La cantidad de cloro requerida para este propósito debe determinarse experimentalmente, dado que la cantidad y naturaleza exacta del material oxidable en el agua rara vez se conoce. La Figura 17.2 muestra una curva de titulación típica

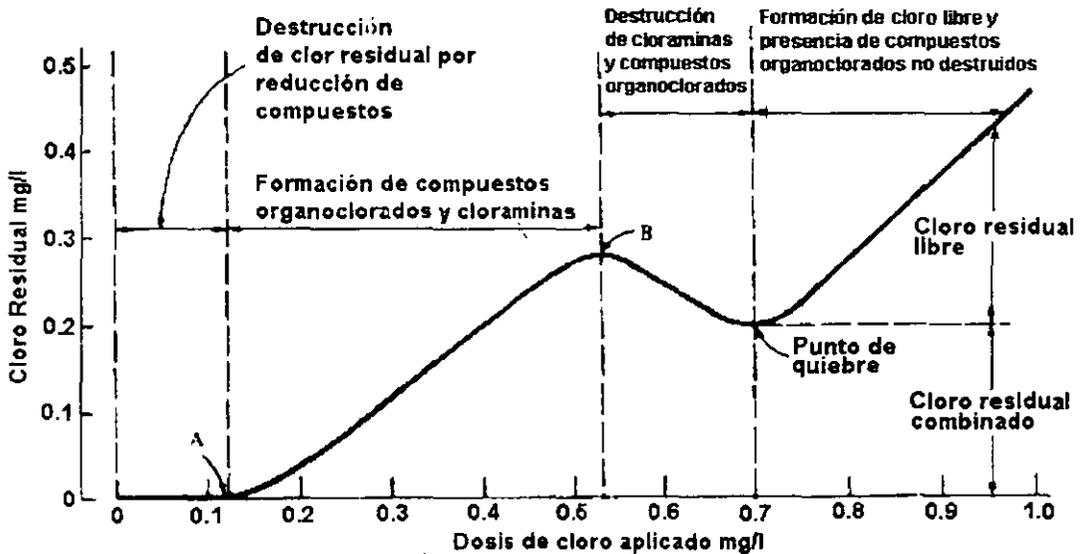


Figura 17.2. Curva general obtenida durante una prueba de cloración a punto de quiebre.

Los productos de la oxidación de sustancias orgánicas causada por el cloro son frecuentemente indeseables. Los ácidos orgánicos (húmico y fúlvico) forman compuestos organo clorados que se sospecha que son cancerígenos. Cantidades pequeñas de compuestos fenólicos reaccionan con el cloro provocando problemas severos de olor. Las sustancias orgánicas originales deben removerse antes de la cloración y los compuestos indeseables después de la cloración, o bien evitar que se formen. Los compuestos pueden removerse mediante adsorción en carbón activado o su formación evitarla sustituyendo el cloro libre por cloraminas, que no reaccionan con las sustancias orgánicas o fenoles. Las cloraminas se forman agregando una cantidad pequeña de amoníaco al agua y después cloro. Las reacciones del cloro con amoníaco son las siguientes:



Estas reacciones dependen de varios factores, los más importantes son: pH, temperatura y cantidades reactivas. Si el pH es mayor a 6.5 las monocloraminas serán las especies predominantes. Dado que los residuales combinados son desinfectantes menos efectivos, se requieren concentraciones de 2 a 3 mg/l con tiempos de contacto mayores de 30 min.

Las cloraminas son persistentes y proporcionan protección continua contra el "recrecimiento".

17.2 Dosificación de cloro

La dosis de cloro requerida para la desinfección depende de los siguientes factores principales: gasto de agua a tratar, tiempo de contacto adecuado para hacer efecto, cantidad de cloro residual especificada y demanda de cloro necesario.

La demanda de cloro está relacionada con las características del agua, su temperatura, el tiempo de contacto, la concentración de microorganismos, los procesos previos a los cuales se haya sometido el agua y el gasto a tratar o desinfectar.

Para obtener la dosis del desinfectante al valor de la demanda de cloro se suma el del cloro residual. El valor de la demanda de cloro se determina en laboratorio realizando pruebas con el agua a desinfectar, mientras que el cloro residual está fijado por la normatividad en materia de control de la calidad del agua.

Un método sencillo para determinar la demanda de cloro es el siguiente:

1. Se enumeran diez frascos de 250 ml del 1 al 10, previamente desinfectados, con un volumen conocido de muestra, por ejemplo 100 ml.
2. Se prepara una solución de agua de cloro de 1 g/l debidamente valorada y una solución de almidón, siguiendo las indicaciones de los métodos normales de análisis de agua y aguas residuales.
3. Se vierte en cada frasco un volumen de agua de cloro, de modo que en el frasco marcado con el número uno se agregue un volumen pequeño y se va aumentando

en cada frasco hasta llegar al último. Por ejemplo se empieza con 0.1 ml, después 0.2 ml y así sucesivamente hasta llegar al último con la mayor concentración.

4. Se deja transcurrir el tiempo de contacto, que puede ser desde 15 minutos hasta unas horas, dependiendo de los factores explicados en párrafos anteriores.
5. Una vez transcurrido el tiempo de contacto, se vierten en cada frasco unos cristales de yoduro de potasio (KI) y se agitan; inmediatamente después, también a cada frasco se le pone 1 ml de solución de almidón y se vuelve a agitar.

Si el cloro se ha consumido totalmente no se notará ningún color, pero si queda algo reaccionará con el compuesto de potasio, liberando el yodo, el cual a su vez dará una coloración azul al mezclarse con el almidón. La cantidad presente de yodo liberado será la representativa del cloro que se necesitó para la desinfección.

El primer frasco (contando desde el número uno como el inicial) que presente coloración azul muy débil, será el que represente el valor de la demanda de cloro y con la dosificación de agua cloro que haya recibido se calculará como sigue:

$$\text{Demanda de cloro} = \frac{\text{ml de solución de cloro} \times 100}{\text{ml de muestra}} \dots \dots \dots (17.11)$$

La dosificación necesaria para la desinfección del agua en estudio será la demanda de cloro determinada en el laboratorio más el cloro residual dado por las normas de calidad de agua potable o para aguas residuales tratadas, según corresponda.

17.3 Métodos de cloración

En general, para la desinfección de grandes volúmenes de agua la forma gaseosa del cloro es la más económica y para volúmenes pequeños es común el empleo de compuestos de hipoclorito.

El gas cloro es almacenado y transportado en cilindros de acero presurizados. En el interior del cilindro, el cloro bajo presión está en estado líquido; cuando es liberado se vaporiza. Los cilindros son de dos capacidades: 68 y 908 kg.

El dispositivo más seguro para la alimentación del cloro se denomina *clorador al vacío*. La Figura 17.3 muestra un dispositivo de este tipo. El clorador se monta directamente en la válvula del cilindro de cloro de 68 kg y opera por vacío creado en el punto de aplicación. El gas presurizado que sale del cilindro se conduce por vacío a través de una tubería resistente conectada en su extremo final a un eyector que es, a la vez, válvula de retención y difusor. El agua conducida a presión pasa por la boquilla del eyector a gran velocidad creando el vacío que succiona el gas. La cantidad del gas se ajusta manualmente por medio de una válvula. La Figura 17.4 muestra una instalación típica del dispositivo en una planta de tratamiento de aguas residuales. Además del pH, la efectividad del cloro y compuestos de cloro para destruir bacterias depende del *tiempo de contacto*. El tiempo de contacto es el lapso durante el cual el cloro libre o combinado está actuando sobre los microorganismos. Para asegurar un tiempo de contacto entre el cloro y el agua residual de por lo menos 15 minutos se usa un *tanque de contacto de cloro* que dispone de una serie de mamparas para evitar corto circuito del flujo. No obstante que la presencia de cloro residual es una indicación buena de la efectividad de la desinfección, es conveniente hacer pruebas bacteriológicas.

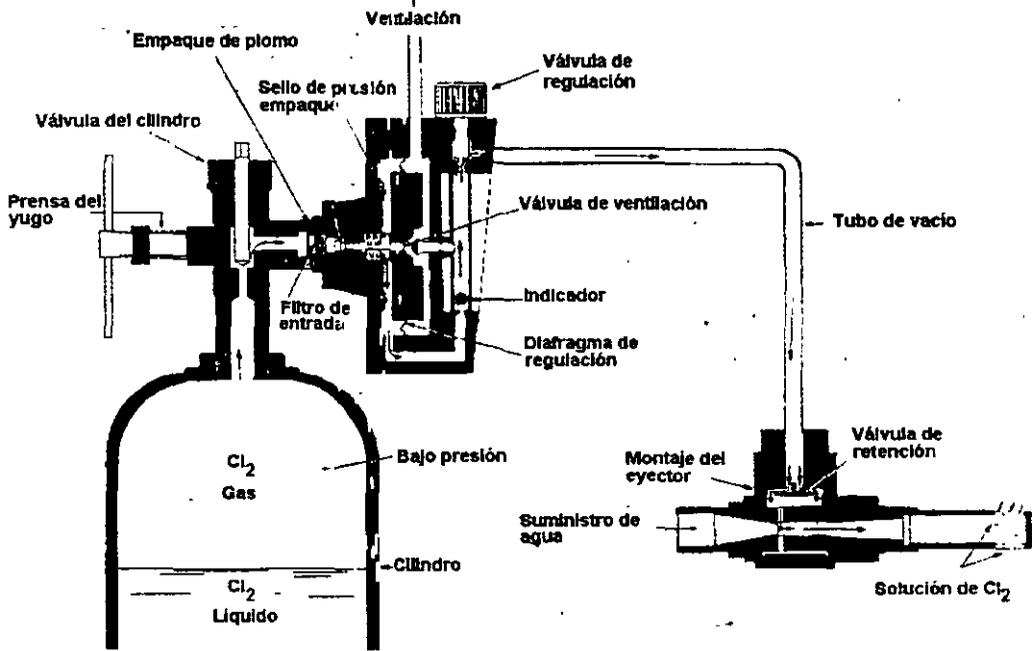


Figura 17.3. Clorador de gas al vacío montado sobre un cilindro de 68 kg
REGAL, CLORINATORS INCORPORATED

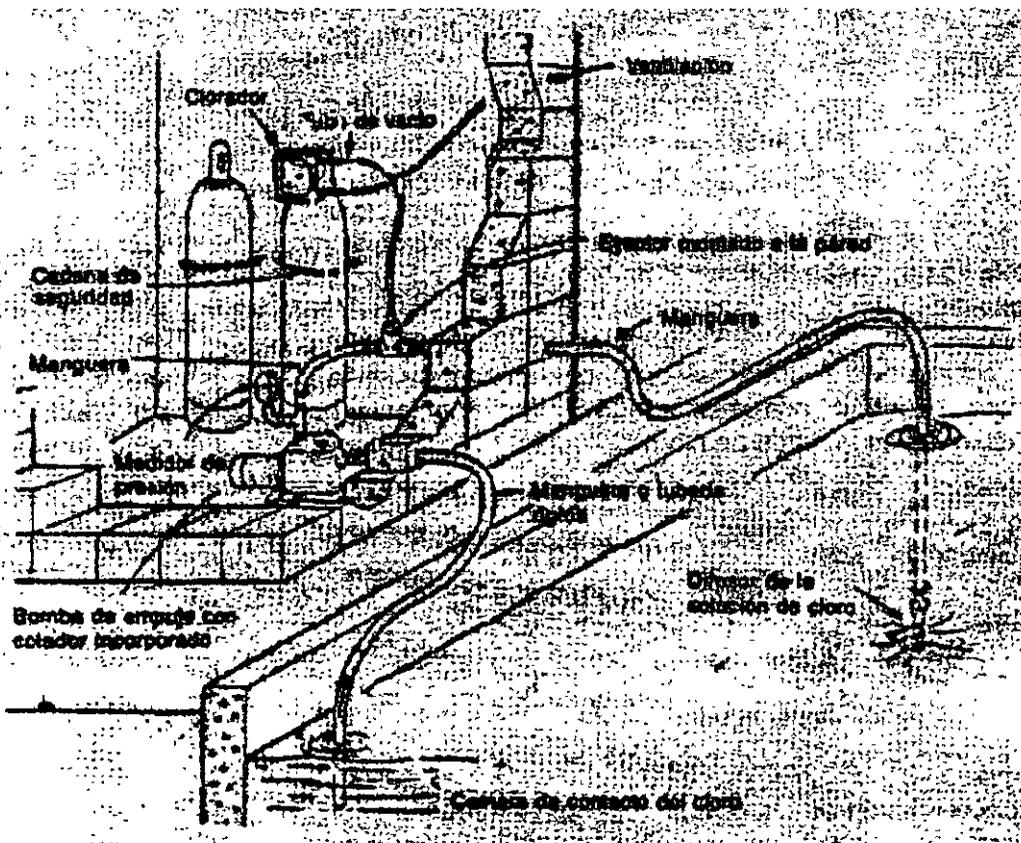


Figura 17.4. Instalación típica del sistema de desinfección en una planta de tratamiento
REGAL, CLORINATORS INCORPORATED

Los hipocloritos se aplican al agua en forma líquida por medio de bombas pequeñas, como se muestra en la Figura 17.5. Estas bombas son del tipo de desplazamiento positivo, que entregan una cantidad específica del líquido en cada carrera del pistón o diafragma flexible.

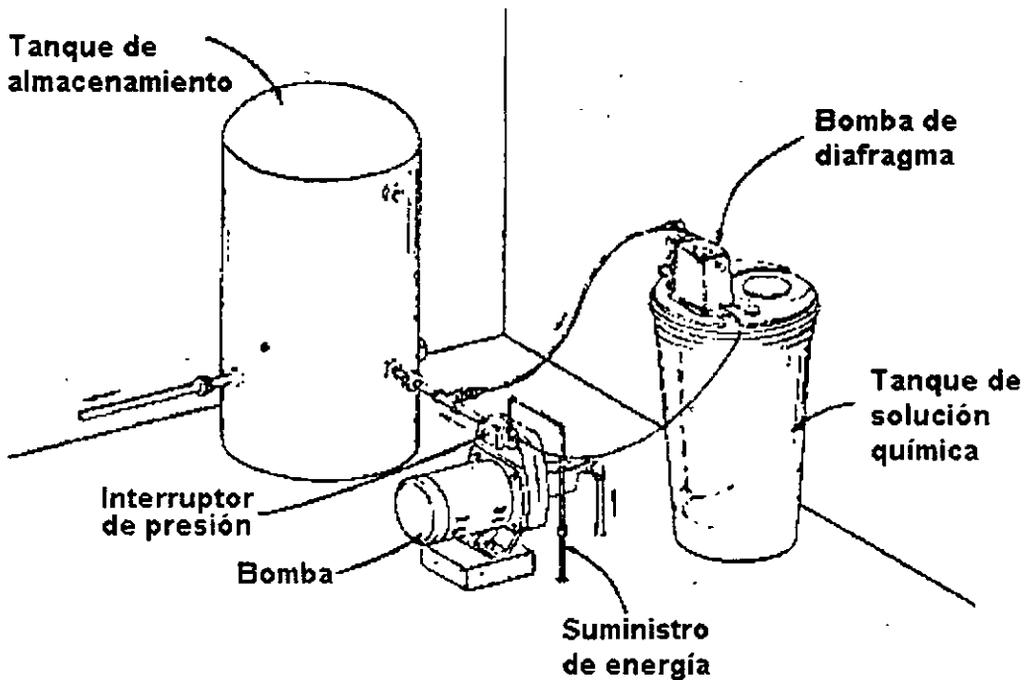


Figura 17.5. Instalación típica de hipocloración

La cloración excesiva del agua residual puede tener impactos ambientales adversos. Las concentraciones grandes de cloro en la vecindad de un emisor del efluente de la planta pueden aniquilar a los peces y otras formas de vida acuática. El operador de la planta debe controlar cuidadosamente la dosis de cloro.

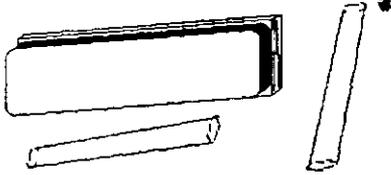
Una de las actividades importantes durante la operación de la planta es calcular el peso total o masa de cloro requerido para solicitar los cilindros en el momento apropiado. También podría ser necesario determinar la dosis de cloro por aplicar si se conoce la masa o peso consumido. La siguiente relación es útil para estos propósitos:

$$kg/d = Q \times C \dots \dots \dots (17.12)$$

donde:

- Q = gasto $\times 10^6$ l/d
- C = concentración de cloro, mg/l

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 17.1

¿Cuántos kilogramos al día de cloro se requieren para desinfectar un gasto de 28,390 m³/día con una dosis de 0.5 mg/l? ¿Cuántos cilindros de 68 kilogramos se requieren por mes?

Solución

Aplicando la ecuación (17.12)

$$28.3890 (0.5) = 14.195 \text{ kg/d}$$

Cilindros de 68 kg requeridos por mes:

$$(14.195 \text{ kg/día})(30 \text{ día/mes})(1 \text{ cilindro}/68 \text{ kg}) = 6.26 \text{ cilindros/mes}$$

Por lo que se deberán solicitar al menos 7 cilindros de cloro al mes.

Problema ejemplo 17.2

Se emplea en total 15 kg de cloro al día para desinfectar un volumen de 50,000 m³ de agua ¿Cuál es la dosis de cloro?

Solución

Aplicando la ecuación (17.12)

$$C = \frac{\text{kg/d}}{Q}$$

$$C = \frac{15 \text{ kg/d}}{50 \times 10^6 \text{ l}} = 0.3 \text{ mg/l}$$

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. ¿Cuáles son las características que debe tener un buen desinfectante?
2. Nombra tres desinfectantes empleados y describe las ventajas y desventajas de cada uno.
3. ¿Qué factores limitan la desinfección efectiva?
4. ¿Cuáles son los agentes desinfectantes que aniquilan a las bacterias cuando se agrega cloro al agua? ¿Cuál es la diferencia entre *cloro libre* y *cloro combinado*? Compara sus méritos relativos en la desinfección.
5. ¿A qué se denomina *cloración a punto de quiebre*?
6. Describe brevemente las formas de aplicar cloro al agua residual en una planta de tratamiento?
7. Se aplican 20 kg/día de cloro al agua obteniéndose una concentración de 0.4 mg/l. ¿Cuál es el gasto?
8. Se emplean 150 kg/día de cloro para desinfectar 250,000 m³/día. ¿Cuál es la dosis de cloro?
9. Se tratarán 15,000 m³/día de aguas residuales. El efluente tendrá una demanda de cloro, a los 15 minutos, de 15 mg/l y se desea mantener un cloro residual de 2.0 mg/l una vez transcurrido dicho tiempo. ¿Cuál debe ser el volumen del tanque de cloración y la dosis de cloro?
10. En el cuadro que se presenta a continuación aparecen las dosis de cloro aplicadas a un agua residual y las correspondientes cantidades de cloro residual. Dibuja una curva del cloro residual. Determina
 - a. La dosis para alcanzar el punto de quiebre
 - b. La dosificación prevista para obtener 0.75 mg/l de cloro residual disponible.

Dosis, mg/l	0.1	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
Residual, mg/l	0.0	0.4	0.8	0.4	0.4	0.9	1.4

Capítulo 18

Perfiles hidráulicos

Las aguas residuales que pasan por los diversos elementos de la planta requieren una diferencia de niveles entre la entrada a la instalación y la salida, con el fin de vencer las diversas pérdidas de carga; estas diferencias de nivel varían con el gasto. El funcionamiento satisfactorio de las instalaciones de la planta depende en gran medida de la habilidad y acierto con que se determinaron las pérdidas de carga hidráulica. La elaboración de los perfiles hidráulicos requiere considerar cuidadosamente las pérdidas de carga debidas a la fricción y menores que pueden presentarse en los sistemas de tuberías y las asociadas con las estructuras de control.

En general, las pérdidas de carga en diferentes puntos del sistema de tratamiento pueden clasificarse de la siguiente manera:

1. Pérdidas debidas a la fricción en los conductos
2. Pérdidas debidas a la velocidad
3. Alturas de carga necesarias para el derrame por vertedores, a través de orificios y otros dispositivos de medida y de regulación o verificación
4. Pérdidas de nivel en varios puntos, tales como vertedores de caída libre
5. Desniveles previstos para futuras ampliaciones
6. Desnivel previsto para el caso de avenida en el cuerpo receptor del efluente

La importancia y las variaciones de las diversas pérdidas de carga pueden resultar afectadas por los factores siguientes:

- Variaciones en el gasto de aguas residuales, desde un mínimo a un máximo, mientras que las mayores pérdidas de carga se producen con el gasto máximo, para el cual debe preverse la instalación. Este factor es importante.

- El tipo y eficiencia de los diversos dispositivos empleados para aforar y regular la distribución de las aguas a través de los diferentes elementos de la instalación. Así, la regulación precisa de la distribución y la exacta medición pueden exigir pérdidas hidráulicas mayores de las que se requerirían con métodos más aproximados.
- La tendencia que tienen los sólidos de las aguas residuales a sedimentarse, particularmente antes de su llegada a los tanques de sedimentación. De aquí que el empleo de mayores velocidades o la agitación por medio de aire, u otros métodos para impedir la formación de depósitos en los conductos, puede provocar mayores pérdidas de carga de las que se presentarían con aguas claras.
- El tamaño y clase de las aberturas y la disposición de los canales de circulación. Las aberturas pequeñas y los cambios bruscos de dirección aumentan las pérdidas de carga debidas a la velocidad.

El funcionamiento del sistema de tratamiento depende algo del diseño hidráulico y viceversa. Por ello, en los tanques de sedimentación es aconsejable mantener prácticamente constante el nivel de las aguas. La distribución de las aguas en igual cantidad entre diversos tanques y su conducción uniforme y tranquila determina el empleo eficaz del tiempo de retención.

Una práctica recomendable en el proyecto de plantas de tratamiento es prever ampliaciones futuras de varios elementos; dada esta circunstancia, deben considerarse las pérdidas de carga correspondientes. A menudo resulta razonable prever una ampliación futura de 50 a 100 por ciento.

La carga disponible para el funcionamiento de un sistema de tratamiento es la diferencia de alturas que existe entre cierto nivel en el emisor de entrada y cierto nivel en aguas altas del cuerpo receptor.

A intervalos poco frecuentes se puede tolerar que las condiciones hidráulicas de la circulación sean menos efectivas si resulta muy costoso evitarlo y si, además, la pequeña impurificación que resulta es admisible. Así, en algunos casos puede obtenerse una mayor elevación del nivel de las aguas a la entrada, represándolas en el emisor, si la menor velocidad que se obtiene no es frecuente y de al menos 0.3 m/s. El nivel de aguas altas en la salida, para el cálculo del gradiente hidráulico, puede ser algo inferior al máximo; se toma como tal aquel que no se sobrepasa más de 1 % de las veces o, accidentalmente, el 10 %.

Durante el periodo de nivel de aguas normal existirá un exceso de carga disponible, en relación al que se requerirá para vencer las pérdidas hidráulicas a través de la instalación.

18.1 Cálculos hidráulicos para los elementos más importantes de las instalaciones de tratamiento de aguas residuales

En la práctica, los cálculos hidráulicos pueden partir del nivel de aguas altas del río o cuerpo de agua en el que haya de verterse el efluente, y extenderse a contracorriente por el emisor de salida y la instalación.

Generalmente, las condiciones hidráulicas de las instalaciones solamente permiten la pequeña variación de nivel en los tanques de sedimentación y aireación requerida por los vertedores de salida. Para el buen rendimiento de los tanques de sedimentación y aireación, es conveniente la mínima variación del nivel de las aguas.

Con el fin de determinar los niveles convenientes a los varios elementos de la instalación, debe calcularse el gradiente hidráulico para los gastos máximo, mínimo y también para el medio.

18.1.1 Pérdidas de carga debidas a la fricción

La pérdidas de carga debidas a la fricción que ocurren al fluir el agua residual a través de las tuberías puede calcularse con varias ecuaciones. La ecuación recomendada es la de Darcy-Weisbach:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (18.1)$$

donde:

- h_f = pérdida de carga, m
- f = coeficiente de fricción
- L = longitud de la tubería, m
- D = diámetro de la tubería, m
- V = velocidad media, m/s
- g = aceleración debida a la gravedad, 9.81 m/s²

El valor del factor de fricción se obtiene del diagrama de Moody. Un valor representativo usado para la mayoría de los cálculos de fricción es 0.020.

18.1.2 Pérdidas de carga menores

Las pérdidas de carga menores son producidas cuando se incluyen varios dispositivos de control en los sistemas de tubería. Las válvulas son los dispositivos de control más comunes. Las pérdidas de carga menores también se presentan en las juntas de tubos, intersecciones, ampliaciones y contracciones, entradas y salidas de tubería. Para propósitos prácticos las pérdidas de carga menores son estimadas generalmente como una fracción de la carga de velocidad en la sección de la tubería corriente abajo usando la ecuación (18.2).

$$h_m = K \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (18.2)$$

En la literatura de hidráulica y manuales de fabricantes pueden encontrarse valores típicos de K para varios tipos de dispositivos de control y piezas especiales de tubería.

18.1.3 Pérdidas de carga en estructuras de control

Las estructuras de control más empleadas en las plantas de tratamiento de aguas residuales son vertedores de uno u otro tipo.

Para vertedores rectangulares, se usa mucho la ecuación de Francis

$$Q = 1.84 (L - 0.1nh) \frac{3}{2} \dots \dots \dots (18.3)$$

donde

- Q = descarga, m³/s
- 1.84 = constante numérica
- L = longitud de la cresta del vertedor, m

- n = número de contracciones finales
- h = carga sobre la cresta del vertedor, m

Para vertedores triangulares de 90° la ecuación general es

$$Q = 0.55 h^{\frac{5}{2}} \dots \dots \dots (18.4)$$

donde:

- Q = descarga, m³/s
- 0.55 = constante
- h = carga sobre la cresta del vertedor, m

A la entrada en una instalación de tratamiento pueden presentarse los dos tipos siguientes de pérdida de carga:

1. Pérdida debida a la diferencia de nivel del agua entrante del emisor y el mayor nivel del agua en la instalación de tratamiento.
2. Pérdidas debidas a la fricción y velocidad a causa de compuertas de regulación y a los cambios de sección o dirección en los conductos.

La variación considerable de nivel en el emisor de entrada, correspondiente a un gasto máximo y otro mínimo, debería emplearse en lo posible para vencer las pérdidas de carga correspondientes a gastos grandes en los varios elementos de la instalación; tales como rejillas, desarenadores, medidores o vertedores de aforo y conducciones.

Si en combinación con la instalación de tratamiento de aguas residuales se requiere una estación de bombeo, una parte de la variación de nivel de las aguas en el emisor de entrada puede utilizarse para reducir la diferencia de carga que las bombas han de proporcionar.

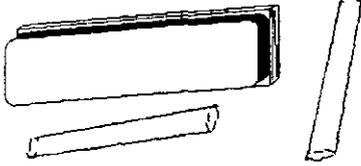
Por lo general, las pérdidas debidas a la fricción y velocidad en la entrada a una planta de tratamiento no son grandes; su valor depende de la clase y diseño de las compuertas de maniobra y de los cambios de dirección necesarios.

Las pérdidas ocasionadas por las compuertas de entrada pueden calcularse con la ecuación (18.2) con los valores para K que se muestran en el Cuadro 18.1, convenientes para el estudio de proyectos.

Cuadro 18.1
Valores de K para pérdidas por entrada

Tipo de entrada	Coefficiente K
Compuerta deslizante	
• Como compuerta sumergida en muro de 30.5 cm.	0.8
• Como contracción en un conducto.	0.5
• De ancho igual al del conducto y parte alta no sumergida.	0.2

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 18.1

Elabore un perfil hidráulico para gasto máximo extraordinario y determine las elevaciones de control para la porción de la planta de tratamiento mostrada en la figura que se muestra en la Figura 18.1

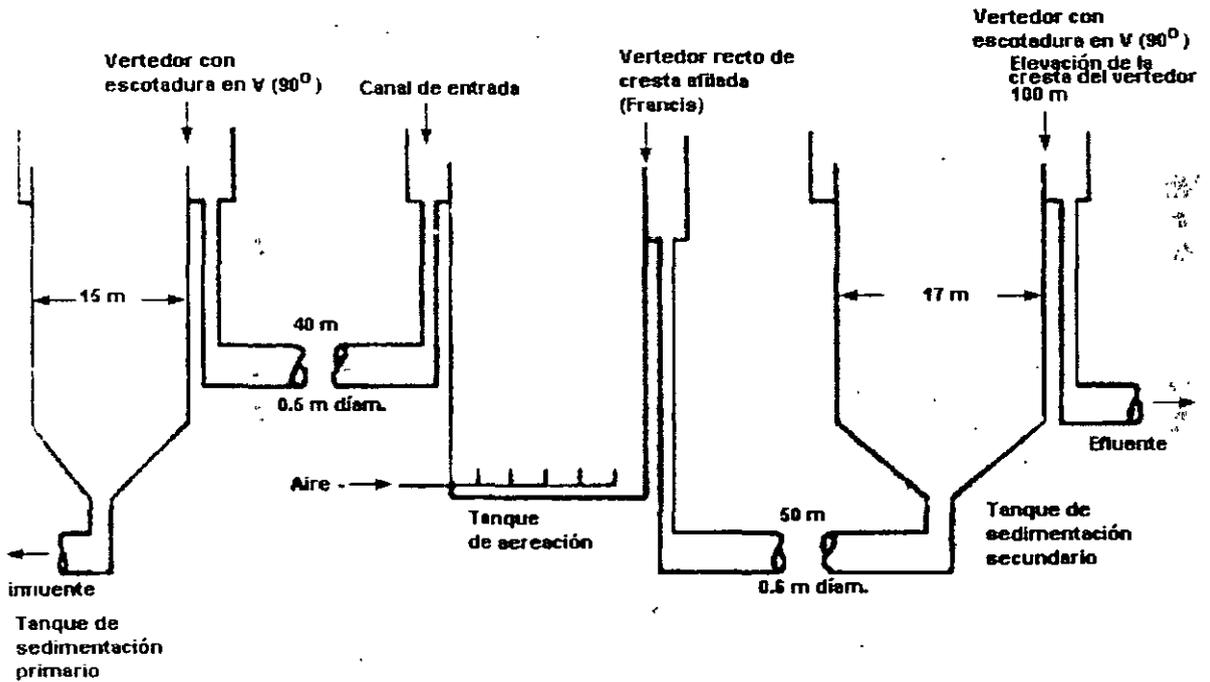


Figura 18.1. Planteamiento del problema ejemplo 18.1

Considere los siguientes datos:

1. Gastos

- a) Gasto promedio = $8000 \text{ m}^3/\text{d}$
- b) Gasto máximo extraordinario = $16000 \text{ m}^3/\text{d} = 0.185 \text{ m}^3/\text{s}$

2. Tanque de sedimentación primaria

- a) Diámetro al vertedor = 15 m
- b) Ancho de la cresta del vertedor = 0.30 m

- c) Tipo de vertedor = 90 ° escotadura en v
- d) Profundidad del vertedor = 0.1 m
- e) Gasto de recirculación del proceso de lodos activados = 0.15 Q

3. Tanque de aireación

- a) Tipo de entrada = compuerta deslizante
- b) Número de compuertas = 6
- c) Ancho de las compuertas = 0.20 m
- d) Recirculación de la descarga de lodos activados al canal del influente para el gasto máximo extraordinario = 0.25 Q
- e) Longitud del vertedor del efluente del tanque de aireación = 15 m
- f) Tipo de vertedor = recto de cresta afilada

4. Tanque de sedimentación secundaria

- a) Elevación de la cresta del vertedor = 100 m
- b) Diámetro al vertedor = 17 m
- c) Ancho de la cresta del vertedor = 0.3 m
- d) Tipo de vertedor = 90 ° escotadura en v
- e) Profundidad del vertedor = 0.1
- a) Flujo inferior = 0.4 Q

5. Pérdidas por fricción

- a) Coeficientes de pérdidas
Entrada de la tubería = 0.5
Codos = 0.4
Salida de la tubería = 1.0
- b) Factor de fricción en tuberías empleando la ecuación de Darcy-Weisbach = 0.020
- c) Pérdidas de fricción a través del tanque de aireación = 0.020 m
- d) Ignore el líquido del flujo inferior desde el tanque de sedimentación primaria.
- e) Ignore las pérdidas de fricción entre las compuertas deslizantes en el canal del influente del tanque de aireación.
- f) Considere que la entrada de las compuertas deslizantes del tanque de aireación pueden ser modeladas como un vertedor Francis con dos contracciones finales.
- g) Considere que el vertedor del efluente en el tanque de aireación puede ser modelado como un vertedor Francis.
- h) En la elevación del vertedor considere una caída libre de 0.010 m entre la cresta del vertedor y la superficie del agua en el escurrimiento del canal.

Solución

1. Se determina la elevación de la superficie del agua en el sedimentador secundario.

Cálculo del número de vertedores

$$\begin{aligned}\text{No. de vertedores} &= \pi D / (d/\text{vertedor}) \\ &= 3.14 (17) / (0.30\text{m}/\text{vertedor}) \\ &= 177.9 \approx 178\end{aligned}$$

Cálculo del flujo por vertedor

$$\begin{aligned}
 q/\text{vertedor} &= (16000 \text{ m}^3/\text{d})/178 \\
 &= 89.89 \text{ m}^3/\text{d} \cdot \text{vertedor} \\
 &= 0.00104 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{vertedor}
 \end{aligned}$$

Cálculo de la carga en los vertedores con escotadura en v

$$\begin{aligned}
 q &= 0.55 h^{5/2} \\
 h &= (Q/0.55)^{2/5} \\
 &= (0.00104/0.55)^{2/5} \\
 &= 0.081 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Estimación del nivel de la superficie del agua en el sedimentador secundario

$$\text{Elev.} = 100.0 \text{ m} + 0.081 \text{ m} = 100.081 \text{ m}$$

2. Se determina la elevación de la superficie del agua en el canal del efluente del tanque de aireación.

a. Resumen de pérdidas de carga y coeficientes de fricción

1. Pérdidas por salida, $K_{ex} = 1.0$
2. Pérdidas por codos, 2 con $K_b = 0.4$
3. Pérdidas por fricción en la tubería, $f = 0.020$
4. Pérdidas por entrada, $k_{en} = 0.5$

b. Cálculo de la velocidad del agua en la tubería que conecta a los tanques de aireación y sedimentación secundaria.

$$\begin{aligned}
 V &= Q/A \\
 V &= 1.4(0.185 \text{ m}^3/\text{s})/3.14(0.3 \text{ m})^2 \\
 V &= 0.92 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

c. Cálculo de las pérdidas de carga del sistema de tuberías que conectan a los tanques de aireación y sedimentación secundaria.

$$h = (K_{ex} + 2K_b + f \frac{L}{D} + K_{en}) \frac{V^2}{2g}$$

$$h = (1 + 2(0.4) + 0.020 \frac{0.50}{0.6 \text{ m}} + 0.5) \frac{(0.90)^2}{2(9.81)}$$

$$h = 0.171 \text{ m}$$

d. Cálculo de la elevación de la superficie del agua en el canal del efluente del tanque de aireación.

$$\text{Elev.} = 100.081 \text{ m} + 0.171 \text{ m} = 100.252 \text{ m}$$

3. Se establece la elevación del efluente descargando en el vertedor y la elevación de la superficie del agua en el tanque de aireación en la posición más cercana a la descarga del efluente en el vertedor.

a. Se establece la elevación del efluente en el vertedor del tanque de aireación. Como se muestra en la Figura 18.1 correspondiente al planteamiento del problema, la distancia de la caída libre entre la cresta del vertedor y la elevación de la superficie del agua en el canal del efluente es de 0.010 m. Entonces

$$\text{Elev.} = 100.252 \text{ m} + 0.010 \text{ m} = 100.262 \text{ m}$$

b. Cálculo de la carga del efluente en el vertedor suponiendo dos contracciones finales.

$$Q = 1.84 (L - 0.1 nh) h^{3/2}$$
$$1.4(0.185 \text{ m}^3/\text{s}) = 1.84 [15 \text{ m} - 0.1(2) h] h^{3/2}$$
$$h = 0.044 \text{ m (por análisis de prueba y error)}$$

c. Cálculo de la elevación de la superficie del agua en el tanque de aireación, próxima al vertedor de descarga del efluente.

$$\text{Elev.} = 100.262 \text{ m} + 0.044 \text{ m} = 100.306 \text{ m}$$

4. Se establece la elevación de las compuertas deslizantes y se determina la elevación de la superficie del agua en el canal del influente al tanque de aireación.

a. Se supone una pérdida de carga de 0.020 m a través de la tanque de aireación. También se supone una caída libre de 0.010 m entre la cresta de la compuerta deslizante y la superficie del agua en el tanque de aireación.

b. Se establece la elevación de la cresta de la compuerta deslizante

$$\text{Elev.} = 100.306 \text{ m} + 0.020 \text{ m} + 0.010 \text{ m} = 100.336 \text{ m}$$

c. Se determina la carga sobre las compuertas deslizantes.

1. Gasto de cada compuerta = $1.4(0.185 \text{ m}^3/\text{s})/6 = 0.043 \text{ m}^3/\text{s}$

2. Cálculo de la carga sobre la compuerta deslizante considerándola como un vertedor Francis con dos contracciones finales.

$$Q = 1.84 (L - 0.1 nh) h^{3/2}$$
$$0.043 \text{ m}^3/\text{s} = 1.84(0.5 \text{ m} - 0.1(2)h)h^{3/2}$$
$$h = 0.139 \text{ m (por análisis de prueba y error)}$$

d. Se determina la elevación de la superficie del agua en el canal del influente al tanque de aireación.

$$\text{Elev.} = 100.336 \text{ m} + 0.139 \text{ m} = 100.475 \text{ m}$$

5. Se determina la elevación de la superficie del agua en el canal del efluente del tanque de sedimentación primaria.

- a. Se resumen los valores de las pérdidas de carga y de los coeficientes de fricción. Ver el paso 2a.
- b. Cálculo de la velocidad en la tubería que conecta al tanque de sedimentación primaria con el canal de entrada al tanque de aireación.

$$V = Q/A$$

$$V = 1.15 (0.185 \text{ m}^3/\text{s})/3.14(0.25 \text{ m})^2$$

$$V = 1.08 \text{ m/s}$$

- c. Cálculo de la pérdida de carga en el sistema de tuberías que conectan al tanque de sedimentación primaria con el canal de entrada al tanque de aireación.

$$h = (K_{ex} + 2K_b + f \frac{L}{D} + K_{en}) \frac{V^2}{2g}$$

$$h = (1 + 2(0.4) + 0.020 \frac{40}{0.5} + 0.5) \frac{1.0^2}{2(9.81)}$$

$$h = 0.232 \text{ m}$$

- d. Se determina la elevación de la superficie del agua en el canal del efluente del tanque de sedimentación primaria.

$$\text{Elev.} = 100.475 \text{ m} + 0.232 \text{ m} = 100.707 \text{ m}$$

6. Se establece la elevación de los vertedores del efluente primario y se determina la elevación de la superficie del agua en el tanque de sedimentación primaria.

- a. Se establece la elevación de los vertedores con escotadura en v del tanque de sedimentación primaria.

$$\text{Elev.} = 100.707 \text{ m} + 0.010 \text{ m} = 100.717 \text{ m}$$

- b. Se calcula el número de vertedores.

$$\text{No. de vertedores} = \pi D / (d / \text{espacio entre vertedores})$$

$$\text{No. de vertedores} = 3.14(15\text{m}) / (0.3 \text{ m/vertedor})$$

$$\text{No. de vertedores} = 157$$

- c. Se calcula el gasto por vertedor

$$q/\text{vertedor} = 1.15(16000 \text{ m}^3/\text{d})/157$$

$$q/\text{vertedor} = 117.2 \text{ m}^3/\text{d}\cdot\text{vertedor}$$

$$q/\text{vertedor} = 0.00136 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{vertedor}$$

- d. Se calcula la carga sobre los vertedores de escotadura en v.

$$q = 0.55 h^{5/2}$$
$$h = (Q/0.55)^{2/5}$$
$$h = (0.00136/0.55)^{2/5}$$
$$h = 0.091 \text{ m}$$

c. Se determina la elevación de la superficie en el tanque de sedimentación primaria.

$$\text{Elev.} = 100.717 \text{ m} + 0.091 \text{ m} = 100.808 \text{ m}$$

7. Se elabora el perfil hidráulico, que muestre las elevaciones calculadas. La Figura 18.2 muestra el perfil hidráulico.

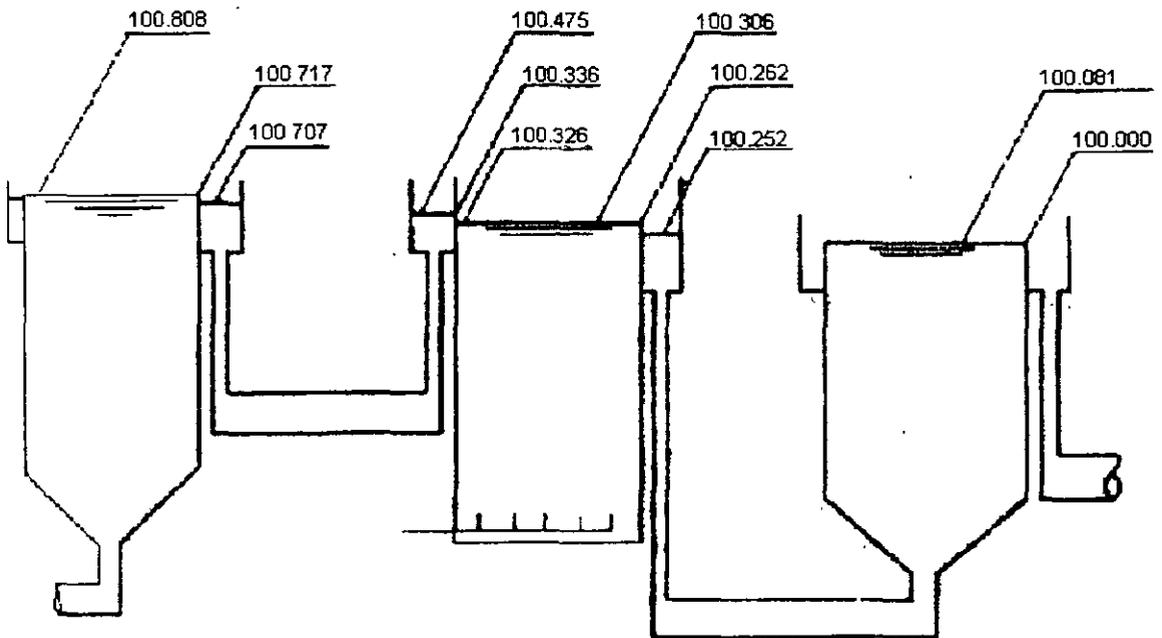


Figura 18.2. Perfil hidráulico del problema ejemplo 18.1

En este ejemplo se empleó una distancia de 0.01 m como caída libre en cada vertedor de control. Cuando las pérdidas de carga son críticas, algunos ingenieros permiten que los vertedores queden sumergidos en condiciones de gasto máximo extraordinario. El sumergir las entradas y salidas ha sido usado en muchas plantas. También debe analizarse el diámetro óptimo de tuberías para la interconexión de las unidades de tratamiento. El costo de una tubería de diámetro grande debe compararse con el costo de la energía necesaria para vencer la pérdida de carga asociada con tuberías de diámetro pequeño. En la mayoría de los casos, el diámetro máximo de la tuberías estará limitado por la velocidad mínima requerida para evitar el azolve de sólidos.

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Problema propuesto

Calcular las líneas piezométricas para los gastos medio y máximo extraordinario correspondientes a la planta de tratamiento cuyo perfil se esquematiza en la figura siguiente. Considere que 30 % del influente será reciclado de los tanques de sedimentación secundaria a la cabecera del tanque de aireación. Se dispone de los siguientes datos.

Gasto medio = 8,000 m³/d

Gasto máximo extraordinario = 16,000 m³/d

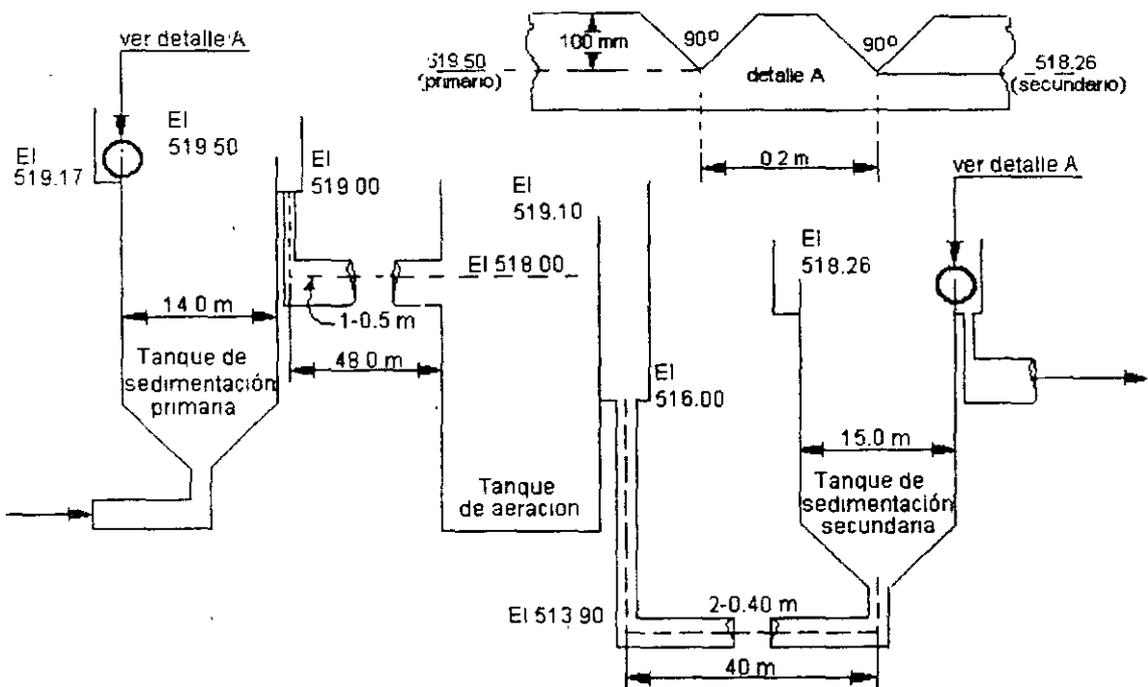
Diámetro del tanque de sedimentación primaria = 13.75 m

Cantidad de tanques de sedimentación primaria = 2

Diámetro del tanque de sedimentación secundaria = 15 m

Cantidad de tanques de sedimentación secundaria = 2

Vertedor del efluente del tanque de aireación del tipo de cresta afilada de 4 m de longitud.



Perfil del problema propuesto

Unidad 4

Tratamiento y disposición de lodos

Durante el tratamiento de las aguas residuales se presenta otro problema: los lodos. Exceptuando los casos de aplicación en el suelo y lagunas de pulimiento, a mayor grado de tratamiento también es mayor la cantidad de lodo que debe manejarse. La operación individual más complicada y costosa en una planta puede ser, si se lleva a cabo en forma satisfactoria, el tratamiento y disposición de los lodos. El lodo está constituido por materiales de las aguas residuales crudas que se sedimentan y por sólidos producidos en los procesos de tratamiento.

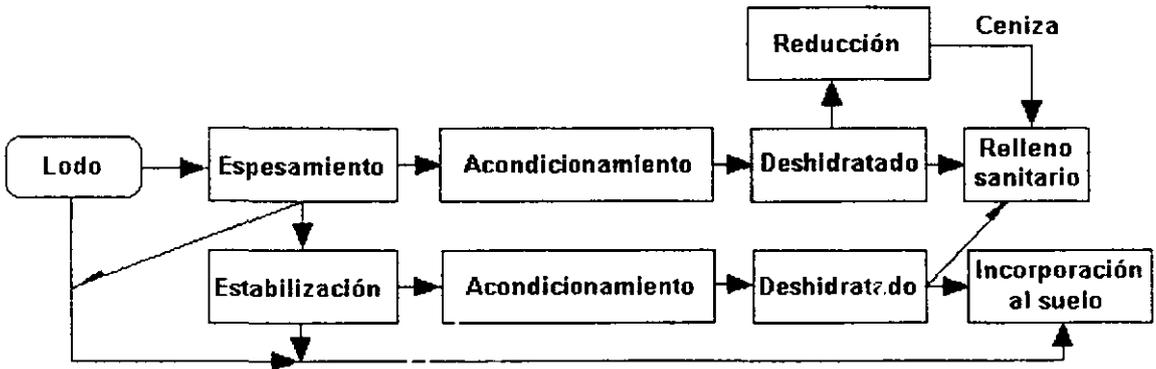
Las cantidades de lodo consideradas son significativas. En el tratamiento primario pueden ser 0.25 a 0.35 por ciento del volumen de las aguas residuales tratadas; 1.5 a 2.0 por ciento si se utiliza el proceso de lodos activados y 1.0 por ciento adicional si se aplican sustancias químicas para la remoción de fósforo. En virtud de que aproximadamente el 97 por ciento de los lodos retirados del proceso de tratamiento es agua, el tratamiento de lodos consiste en la separación de esa gran cantidad de agua de los residuos sólidos. El agua separada se regresa al sistema de tratamiento de agua residual.

Los procesos básicos para el tratamiento del lodo son los siguientes:

1. *Espesamiento.* Es la separación de la mayor cantidad posible de agua por gravedad o flotación.
2. *Estabilización.* Es la conversión de sólidos orgánicos en formas más refractarias (inertes) con el propósito de que puedan manejarse o usarse como acondicionadores de suelo sin causar daño o peligro a la salud. Se usa un proceso de oxidación bioquímica denominado *digestión*.
3. *Acondicionamiento.* El lodo se trata con sustancias químicas o calor para que el agua pueda separarse rápidamente.

4. *Deshidratado*. Se sujeta el lodo a vacío, presión o secado para separar el agua.
5. *Reducción*. Mediante procesos de oxidación química se reduce el volumen de lodo, convirtiendo los sólidos a formas más estables por medio de incineración.

En esta Unidad se describen los procesos más usados para el tratamiento de lodos. Las alternativas básicas que pueden emplearse se muestran en la figura siguiente.



Alternativas básicas para el tratamiento y disposición de lodos

Capítulo 19

Características de los lodos

En este capítulo se describen las fuentes y naturaleza de los lodos y se plantea el procedimiento para efectuar el balance de masa antes de abordar los varios procesos de tratamiento.

19.1 Tipos de lodos y sus características

Arena

La arena, trozos de vidrio, tuercas, tornillos y otros materiales densos que se retienen en los desarenadores no son realmente lodo, pues no tienen consistencia fluida. Este material se desagua fácilmente y es relativamente estable a la actividad biológica, es decir, no es biodegradable. En general, se transporta directamente en camiones de volteo al sitio de disposición final de residuos sólidos municipales.

Lodos primarios o crudos

El lodo que se concentra en el fondo del sedimentador primario contiene de 3 a 8 por ciento de sólidos (1 por ciento de sólidos = 1 g de sólidos/100 ml de volumen de lodos); de éstos, aproximadamente 70% son de naturaleza orgánica. Este lodo adopta condiciones anaerobias rápidamente y es pestífero.

Lodos secundarios

Este lodo es el desecho del proceso de tratamiento secundario; contiene microorganismos y materiales inertes. El 90 por ciento de los sólidos son de naturaleza orgánica. Cuando se suprime el suministro de aire adopta condiciones anaerobias pestíferas, si no se le trata antes de disponerlo. El contenido de sólidos depende de la fuente, por ejemplo, es de 0.5 a 2.0 por ciento en los lodos activados de desecho y de 2 a 5 por ciento en el lodo de filtros percoladores. En algunos casos, los lodos secundarios contienen precipitados químicos en gran cantidad debido a que el tanque de aireación es usado como tanque de reacción para la adición de sustancias químicas, necesarias para la remoción de fósforo.

Lodos terciarios

La naturaleza del procesos de tratamiento terciario influye en las características de los lodos generados. Por ejemplo, la remoción de fósforo produce lodos químicos difíciles de manejar y tratar. Cuando la remoción de fósforo se realiza en el proceso de lodos activados, el lodo químico se combina con el biológico, propiciando que éste último sea más difícil de tratar. La remoción de nitrógeno por desnitrificación produce un lodo biológico con propiedades muy similares a las de los lodos activados de desecho.

19.2 Relaciones de volumen y masa

Debido a que el volumen de los lodos es función de su contenido de agua, se puede estimar si se sabe el porcentaje y la gravedad específica de los sólidos. Para el cálculo de la gravedad específica se emplea la siguiente ecuación:

$$S_e = \frac{M_s}{\rho} \left[\frac{(S_f)(\rho) + (S_v)(\rho)}{(S_f)(M_f)(\rho) + (S_v)(M_v)(\rho)} \right] \dots \dots \dots (19.1)$$

donde:

- S_e = gravedad específica de los sólidos
- M_s = masa de sólidos, kg
- ρ = densidad del agua = 1000 kg/m³
- S_f = gravedad específica de los sólidos fijos
- S_v = gravedad específica de los sólidos volátiles
- M_f = masa de los sólidos fijos, kg
- M_v = masa de los sólidos volátiles

Suponiendo, sin error apreciable, que la gravedad específica del agua es 1.0, la gravedad específica de los lodos se puede calcular con la siguiente expresión:

$$S_{el} = \frac{S_e}{P_s + (S_e)(P_a)} \dots \dots \dots (19.2)$$

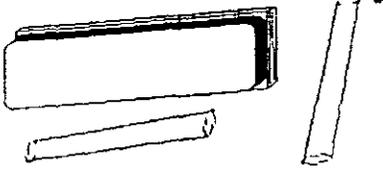
donde

- S_{el} = gravedad específica del lodo
- P_s = porcentaje de sólidos en fracción decimal
- P_a = porcentaje de agua en fracción decimal

Con estas expresiones puede calcularse el volumen de lodos (V_l) con la siguiente ecuación:

$$V_l = \frac{M_s}{(\rho)(S_e)(P_a)} \dots \dots \dots (19.3)$$

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 19.1

Empleando los datos de un tanque de sedimentación primaria que se presentan a continuación, determine la producción diaria de lodos.

Parámetro	Unidad	Dato
Gasto	m ³ /s	0.150
SS en el influente	mg/l (g/m ³)	280.0 (280)
Eficiencia de remoción	%	59.0
Concentración de lodos	%	5.00
Sólidos volátiles	%	60
Gravedad específica de los sólidos volátiles		0.990
Sólidos fijos	%	40.0
Gravedad específica de los sólidos fijos		2.65

Solución

Se comenzará por calcular la gravedad específica de los sólidos S_o ; puede hacerse sin calcular M_s , M_f y M_v , sabiendo que son proporcionales a la composición en por ciento

$$M_s = M_f + M_v$$

$$M_s = 0.400 + 0.600 = 1.00$$

Usando la ecuación (19.1), se obtiene

$$S_o = \left(\frac{1}{1000} \right) \frac{(2.65)(1000)(0.990)(1000)}{(0.990)(0.400)(1000) + (2.65)(0.600)(1000)}$$

$$S_o = 1.321 = 1.32$$

La gravedad específica de los lodos se calcula con la ecuación (19.2) :

$$S_{el} = \frac{1.321}{0.05 + (1.321 \times 0.950)} = 1.012 = 1.01$$

La masa de los lodos se estima a partir de la concentración de los sólidos suspendidos que entran y de la eficiencia de remoción del tanque primario:

$$M_s = 0.59 \times 280.0 \text{ mg/l} \times 0.15 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s/d} \times 10^{-3} \text{ kg/g} = 2.14 \times 10^3 \text{ kg/d}$$

El volumen de los lodos se calcula con la ecuación (19.3):

$$V_l = \frac{2.14 \times 10^3 \text{ kg/d}}{1000 \text{ kg/m}^3 \times 1.012 \times 0.05} = 42.29 \approx 42.3 \text{ m}^3/\text{d}$$

19.3. Ecuaciones de balance de masa

La ecuación de balance material establece que en un sistema

$$\textit{Tasa de acumulación} = \textit{tasa de entrada} - \textit{tasa de salida}$$

Como los procesos físicos, químicos y biológicos de tratamiento no pueden crear ni destruir la materia, la ecuación anterior puede plantearse de la siguiente manera:

$$\frac{dS}{dt} = M_{ent} - M_{sal} \dots \dots \dots (19.4)$$

donde M_{ent} y M_{sal} representan la masa de sustancias químicas disueltas, sólidos o gas que entran y salen de un proceso o grupo de procesos.

Al suponer condiciones de estado estable, $dS/dt = 0$ y la ecuación (19.4) se escribe

$$M_{ent} = M_{sal}$$

El balance de masa es muy útil para predecir las cargas de sólidos promedio que se manejarán en la planta a largo plazo; con esta información es posible determinar costos de operación y las cantidades de lodo que se enviarán al sitio de disposición final. Sin embargo, el balance de masa no establece la carga de sólidos que cada parte del equipo debe ser capaz de procesar. El diseño de un componente en particular se hace considerando las condiciones críticas de carga que se espera encontrar. Generalmente esta carga no se determina aplicando modelos de estado estable debido a consideraciones de almacenamiento y calendario de la planta. Así, el incremento o disminución de la tasa de sólidos que llega a cualquier pieza del equipo en particular, no es directamente proporcional a la tasa de sólidos que llega a las obras de entrada a la planta.

Los cálculos de balance de masa se realizan mediante el siguiente procedimiento:

1. Se dibuja el diagrama de flujo.

La Figura 19.1 muestra un ejemplo de diagrama de flujo.

2. Se identifican todas las corrientes.

Con respecto a la Figura 19.1, la corriente A contiene sólidos del agua cruda más sólidos generados por la adición de sustancias químicas al agua residual. Sea A la *tasa de flujo másico* de sólidos en la corriente A, en kg por día.

- Se identifican las relaciones de corrientes de entrada y salida de una a otra unidad en términos de masa.

Por ejemplo, para el tanque de sedimentación primaria, sea η_E la relación de sólidos en el flujo inferior del tanque (E) entre la entrada de sólidos (A + M). η_E es un indicador de la eficiencia de separación de sólidos. La ecuación general es:

$$\eta_i = \frac{\text{masa de sólidos en la corriente } i}{\text{masa de sólidos que entran a la unidad}} \dots \dots \dots (19.5)$$

Por ejemplo,

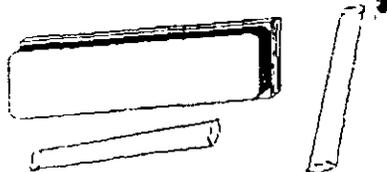
$$\eta_p = \frac{P}{K + H}$$

$$\eta_j = \frac{J}{E}$$

El desempeño de una unidad se especifica cuando se asigna un valor a η_i .

- Se combinan las relaciones de balance de masa, de manera que se reduzcan a una ecuación que describa una corriente específica en términos de cantidades dadas o conocidas, o unas que puedan calcularse a partir del conocimiento del comportamiento del proceso.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 19.2

Con base en la Figura 19.1 y considerando que A, η_E , η_j , η_N , η_p y η_H son conocidos, o pueden ser determinados por las características químicas del agua y entendiendo las eficiencias de separación-destrucción de sólidos del procesamiento considerado, establezca una expresión para el flujo másico de salida (E) del tanque de sedimentación primaria.

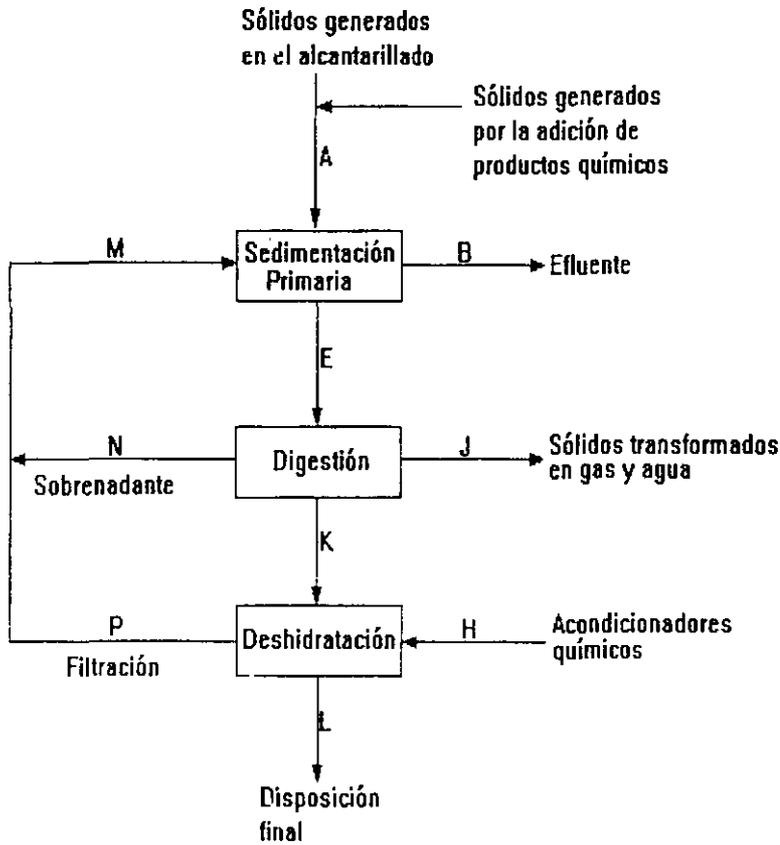


Figura 19.1. Diagrama de flujo de una planta de tratamiento

Solución

- a. Se define M efectuando balances de sólidos con las corrientes que se observan alrededor del tanque de sedimentación primaria

$$\eta_E = \frac{E}{A - M} \quad (i)$$

Entonces,

$$M = \frac{E}{\eta_E} - A \quad (ii)$$

- b. Se define M con balances en las corrientes recicladas:

$$M = N + P \quad (iii)$$

$$N = \eta_N E \quad (iv)$$

$$P = \eta_p(H + K) \quad (\text{v})$$

$$H = \eta_H K \quad (\text{vi})$$

De ahí que

$$P = \eta_p (1 + \eta_H)K \quad (\text{vii})$$

$$K + J + N = E \quad (\text{viii})$$

Luego

$$K = E - J - N = E - \eta_j E - \eta_N E = E (1 - \eta_j - \eta_N) \quad (\text{ix})$$

y

$$P = \eta_p E (1 - \eta_j - \eta_N)(1 + \eta_H) \quad (\text{x})$$

Entonces

$$M = E [(\eta_N + \eta_p (1 - \eta_j - \eta_N)(1 + \eta_H))] \quad (\text{xi})$$

c. Igualando las ecuaciones (ii) y (xi) para eliminar M

$$\frac{E}{\eta_E} - A = E [\eta_N + \eta_p(1 - \eta_j - \eta_N)(1 + \eta_H)]$$

$$E = \frac{A}{\frac{1}{\eta_E} - \eta_N - \eta_p(1 - \eta_j - \eta_N)(1 + \eta_H)}$$

E se expresa en términos de las cargas de sólidos en el influente, supuestas o conocidas, y las eficiencias de separación-destrucción de los sólidos.

Una vez que se ha obtenido la ecuación para E, las ecuaciones para las otras corrientes se pueden obtener con facilidad. En el Cuadro 19.1 se resumen las ecuaciones desarrolladas.

Cuadro 19.1
Ecuaciones de balance de masa para la Figura 19.1

$$E = \frac{A}{\frac{1}{\eta_E} - \eta_N - \eta_p(1 - \eta_j - \eta_N)(1 + \eta_H)}$$

$$M = \frac{E}{\eta_E} - A$$

$$B = (1 - \eta_E)(A + M)$$

$$J = \eta_j E$$

$$N = \eta_N E$$

$$K = E(1 - \eta_j - \eta_N)$$

$$H = \eta_H K$$

$$P = \eta_p (1 + \eta_H) K$$

$$L = K (1 + \eta_H) (1 - \eta_p)$$

Fuente U.S. Environmental Protection Agency (EPA), Manual de Diseño de Procesos, Tratamiento y Disposición de Lodos

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Problemas propuestos

1. Determine la producción de lodos primarios diaria y anual de una planta de tratamiento con las siguientes características:
Gasto = $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$
Sólidos suspendidos en el influente = 155.0 mg/l
Eficiencia de remoción = 53.0%
Sólidos volátiles = 70.0%
Gravedad específica de los sólidos volátiles = 0.970
Sólidos fijos = 30.0%
Gravedad específica de los sólidos fijos = 2.50

2. Determine la producción de lodos primarios diaria y anual de una planta de tratamiento con las siguientes características:

Gasto = $2.0 \text{ m}^3/\text{s}$

Sólidos suspendidos en el influente = 179.0 mg/l

Eficiencia de remoción = 47.0%

Concentración de lodos = 5.20%

Sólidos volátiles = 68%

Gravedad específica de los sólidos volátiles = 0.999

Sólidos fijos = 32.0%

Gravedad específica de los sólidos fijos = 2.50

Espesamiento

Generalmente se aplican dos métodos para llevar a cabo el espesamiento: *flotación* o *espesamiento a gravedad*; en el primero se propicia que los sólidos floten por encima del líquido y en el segundo se les deja sedimentar hasta el fondo. El objetivo del espesamiento es remover la mayor cantidad de agua que sea posible antes de la deshidratación final o digestión del lodo. Gracias a este proceso de bajo costo se reduce a la mitad el volumen de los lodos.

20.1 Espesamiento por flotación

En el proceso de espesamiento por flotación se inyecta al lodo una gran cantidad de aire a presión (275 a 550 kPa). El lodo, con el aire disuelto, fluye hacia el interior de un tanque abierto en donde, a presión atmosférica, el aire sale de la solución en forma de pequeñas burbujas que se unen por sí mismas a las partículas sólidas del lodo, dirigiéndose a la superficie donde flotan. En la superficie el lodo forma una capa que se remueve mediante un dispositivo de desnatado para procesarlo posteriormente. El espesamiento por flotación incrementa el contenido de sólidos de los lodos activados de 0.5 - 1 por ciento a 3 - 6 por ciento. En general, los lodos activados responden bien a la flotación y mal al espesamiento por gravedad. La Figura 20.1 muestra un espesador por flotación con aire.

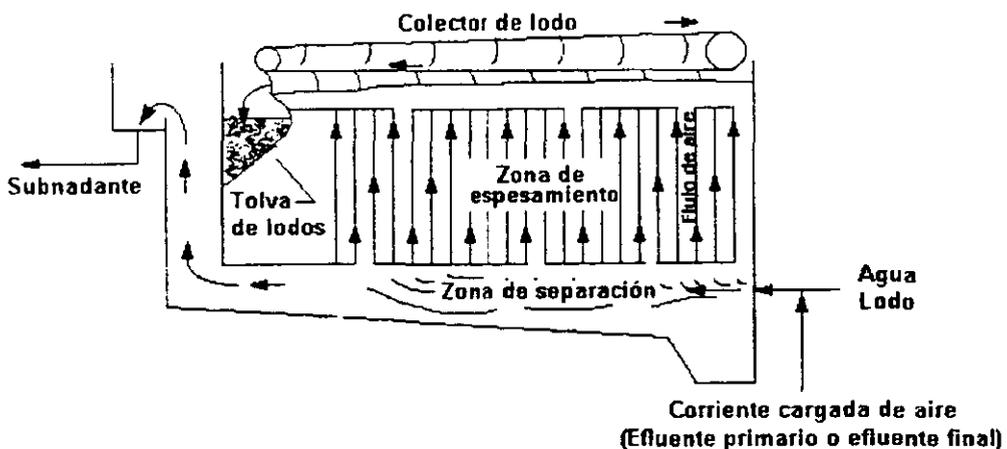


Figura 20.1. El proceso de flotación del lodo con aire disuelto se usa para espesar el lodo de desecho.

20.2 Espesamiento a gravedad

El espesamiento a gravedad es un proceso simple usado desde hace muchos años en lodos primarios. Se trata de un proceso de sedimentación similar al que ocurre en los tanques del subsistema primario. Los lodos fluyen hacia el interior de un tanque, como el mostrado en la Figura 20.2, de apariencia muy similar a los clarificadores circulares que se usan en la sedimentación primaria y secundaria. Los sólidos se posan en el fondo donde una rastra para trabajo pesado los lleva hacia una tolva, de donde son retirados para procesarlos posteriormente.

El tipo de lodos influye en el desempeño del espesamiento; los mejores resultados se obtienen con lodos primarios puros, pero al incrementarse la proporción de lodos secundarios decrece el espesamiento de los sólidos sedimentados. La concentración de sólidos de los lodos primarios puros, de 1 - 3 por ciento, aumenta a 10 por ciento durante el espesamiento. La tendencia actual es usar el espesamiento a gravedad para lodos primarios, flotación para lodos activados y combinar los lodos espesados con ambos métodos para su procesamiento posterior.

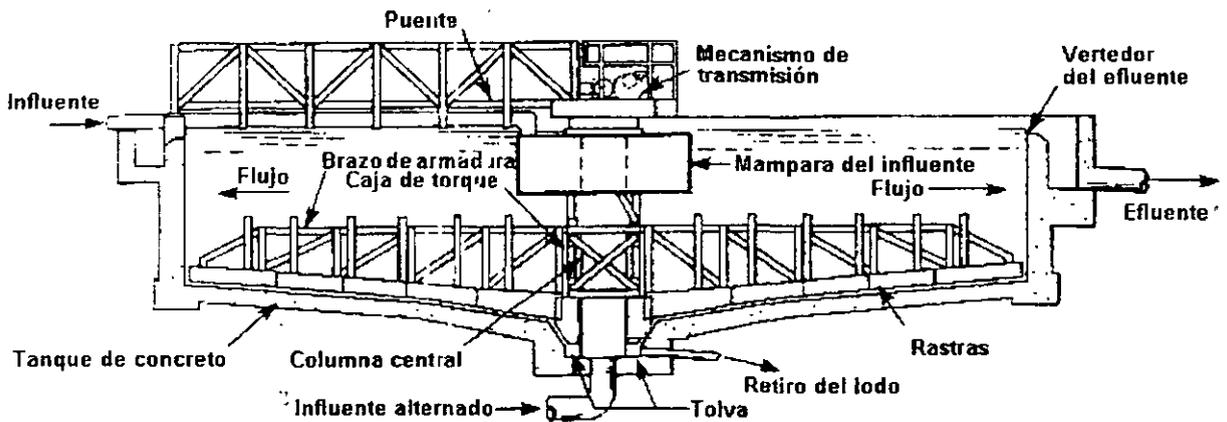


Figura 20.2. Espesador a gravedad típico.

El Cuadro 20 1 presenta información de la concentración de sólidos en lodos espesados y tasas de carga usadas comúnmente para el diseño de espesadores a gravedad; no obstante, debe advertirse que, siempre que sea posible, el diseño de espesadores de este tipo debe hacerse con base en resultados obtenidos en análisis en planta piloto, debido a que las tasas de carga con las que se obtienen buenos resultados dependen en gran medida de la naturaleza de los lodos.

Para el diseño de espesadores a gravedad se puede aplicar el procedimiento gráfico de Dick, basado en el de N. Yoshioka, que emplea el concepto de *flujo de sólidos* o *flux*, descrito en el Capítulo 16 relativo a sedimentación secundaria. En dicho capítulo se definió el flux como la masa de sólidos que pasa a través de un área horizontal unitaria por unidad de tiempo ($\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$). Esto puede expresarse matemáticamente con la siguiente ecuación:

$$F_s = (C_0) (v) \dots \dots \dots (20.1)$$

donde.

F_s = flux de sólidos, $\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$

- C_u = concentración de sólidos en el flujo inferior, esto es, el lodo que se retira de la tolva, kg/m^3
 v = velocidad del flujo inferior, m/s

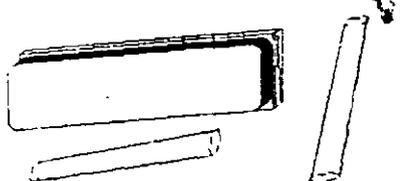
El procedimiento de diseño inicia trazando una curva de sedimentación batch con los datos del análisis en planta piloto, como se muestra en la Figura 20.3. Los datos de esta curva se usan para construir otra: la curva de flux (Figura 20.4). Se propone la concentración de flujo inferior y a partir de este valor, ubicado en el eje de las abscisas, se traza una recta que sea tangente a la curva de flux, prolongándola hasta intersectar al eje de las ordenadas; la ordenada en el punto de intersección corresponde al flux de diseño. A partir de este flux y la concentración de sólidos en el influente se determina el área superficial del tanque.

Cuadro 20.1
Contenido de sólidos típico en los lodos

Tipo de lodo	Concentración de lodos SS, %		Carga de sólidos para espesadores por gravedad $\text{kg/m}^2 \text{ h}$
	No espesados	Espesados	
Separados			
Lodos primarios	2 - 7	5 - 10	4 - 6
Lodos de filtros percoladores	1-4	3 - 6	1.5 - 2.0
Contactores biológicos rotatorios	1 - 3.5	2 - 5	1.5 - 2.0
Lodos activados	0.5 - 1.5	2 - 3	0.5 - 1.5
Lodos del proceso con oxígeno puro	0.8 - 3.0	2.5 - 9	1.04 - 2.08
Lodos terciarios			
CaO alto	3 - 4.5	12 - 15	5 - 12
CaO bajo	3 - 4.5	10 - 12	2 - 6
Fe	0.5 - 1.5	3 - 4	0.5 - 2.0
Combinados			
Lodos primarios y de lodos activados	0.5 - 4	4 - 7	1 - 3.5
Lodos primarios y de filtros percoladores	2 - 6	5 - 9	2 - 4
Lodos primarios y de contactores biológicos	2 - 6	5 - 8	2 - 3
Lodos primarios + Fe	2	4	1
Lodos primarios + CaO bajo	5	7	4
Lodos primarios + CaO alto	7.5	12	5
Lodos primarios y de lodos activados + Fe	1.5	3	1
Lodos primarios y de lodos activados + Al	0.2 - 4	4.5 - 6.5	2 - 3.5
(Lodos primarios + Fe) y de filtros percoladores	0.4 - 0.6	6.5 - 8.5	3 - 4
(Lodos primarios + Fe) y de lodos activados	1.8	3.6	1
Lodos activados y de filtros percoladores	0.5 - 2.5	2 - 4	0.5 - 1.5

Fuente. Adaptado de U.S. Environmental Protection Agency, Process Design Manual, Sludge Treatment and Disposal

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 20.1

Se desea diseñar un espesador a gravedad para tratar el lodo del tanque de sedimentación primaria del problema ejemplo 19.1. En el flujo inferior del tanque, la concentración del lodo espesado debe ser del 10 %. Supóngase que el comportamiento de los lodos coincide con la curva de sedimentación batch mostrada en la Figura 20.3.

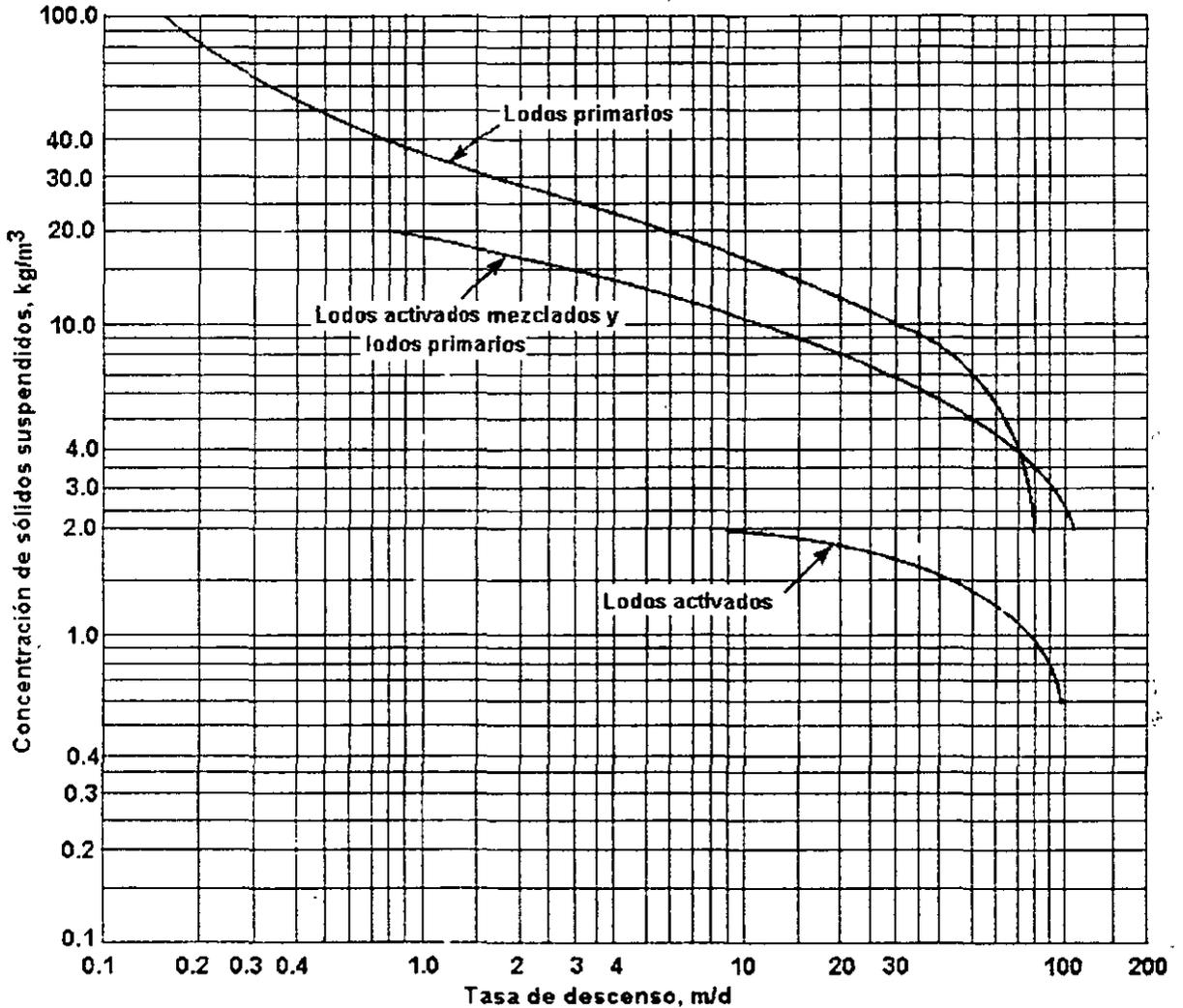


Figura 20.3. Curvas de sedimentación batch.

Solución

Primero se calcula el flux de sólidos para varias concentraciones de sólidos suspendidos propuestas de manera arbitraria.

SS, kg/m ³	v, m/d	F _s , kg/d.m ²
100	0.125	12.5
80	0.175	14.0
60	0.30	18.0
50	0.44	22.0
40	0.78	31.0
30	1.70	51.0
20	5.30	106.0
10	34.0	340.0
5	62.0	310.0
4	68.0	272.0
3	76.0	228.0
2	83.0	166.0

Las cantidades de la primera columna fueron propuestas arbitrariamente. Los datos de la segunda columna fueron obtenidos de la Figura 20.3 con los valores de la primera columna. La tercera columna se obtuvo multiplicando las cantidades de la primera columna por las de la segunda.

El porcentaje de la concentración de sólidos es 0.10 veces los SS en kg/m³. Convirtiendo los valores de la primera columna en porcentajes y graficándolos con respecto a los datos de la última columna, se obtiene la curva flux batch que se muestra en la Figura 20.4.

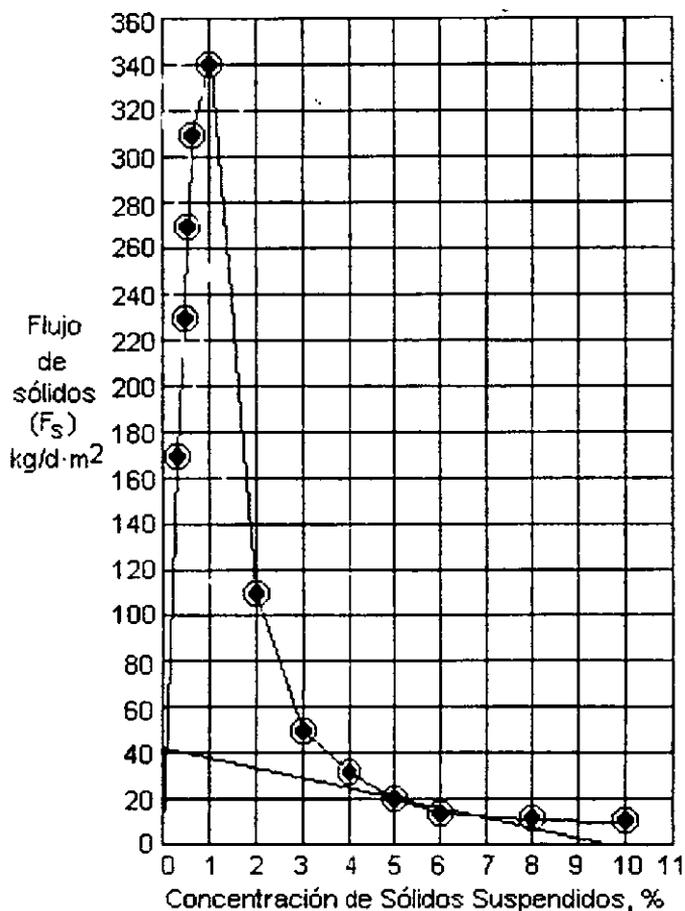


Figura 20.4. Curva flux batch.

La línea tangente trazada a partir de 10 % corta al eje de las ordenadas en el flux de sólidos de 43 kg/d.m².

En el problema ejemplo 19.1, se encontró que la masa de sólidos debe ser de 2.14 x 10³ kg/d. Entonces, el área superficial requerida para el espesador es

$$A_s = \frac{2.14 \times 10^3}{43} = 49.77 \approx 50 \text{ m}^2$$

Problema ejemplo 20.2

La Figura 20.5 muestra el diagrama de flujo de un sistema de tratamiento de aguas residuales integrado por unidades de tratamiento primario seguidas por un sistema de lodos activados.

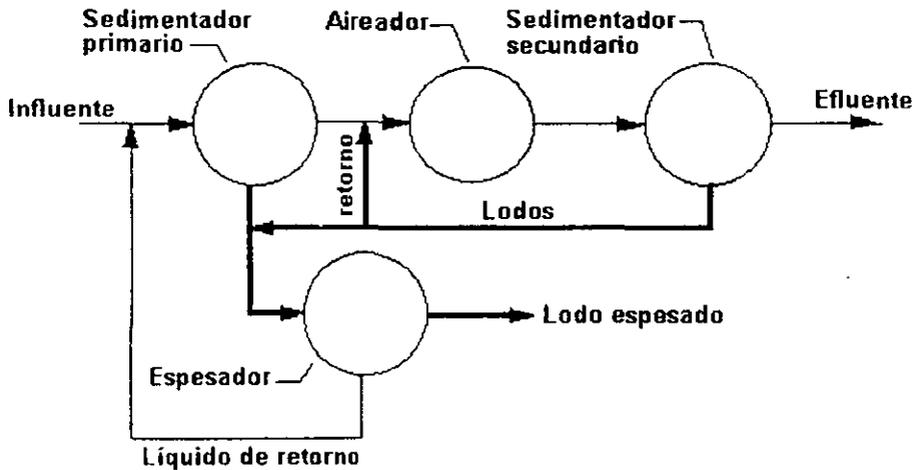


Figura 20.5. Diagrama de flujo de un sistema de tratamiento.

Los lodos primarios y secundarios se combinan y se espesan a gravedad para su tratamiento posterior. Las características del sistema son las siguientes:

Agua residual		Sistema de tratamiento		Lodos	
Parámetro	Valor	Característica	Valor	Origen	Valor
SS en el influente, mg/l	200	Diámetro del sedimentador primario, m	25	Primarios, % de sólidos	5.0
DBO en el influente, mg/l	225	Volumen del aireador, m ³	2900	Secundarios, % de sólidos	0.75
DBO en el efluente, mg/l	20	SSLM en el aireador, mg/l	3500	Espesados, % de sólidos	4.0
Gasto, m ³ /d	19,000				

Determinar:

- a. La carga de sólidos que tendrán las obras de disposición, en kg/día
- b. El porcentaje de reducción de volumen obtenido en el espesador

Solución

1. Cálculo de la masa y volumen de los sólidos primarios.

El área del sedimentador primario es

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 25^2}{4} = 491 \text{ m}^2$$

La tasa de flujo superior es

$$\frac{19,000 \text{ m}^3/d}{491 \text{ m}^2} = 38.7 \text{ m/d}$$

De la Figura 11.7, la eficiencia del sedimentador es

$$\begin{aligned} \text{SS} &= 58\% \\ \text{DBO} &= 32\% \end{aligned}$$

La masa de sólidos primarios (M_p) removidos es:

$$M_p = \xi \times \text{SS} \times Q$$

donde:

- ξ = eficiencia del sedimentador primario
- SS = sólidos suspendidos totales en el efluente, kg/m^3
- Q = gasto, m^3/d

Sustituyendo, se tiene

$$M_p = 0.58 \times 0.200 \text{ kg/m}^3 \times 19,000 \text{ m}^3/d = 2204 \text{ kg/d}$$

y el volumen de los lodos primarios es:

$$V_p = \frac{M_p}{1000 \times S}$$

donde

- V_p = volumen de sólidos primarios producidos, m^3/d
- M = masa de sólidos secos, kg/d
- S = contenido de sólidos expresados como fracción decimal
- 1000 = densidad del agua, kg/m^3

$$V_p = \frac{2204 \text{ kg/d}}{1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.05} = 44.1 \text{ m}^3/d$$

2 Cálculo de la masa de sólidos secundarios y el volumen de los lodos secundarios.

Se obtiene la relación sustrato-biomasa (F/M):

El sustrato consumido en el aireador es

$$\text{DBO}_{\text{entrada}} = (1.0 - 0.32) 225 \text{ mg/l} = 153 \text{ mg/l}$$

$$DBO_{salida} = DBO \text{ del efluente} = 20 \text{ mg/l}$$

$$DBO_{consumida \text{ en el aireador}} = 153 - 20 = 133 \text{ mg/l}$$

$$0.133 \text{ kg/m}^3 \times 19,000 \text{ m}^3/d = 2527 \text{ kg/d}$$

La biomasa en el reactor es $3.5 \text{ kg/m}^3 \times 2900 \text{ m}^3 = 10\,150 \text{ kg}$.

La relación sustrato-biomasa es

$$FIM = \frac{2527 \text{ kg/d}}{10,150 \text{ kg}} = 0.25 \text{ d}^{-1}$$

El factor de conversión de biomasa Y' se puede obtener de la Figura 20.6

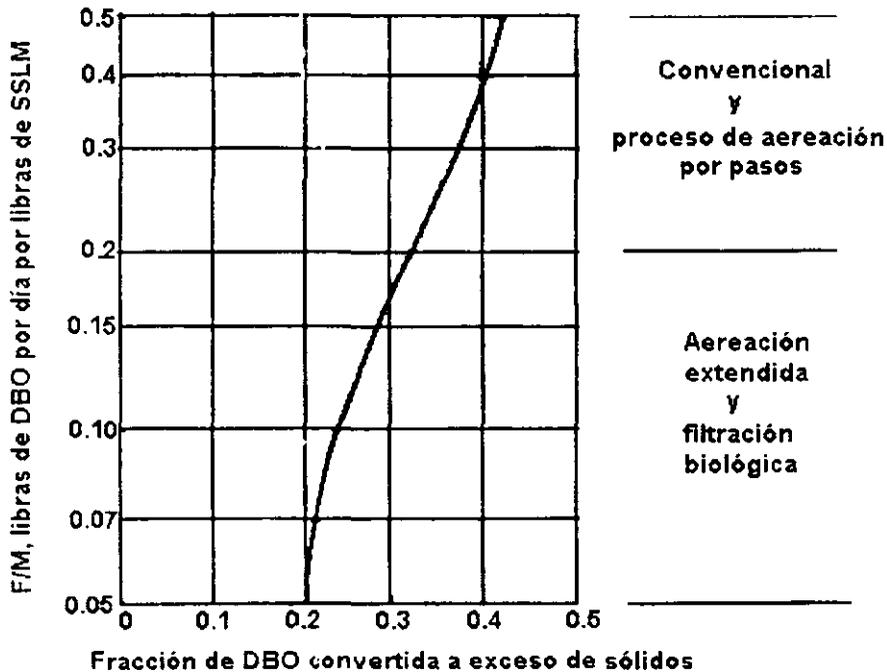


Figura 20.6. Diagrama generalizado de la producción en exceso de lodos (Y'), como una función de la relación sustrato-biomasa.

El factor de conversión de biomasa es $Y' = 0.35$. La masa de sólidos secundarios M_s es

$$M_s = Y' \times DBO_5 \times Q$$

donde:

Y' = factor de conversión de biomasa, definido como la fracción de sustrato (DBO_5) que se

transforma en biomasa, kg/kg

DBO_5 = DBO_5 removida en el tratamiento secundario, kg/m³

Q = gasto, m³/d

Sustituyendo

$$M_s = 0.35 \times 0.133 \text{ kg/m}^3 \times 19,000 \text{ m}^3/\text{d} = 884 \text{ kg/d}$$

El volumen de lodos secundarios es

$$V_s = \frac{884 \text{ kg/d}}{1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.0075} = 118 \text{ m}^3/\text{d}$$

3. Cálculo de la masa total de sólidos y del volumen total de lodo enviado al espesador.

$$M_T = M_p + M_s = 2204 + 884 = 3088 \text{ kg/d}$$

$$V_T = V_p + V_s = 44.1 + 118 = 162.1 \text{ m}^3/\text{d}$$

4. Cálculo de la masa total de sólidos y del volumen total de lodo que sale del espesador rumbo a las obras de disposición:

Suponiendo que en el sobrenadante la cantidad de sólidos es despreciable, la masa total de sólidos en el lodo espesado es 3088 kg/d.

El volumen total de lodo espesado es

$$V_{\text{espesado}} = \frac{3088 \text{ kg/d}}{1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.04} = 77.2 \text{ m}^3/\text{d}$$

5. Cálculo del porcentaje de reducción de volumen logrado en el espesador

$$\frac{162.1 - 77.2}{162.1} \times 100 = 52 \%$$

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. Aproximadamente, ¿cuál es el contenido de sólidos de los lodos primarios y secundarios? ¿por qué existe diferencia en el contenido?
2. Describa brevemente el funcionamiento de un *espesador a gravedad*.
3. Describa brevemente el proceso de *flotación con aire disuelto*.
4. Se tiene una planta de tratamiento de aguas residuales a base de tratamiento primario seguido de un sistema secundario de lodos activados. Los lodos del sedimentador primario y el lodo activado desechado se mezclan y espesan a gravedad. El lodo primario contiene 1250 kg de sólidos secos por día con un contenido de sólidos de 4 por ciento. El lodo activado de desecho

contiene 525 kg de sólidos secos por día y tiene un contenido de sólidos de 1.2 por ciento. Después del espesamiento, la mezcla tiene un contenido de sólidos de 3.0 por ciento.

Calcula el volumen de lodos que debe procesarse después del espesamiento y el porcentaje de reducción de volumen en el espesador.

5. Un sistema de aireación de alta tasa produce $1140 \text{ m}^3/\text{d}$ de lodo de desecho. El lodo se desecha directamente del aireador y tiene una concentración de sólidos de 3300 mg/l . Este lodo se espesa al 3.0 por ciento empleando una unidad de flotación con aire disuelto. Determine el volumen de lodo espesado.
6. Determina el área superficial requerida para los espesadores a gravedad para espesar el lodo activado de desecho de una planta, con una concentración de $10,600 \text{ mg/l}$ a 2.5 por ciento de sólidos. El gasto del lodo activado de desecho es $3255 \text{ m}^3/\text{d}$. Suponga que las curvas de sedimentación batch de la Figura 20.3 son aplicables. Considere que ningún espesador tiene más de 30.0 m de diámetro.
7. Determina el área superficial requerida para los espesadores a gravedad del problema 6 si se mezclan $710 \text{ m}^3/\text{d}$ de lodo primario con lodo activado de desecho para formar un lodo con 2.00 por ciento de sólidos. El lodo final ha de tener una concentración de sólidos de 5.00 por ciento. Suponga que aplica la curva de sedimentación batch para lodo activado de desecho y lodo primario de la Figura 20.3.

Capítulo 21

Estabilización

Los propósitos principales de la estabilización de lodos son: romper bioquímicamente los sólidos orgánicos para que sean más estables (menos pestíferos y menos putrescibles) y más deshidratables, y para reducir la masa del lodo. Si se ha decidido deshidratar y quemar, no se aplica la estabilización. Existen dos procesos básicos de estabilización: *digestión anaerobia* y *digestión aerobia*. El primero se lleva a cabo en tanques cerrados desprovistos de oxígeno y en el segundo se inyecta aire en el lodo.

21.1 Digestión aerobia

La digestión aerobia de los lodos biológicos es la continuación del proceso de lodos activados. Cuando un cultivo de microorganismos heterótrofos aerobios se introduce en un ambiente que contiene una fuente de material orgánico, removerán y utilizarán la mayor parte de este material. Una fracción de la materia orgánica removida se utilizará en la función de síntesis, lo que produce el incremento de biomasa. El material remanente será canalizado en energía del metabolismo y oxidado a bióxido de carbono, agua y material inerte soluble para proporcionar energía para las funciones de síntesis y mantenimiento (soporte de la vida). Una vez que la fuente externa de material orgánico se ha consumido los microorganismos entrarán en la fase de respiración endógena, en la que el material celular se oxida para satisfacer el mantenimiento de energía usada para el soporte de la vida. Si esta situación continúa por un periodo extendido de tiempo, la cantidad total de biomasa se reducirá considerablemente. Además, la porción remanente exhibirá un estado tan reducido de energía que puede considerarse biológicamente estable y adecuado para su disposición en el ambiente. Esto constituye el principio básico de la digestión aerobia.

La digestión aerobia se produce aireando los lodos orgánicos en un tanque abierto parecido a un tanque de aireación de lodos activados. El digestor aerobio debe preceder a un tanque de sedimentación, a menos que se decida disponer el lodo en forma líquida en el suelo. A diferencia del proceso de lodos activados, el efluente (sobrenadante) del sedimentador se recicla conduciéndolo hacia el extremo inicial de la planta. Esto se debe a que el sobrenadante tiene una cantidad grande de sólidos suspendidos (100 a 300 mg/l), DBO_5 (hasta 500 mg/l), NTK (hasta 200 mg/l) y P total (hasta 100 mg/l).

Debido a que la fracción de materia volátil es pequeña, la gravedad específica de los sólidos de los lodos digeridos será más grande de lo que fue antes de la digestión. Así, los sólidos se sedimentan formando una masa más compacta y la concentración del flujo inferior del sedimentador puede alcanzar el 3 por ciento. Fuera de esto, sus propiedades de deshidratación son muy malas.

Los criterios de diseño para digestión aerobia se presentan en el Cuadro 21.1. En esencia, el procedimiento de diseño es el mismo que para reactores de lodos activados.

Cuadro 21.1
Parámetros de diseño típicos para digestión aerobia

Parámetro	Valor
Tiempo de retención θ_c	
Sólo lodos activados	15 - 20 d
Lodos activados más primarios	20 - 25 d
Aire requerido (aire difundido)	
Sólo lodos activados	20 - 35 litros/min m^3
Lodos activados más primarios	55 - 65 litros/min m^3
Energía requerida (aire superficial)	0.02 - 0.03 kW/ m^3
Carga de sólidos	1.6 - 3.2 kg SSV/ m^3 d

Fuente: Steele y McGhee.

21.2 Digestión anaerobia

El tratamiento anaerobio de desechos complejos considera dos etapas. En la primera, los componentes de los desechos complejos, que incluyen grasas, proteínas y polisacáridos, son hidrolizados a sus subunidades componentes por un grupo heterogéneo de bacterias facultativas y anaerobias. Las bacterias sujetan los productos de la hidrólisis (triglicéridos, ácidos grasos, amino ácidos y azúcares) a fermentación y otros procesos metabólicos, llevando a la formación de compuestos orgánicos simples. Estos compuestos son principalmente de cadena corta (volátiles) ácidos y alcoholes. La primera etapa se denomina comúnmente fermentación ácida. En esta etapa el material orgánico simplemente se convierte a ácidos orgánicos, alcoholes y nuevas células bacterianas, de manera que se experimenta poca estabilización de DBO o DQO. En la segunda etapa, varias especies de bacterias anaerobias estrictas convierten los productos finales de la primera etapa en gases (principalmente metano y bióxido de carbono). Aquí es donde ocurre la estabilización verdadera del material orgánico. A esta etapa se le llama fermentación de metano. En la Figura 21.1 se ilustran las dos etapas del tratamiento anaerobio de desechos. Es importante destacar que, no obstante que el proceso anaerobio se presenta como de naturaleza secuencial, las dos etapas tienen lugar de manera simultánea y sinérgica. Los ácidos primarios producidos durante la fermentación ácida son propiónico y acético. La importancia de estos ácidos como precursores de la formación de metano se ilustra también en la Figura 21.1.

Las bacterias responsables de la fermentación ácida son relativamente tolerantes a los cambios de pH y temperatura y tienen una tasa de crecimiento mayor que las bacterias responsables de la fermentación de metano. En virtud de lo anterior, se supone que la fermentación de metano controla el proceso de tratamiento anaerobio del desecho.

Considerando 35.5°C como temperatura óptima para el tratamiento anaerobio de desechos, Lawrence propone que, en el intervalo de 20 a 35 °C, la cinética de la fermentación del metano de ácidos grasos de cadena larga y corta, describirá adecuadamente la cinética global del tratamiento

anaerobio. Así, las ecuaciones cinéticas que se presentaron para describir el proceso de lodos activados completamente mezclados son igualmente aplicables al proceso anaerobio.

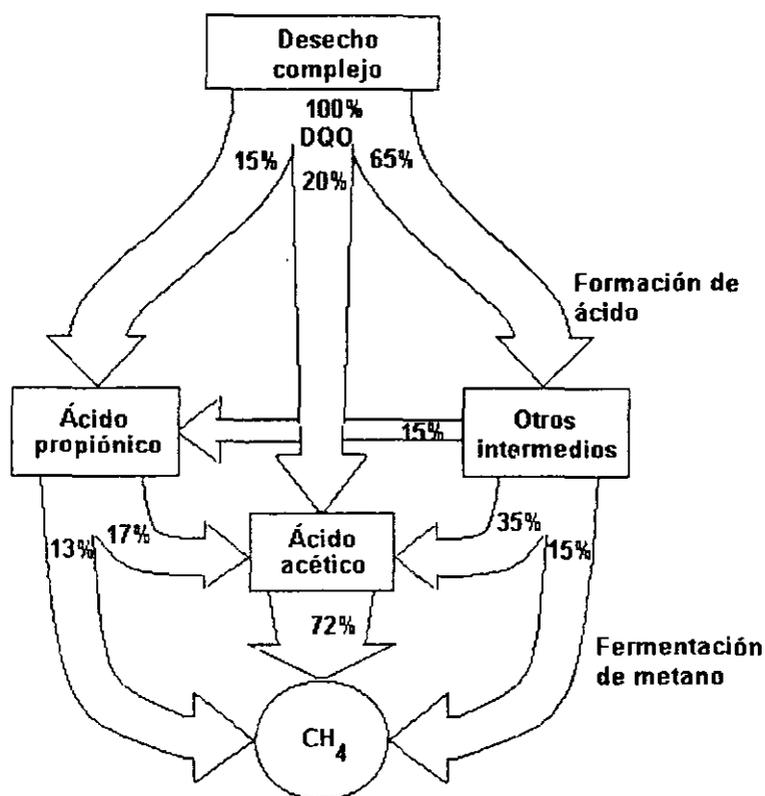


Figura 21.1. Trayectoria y productos de la digestión anaerobia de lodos de agua residual.

Actualmente se emplean esencialmente dos tipos de procesos de digestión anaerobia: de *tasa estándar* y de *alta tasa*.

En el proceso de *tasa estándar* no se emplea mezclado de lodos, sino que más bien se deja que el contenido del digester se estratifique en zonas, como se ilustra en la Figura 21.2.

La alimentación y salida del lodo son intermitentes. Generalmente se calienta el digester para incrementar la tasa de fermentación disminuyendo así el tiempo de retención requerido. El tiempo de retención varía entre 30 y 60 días para los digestores calentados. La tasa de carga orgánica para un digester de *tasa estándar* varía entre 0.48 y 1.6 kg de sólidos volátiles totales por m³ del volumen de digester por día.

La principal desventaja del proceso de *tasa estándar* es el volumen grande del tanque requerido a causa de los tiempos de retención largos, pequeñas tasas de carga y gruesa capa de escoria. Aproximadamente, un tercio del volumen del tanque se utiliza en el proceso de digestión. Los dos tercios restantes del volumen del tanque contienen el estrato de escoria, sólidos estabilizados y el sobrenadante. Debido a esta limitación, los sistemas de este tipo son usados generalmente sólo en plantas de tratamiento con capacidad de 0.04 m³/s o menor.

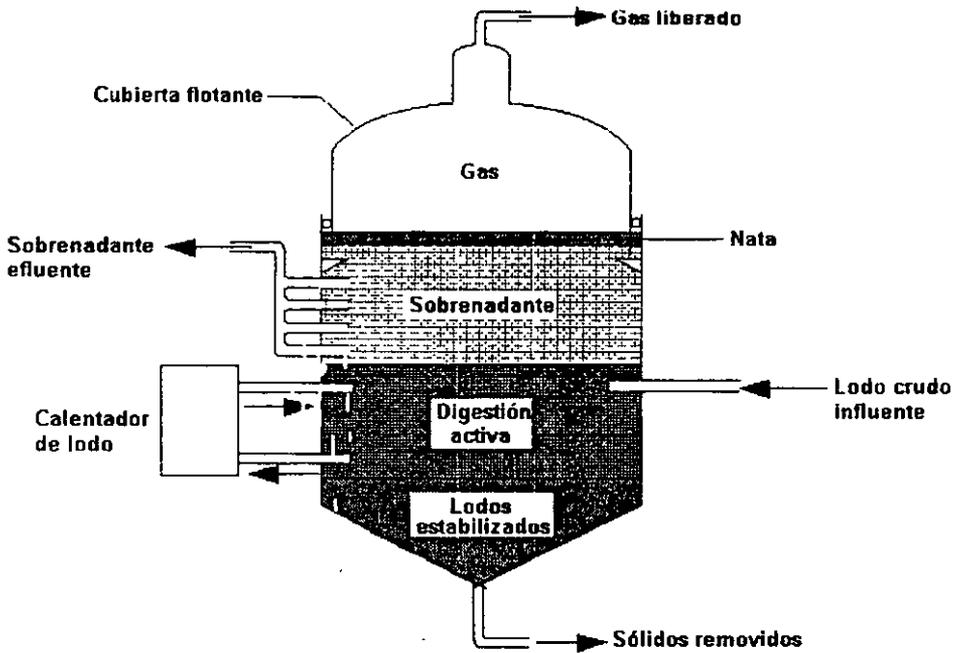


Figura 21.2. Esquema de un digestor anaerobio de tasa estándar.

El volumen del digestor de tasa estándar se determina por tasas de carga, periodo de digestión, reducción de sólidos y almacenamiento de lodos. Estos parámetros se relacionan por medio de la siguiente ecuación

$$V = \frac{V_1 + V_2}{2} t_1 + V_2 t_2 \dots \dots \dots (21.1)$$

donde:

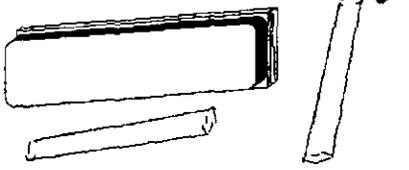
- V = volumen del digestor, m³
- V₁ = tasa de carga de lodo crudo, m³/d
- V₂ = tasa de acumulación de lodo digerido, m³/d
- t₁ = periodo de digestión, d
- t₂ = periodo de digestión del lodo digerido, d

En el Cuadro 21.2 se presentan los parámetros de diseño para digestores de tasa estándar.

Cuadro 21.2
Parámetros de diseño para digestores anaerobios

Parámetro	Tasa estándar	Alta tasa
Tiempo de retención de sólidos, d	30 - 90	10 - 20
Carga de sólidos volátiles, kg/m ³ /d	0.5 - 1.6	1.6 - 6.4
Concentración de sólidos digeridos, %	4 - 6	4 - 6
Reducción de sólidos volátiles, %	35 - 50	45 - 55
Producción de gas (m ³ /kg de SSV añadidos)	0.5 - 0.55	0.6 - 0.65
Contenido de metano, %	65	65

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 21.1

El lodo espesado del problema ejemplo 20.2 será estabilizado por digestión anaerobia empleando un digester de tasa estándar. Se sabe que 70 % del lodo es de naturaleza orgánica y 30 % inorgánica. Aproximadamente 60 % de la fracción orgánica se convierte en productos finales líquidos y gaseosos después de un periodo de 30 días. El lodo digerido contiene 5 % de sólidos y debe almacenarse por periodos de hasta 90 días. Determine el volumen requerido de un digester de una etapa de tasa estándar.

Solución

- 1 Se determina la tasa de carga de lodo crudo y la tasa de acumulación de lodo digerido.

Del problema ejemplo 20.2, la tasa de carga de lodo crudo es

$$V_1 = 77.2 \text{ m}^3/\text{d}$$

El lodo digerido consiste en sólidos no convertidos a líquidos y gases.

Masa total de sólidos = 3088 kg/d

Fracción orgánica = $3088 \times 0.7 = 2162 \text{ kg/d}$

Fracción orgánica remanente = $2162 \times 0.4 = 864.8 \text{ kg/d}$

Fracción inorgánica remanente = $3088 \times 0.3 = 926.4 \text{ kg/d}$

Masa total remanente = $864.8 + 926.4 = 1791.2 \text{ kg/d}$

La tasa de acumulación de lodo digerido es

$$V = \frac{1791.2 \text{ kg/d}}{1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.05} = 35.8 \text{ m}^3/\text{d}$$

2. Se determina el volumen del digester con la expresión (21.1)

$$V = \frac{V_1 + V_2}{2} t_1 + V_2 t_2 = \frac{(77.2 + 35.8)}{2} \text{ m}^3/\text{d} \times 30 \text{ d} + 35.8 \text{ m}^3/\text{d} \times 90 \text{ d} = 4917 \text{ m}^3$$

El sistema de alta tasa evolucionó como resultado de los continuos esfuerzos por mejorar la unidad de tasa estándar. En este proceso operan dos digestores en serie para separar las funciones de fermentación y separación sólidos/líquido, como se muestra en la Figura 21.3. El contenido de la unidad de primera etapa y alta tasa se mezcla y se calienta el lodo para incrementar la tasa de fermentación. Debido a que el contenido está completamente mezclado, la distribución de la temperatura es más uniforme en todo el volumen del tanque. La alimentación y salida del lodo son continuas, o casi. El tiempo de retención requerido para la unidad de primera etapa es de entre 10 y 15 días. Las tasas de carga orgánica varían entre 1.6 y 2.2 kg de sólidos volátiles totales por m^3 de digestor por día.

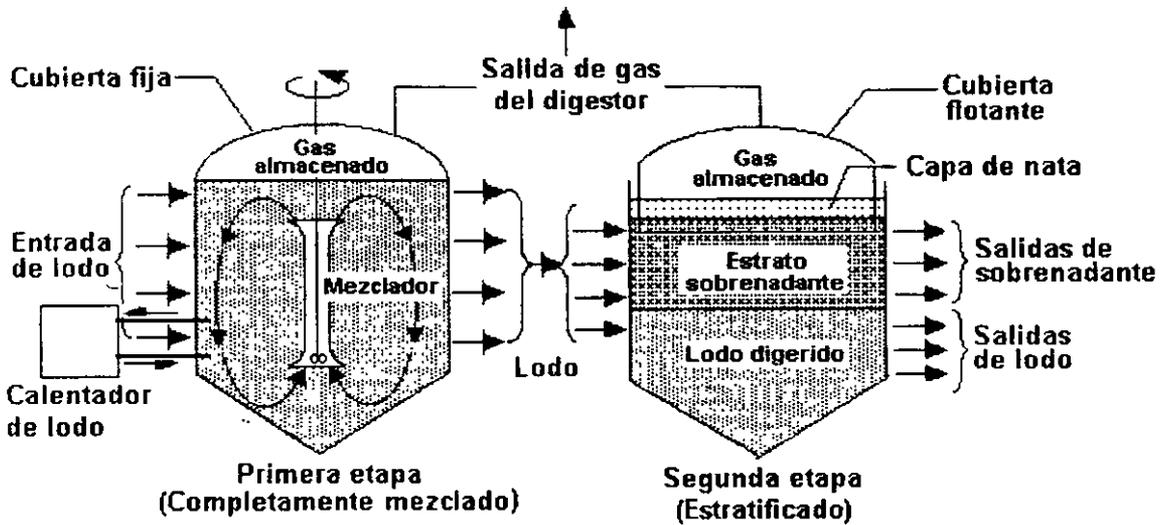


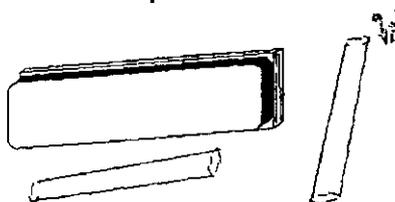
Figura 21.3. Esquema de un digestor anaerobio de alta tasa.

Las funciones principales del digestor de segunda etapa son la separación sólidos/líquido y la extracción de gas residual. No obstante que los digestores de primera etapa tienen cubiertas fijas, las cubiertas de los digestores de segunda etapa son generalmente de tipo flotante, como se ilustra en la Figura 21.3. Las unidades de segunda etapa generalmente no se calientan.

El digestor de primera etapa de un sistema de alta tasa se aproxima a un reactor completamente mezclado sin reciclaje de sólidos. De aquí que el tiempo de retención de los sólidos biológicos y el tiempo de retención hidráulico son iguales para este sistema. Como en el caso de los digestores aerobios, los parámetros de operación más importantes que afectan la reducción de sólidos suspendidos volátiles son el tiempo de retención de sólidos y la temperatura de digestión.

La DBO remanente al final de la digestión es todavía bastante grande. Los sólidos suspendidos pueden ser de 12,000 mg/l, mientras que el NTK podría estar en el orden de 1,000 mg/l. Así, el sobrenadante del digestor secundario (en el proceso de alta tasa) se regresa al extremo inicial de la planta de tratamiento de aguas residuales. El lodo sedimentado se acondiciona y deshidrata para su disposición.

Actividades para realizar en clase



Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 21.2

Diseñar un digestor de alta tasa para el lodo descrito en el problema ejemplo 21.1. Con un tiempo de retención de 10 días en la primera etapa se obtiene la destrucción de aproximadamente 60 por ciento de los materiales orgánicos. La deshidratación en la segunda etapa ocurre en tres días y el lodo almacenado contiene aproximadamente 5 por ciento de sólidos. Determine el volumen de los digestores de primera y segunda etapa y compare el volumen total con el obtenido en el problema ejemplo 21.1 para un digestor sencillo.

Solución

1. El volumen del digestor de primera etapa es

$$V = V_1 t_1 = 77.2 \text{ m}^3/\text{d} \times 10 \text{ d} = 772 \text{ m}^3$$

2. El volumen del digestor de segunda etapa es

$$V = \frac{V_1 + V_2}{2} t_1 + V_2 t_2 = \frac{(77.2 + 35.8)}{2} \text{ m}^3/\text{d} \times 3 \text{ d} + 35.8 \text{ m}^3/\text{d} \times 90 \text{ d} = 3392 \text{ m}^3$$

3. Se compara el volumen total con el volumen de una etapa.

Volumen de una etapa (del ejemplo 21.1) = 4917 m³

Volumen total de dos etapas = 772 + 3392 = 4164 m³

Diferencia = 753 m³

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. ¿Cuál es el propósito de la digestión de lodos? Describa los procesos de digestión anaerobia y aerobia.
2. En una planta de tratamiento se producen diariamente 250 m³ de lodo primario con un contenido de sólidos totales de 5%; la materia volátil es el 65% de los sólidos totales. Determine la capacidad del digestor anaerobio requerido para una carga de 0.75 kg de SV/m³/d y calcule el tiempo nominal de retención.

Capítulo 22

Acondicionamiento, deshidratado y reducción

22.1 Acondicionamiento

Acondicionamiento químico

Se dispone de varios métodos de acondicionamiento de lodos para facilitar la separación del líquido y sólidos. Uno de los más usados es la adición de coagulantes, como el cloruro férrico, cal o polímeros orgánicos. También se le ha dado uso como agente acondicionador a la ceniza producida en la incineración de los lodos. Como ocurre cuando se agregan coagulantes al agua turbia, los coagulantes químicos actúan agrupando los sólidos de manera que se separan más fácilmente del agua. En años recientes, los polímeros orgánicos se han vuelto cada vez más comunes como acondicionadores de lodo. El manejo de los polímeros es fácil, se requiere poco espacio para su almacenamiento y son muy efectivos. Los acondicionadores químicos son inyectados al lodo y mezclados con éste, antes del proceso de deshidratado.

Tratamiento con calor

Otro método de acondicionamiento del lodo es calentarlo hasta que alcance temperatura y presión considerables (175 a 230°C y 1000 a 2000 kPa). En estas condiciones se libera el agua que se halla mezclada con el lodo, mejorando sus características de deshidratado. El tratamiento con calor tiene la ventaja de producir un lodo que se deshidrata mejor que el acondicionado químicamente; sin embargo, la operación y mantenimiento son complicados, además de producir licores muy contaminados que constituyen una carga adicional significativa cuando se recirculan en la planta de tratamiento.

22.2 Deshidratado

Lechos de secado de lodos

El método de deshidratación más común ha sido el de lechos de secado. Estos lechos son especialmente empleados en las plantas pequeñas debido a la sencillez de su operación y

mantenimiento. El procedimiento de operación común a todos los tipos de lechos de secado incluye los siguientes pasos.

1. Se bombea 0.20 a 0.30 m de lodo líquido estabilizado sobre la superficie del lecho de secado.
2. Se agregan acondicionadores químicos continuamente, inyectándolos en el lodo mientras se bombea sobre el lecho.
3. Cuando se llena el lecho al nivel deseado, se deja secar hasta que adquiere la concentración de sólidos final deseada. (Esta concentración puede variar de 18 a 60 por ciento, dependiendo de varios factores, entre ellos: tipo de lodo, tasa de procesamiento necesaria y grado de secado requerido para el levantamiento. Los tiempos de secado nominal varían de 10 a 15 días bajo condiciones favorables, a 30 a 60 días bajo condiciones apenas aceptables).
4. Se remueve el lodo deshidratado, ya sea manual o mecánicamente.
5. Se repite el ciclo.

El tipo de lecho de secado más común y antiguo es el de arena. Existen muchas variantes en el diseño, como la configuración de las tuberías, el espesor y tipo de los estratos de grava y arena, y materiales de construcción. Los lechos de secado de arena pueden construirse con o sin remoción mecánica del lodo, y con o sin techo.

En la Figura 22.1 se muestra la sección transversal de un lecho de secado de lodo; como se observa, se instala una tubería bajo la cama de arena para colectar el agua que drena del lodo. El agua colectada se bombea hacia el inicio del sistema.

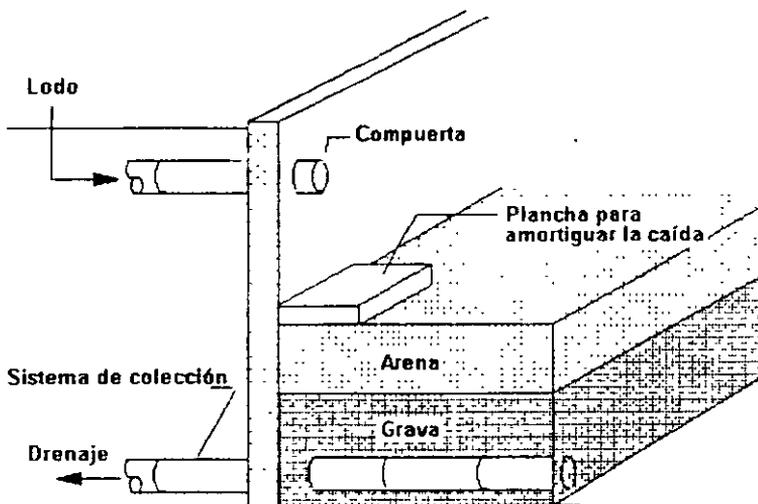


Figura 22.1. Sección transversal de un lecho de secado de lodo.

Filtración al vacío

Un filtro al vacío consiste en un tambor cilíndrico cubierto con un material filtrante o tela, el cual rota parcialmente sumergido en una tina de lodo acondicionado. Dentro del tambor se aplica vacío

para extraer el agua, dejando los sólidos, o torta, sobre el medio filtrante. Cuando el tambor termina su ciclo de rotación, una hoja metálica raspa la torta del filtro y el ciclo comienza de nuevo. En algunos sistemas, la tela del filtro pasa al tambor sobre rodillos para hacer caer la torta. Existen muchas telas para filtro, como el Dacrón. El filtro al vacío puede aplicarse a los lodos digeridos para producir una torta de lodo lo bastante seca (15 a 30 por ciento de sólidos) para manejarla y disponerla en un relleno sanitario o para aplicarla al suelo como fertilizante relativamente seco. Cuando se decide incinerar el lodo, no se estabiliza; en este caso, el filtrado al vacío se aplica al lodo crudo para deshidratarlo y entonces alimentar el horno con la torta de lodo.

Filtro prensa de banda continua

El filtro prensa funciona exitosamente con muchos lodos mezclados normales. Los resultados típicos de deshidratación, de lodos mezclados digeridos con un contenido inicial de cinco por ciento de sólidos, producen una torta de 19 por ciento de sólidos a una tasa de $32.8 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}$. En general, los resultados obtenidos con estas unidades son similares a los que se producen con filtro al vacío.

22.3 Reducción

Incineración. Si no es factible emplear el lodo como acondicionador de suelo, o si no se dispone de un sitio para relleno sanitario en donde pueda usarse el lodo deshidratado, puede optarse por la reducción del lodo. La incineración evapora por completo la humedad del lodo y se produce la combustión de los sólidos orgánicos obteniéndose ceniza estéril. Para minimizar la cantidad de combustible requerido, el lodo debe ser deshidratado tanto como sea posible antes de la incineración. La emisión de gases del incinerador debe controlarse para evitar contaminación atmosférica.

El lodo bien deshidratado puede incinerarse en un *horno de hogar múltiple*, en un *incinerador de lecho fluidizado* y en otros tipos de equipos.

La Figura 22.2 muestra un horno de hogar múltiple. El lodo deshidratado ingresa por la parte superior, pasando hacia abajo por una serie de hogares donde se seca y calienta hasta el punto de ignición. Los quemadores de gas suministran el calor inicial, pero el lodo por sí mismo sirve como combustible para sostener el proceso. La ceniza se retira por el fondo del hogar y los gases producidos deben pasar a través de dispositivos de control de la contaminación atmosférica.

La Figura 22.3 esquematiza un incinerador de lecho fluidizado. En este dispositivo se fuerza el paso de una corriente de aire ascendente mezclada con lodo a través de un lecho de arena caliente. El aire propicia que el lecho se fluidice, es decir, se expanda. La arena es pre-calentada a aproximadamente 800°C . Al pasar a través de la arena caliente el lodo se quema, mientras que la ceniza es transportada por los gases y removida en un dispositivo de control de la contaminación atmosférica.

La incineración de los lodos es costosa. Es una opción para el manejo de lodos que se ha aplicado en ciudades congestionadas en las que no se dispone de terreno para considerar otros métodos de deshidratado. Los factores que deben considerarse para el estudio de esta opción son: disponibilidad de un sitio, olores, tránsito de camiones, estética y disposición final de la ceniza. El control de la contaminación del aire es el factor ambiental y económico más serio a considerar.

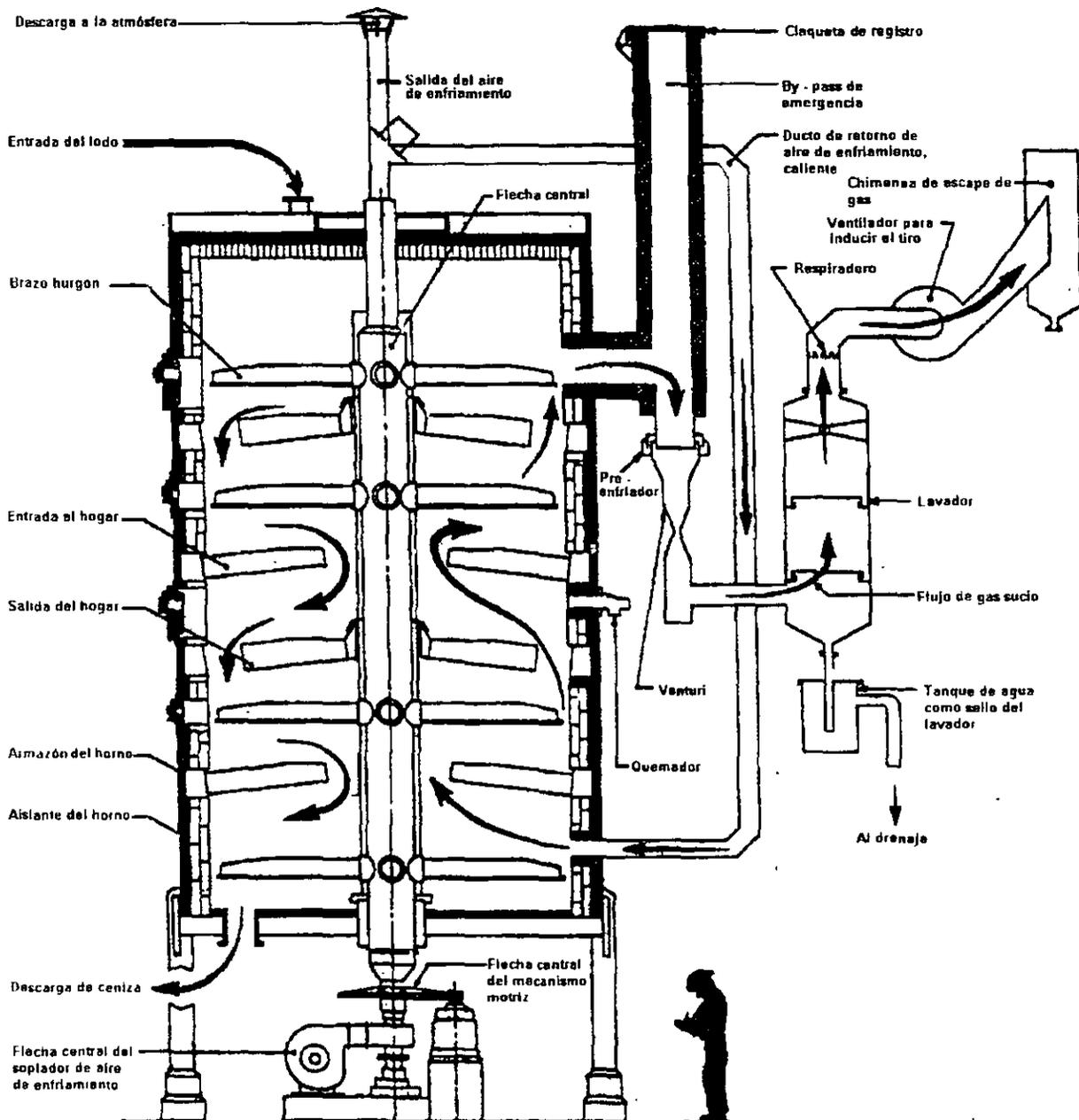


Figura 22.2. Esquema de un incinerador de lodos de hogar múltiple (ZIMPRO ENVIRONMENTAL, INC.)

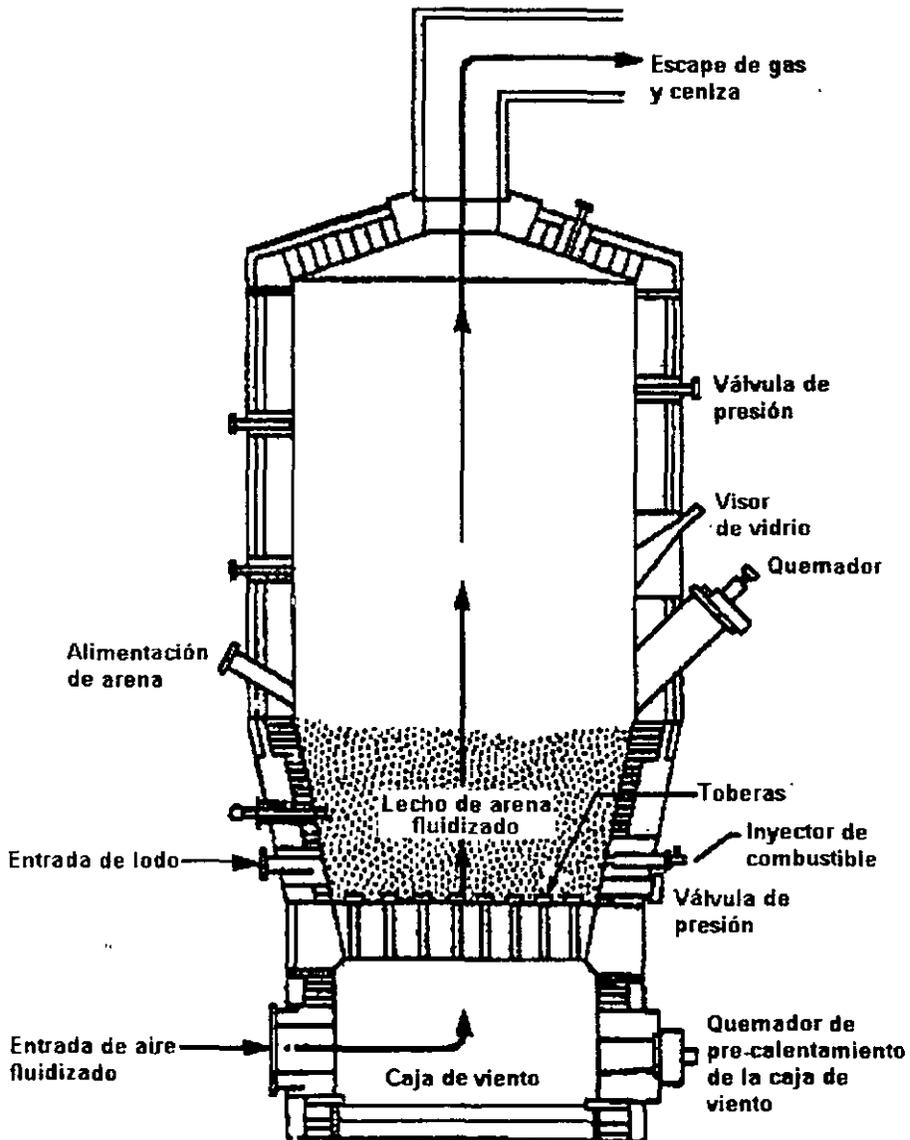


Figura 22.3. Sección transversal de un incinerador de lecho fluidizado (ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY)

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas y problemas propuestos

1. Describa tres métodos para el secado de lodos.
2. ¿Qué es una torta de lodos? ¿Sería aconsejable para el operador de la planta de tratamiento almorzar una torta de lodo y licor mezclado?
3. Describa brevemente dos tipos de incineradores de sólidos
4. Un digestor anaerobio produce $13 \text{ m}^3/\text{d}$ de lodo con una concentración de sólidos suspendidos de 7.8 por ciento. ¿Qué volumen de lodo deben disponer cada año si sus lechos de secado de arena producen una concentración de 35 %.

Capítulo 23

Disposición de lodos

Los residuos de una planta de tratamiento de aguas residuales (lodos sobrantes, tratados o no) son una calamidad para el personal de diseño y operación. El único sitio práctico para su disposición es el suelo. Se ha dividido este capítulo en cuatro apartados breves; los tres primeros se refieren a la disposición de los lodos en el terreno y el cuarto reúne algunas ideas sobre su utilización

23.1 Dispersión en el terreno

La práctica de aplicar los residuos de la planta con el propósito de recuperar nutrientes, agua o regenerar suelo, se denomina *dispersión en el terreno*. Es una opción que hace uso benéfico de los fosfatos y nitratos contenidos en el lodo; los biosólidos con niveles bajos de metales pesados o de compuestos tóxicos pueden fertilizar terrenos de cultivo o árboles y pueden mejorar las condiciones del suelo de un campo de golf. A diferencia de las otras técnicas de disposición en el suelo, la dispersión en el terreno hace uso intensivo del suelo. Las tasas de aplicación están gobernadas por las características del suelo y de los cultivos o bosque en donde se dispersa el lodo.

23.2 Disposición en relleno sanitario

La *disposición en relleno sanitario* se define como el entierro planeado de los sólidos de las aguas residuales, incluyendo el lodo procesado, arena, escoria y cenizas, en un sitio designado. Los sólidos se colocan en un sitio preparado o trinchera excavada y cubierta con una capa de suelo. El material de cubierta debe ser más profundo que la zona de arado (aproximadamente 0.20 a 0.25 m)

23.3 Disposición en suelo destinado

La *disposición en suelo destinado* consiste en la aplicación de cargas de lodo pesadas en un terreno delimitado, con acceso prohibido al público y que se dispone en exclusiva para la disposición de los lodos del agua residual. La disposición en suelo destinado no significa su utilización en el sitio. No puede cultivarse nada. Los sitios destinados reciben lodos líquidos.

Aunque es posible, la aplicación de lodos deshidratados no es común; además, la disposición de lodos deshidratados en rellenos sanitarios es generalmente menos costosa.

El método para aplicar el lodo líquido digerido en el terreno es transportarlo en un camión cisterna que dispone de un equipo especialmente diseñado para la dispersión.

23.4 Utilización

Los sólidos de las aguas residuales no sólo pueden emplearse como nutriente de suelos. En algunos casos el lodo se mezcla con viruta de madera y se le deja descomponer para formar composta. También pueden usarse junto con los desechos municipales para composteo. La recuperación de cal y el uso del lodo para producir carbón activado también se han practicado.

Actividades de los alumnos para realizar por su cuenta.

Preguntas

1. Nombra y describe los métodos más comunes para la disposición de lodos.
2. Prepare un resumen del proceso de compostaje, del libro de Metcalf y Eddy, Ingeniería Sanitaria, Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
A MANERA DE EPILOGO

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

Unidad 5

A manera de epílogo

La última parte de una composición literaria es el epílogo, desligada en cierto modo de las anteriores y en la cual se representa una acción o se refieren sucesos que son consecuencia de la acción principal o están relacionados con ella, dando así a la obra nuevo y definitivo remate. El propósito de esta unidad es abordar procesos que pueden suceder al tratamiento secundario del agua residual o llevarse a cabo en ausencia de aquél, por lo que de alguna manera constituye el epílogo de esta obra, no obstante su carácter técnico.

Existen casos en los que se descarga gran cantidad de agua residual en pequeñas corrientes o en ecosistemas delicados. En estas circunstancias se requiere efectuar tratamiento adicional para pulir el efluente de sistemas secundarios, o implantar un método alternativo de disposición del agua residual.

El tratamiento adicional se denomina *terciario*. Consiste en la remoción de compuestos de nitrógeno y fósforo, que son nutrientes de las plantas asociados con la eutroficación. Puede requerirse también remoción adicional de sólidos suspendidos, sales inorgánicas disueltas y sustancias orgánicas refractarias. Al combinar los procesos mencionados es posible dar al agua residual calidad potable; sin embargo, esto se logra a un costo considerable.

Generalmente se emplea el término *tratamiento avanzado* para incluir alguna o todas las técnicas mencionadas y por dicho término parecería que los procesos incluidos ocurren después del tratamiento secundario convencional, pero este no es siempre el caso. Algunas operaciones o procesos unitarios de tratamiento secundario o incluso primario pueden reemplazarse por sistemas de tratamiento avanzado. En esta unidad se describen los procesos y operaciones de tratamiento avanzado. Además de que resuelven problemas de contaminación, estos procesos mejoran la calidad del efluente a tal grado que es adecuado para muchos propósitos de reúso, y puede convertir lo que originalmente era agua residual en un valioso recurso, demasiado bueno para desecharlo.

Tratamiento avanzado

Los procesos de tratamiento secundario seguidos de la desinfección pueden remover al menos el 85 por ciento de la DBO y sólidos suspendidos, y casi todos los microorganismos patógenos, no obstante se logra escasa remoción del nitrógeno, fósforo, DQO soluble y metales pesados. En ciertas circunstancias, estos contaminantes pueden ser preocupantes y los procesos disponibles para su remoción corresponden al tratamiento *terciario* o *avanzado*

24.1 Remoción de nutrientes

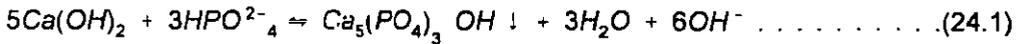
Las cantidades de nutrientes aportadas por las aguas residuales al fenómeno de eutroficación son menores que las aportadas por las actividades agrícolas y otras fuentes; sin embargo, la naturaleza puntual de las descargas de aguas residuales las hace favorables para la aplicación de técnicas de control. Por ello, las plantas de tratamiento de aguas residuales que descargan en cuerpos de agua que tienen un balance delicado con respecto a las cargas de nutrientes, pueden tener limitaciones impuestas a sus efluentes. Los nutrientes de mayor interés son los compuestos de nitrógeno y fósforo.

24.1.1 Remoción de fósforo

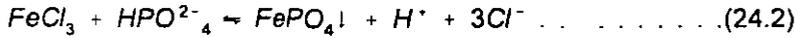
Todos los polifosfatos (fosfatos deshidratados molecularmente) gradualmente se hidrolizan en solución acuosa y regresan a la forma orto (PO_4^{3-}) de la que fueron derivados. En el agua residual es común encontrar al fósforo como fosfato mono-hidrógeno (HPO_4^{2-}).

La remoción de fósforo para prevenir o reducir la eutroficación se logra comúnmente por precipitación química empleando uno de tres compuestos disponibles. A continuación se expresan las reacciones de precipitación para cada caso.

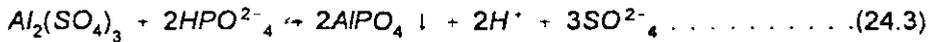
Empleando cal



Empleando cloruro férrico



Empleando aluminio



Obsérvese que el cloruro férrico y el aluminio reducen el pH, mientras que la cal lo incrementa. El intervalo efectivo de pH para cloruro férrico y aluminio es de 5.5 a 7.0. Si en forma natural no existe suficiente alcalinidad para amortiguar el sistema en este intervalo, se agrega cal para contrarrestar la formación de H^+ .

Es necesario disponer de un recipiente de reacción y de un tanque de sedimentación para remover el fósforo precipitado. En el caso de emplear cloruro férrico y aluminio, las sustancias químicas se agregan directamente al tanque de aireación del sistema de lodos activados. De esta forma, el tanque de aireación sirve a la vez como recipiente de reacción y el precipitado se remueve en el sedimentador secundario (Figura 24.1).

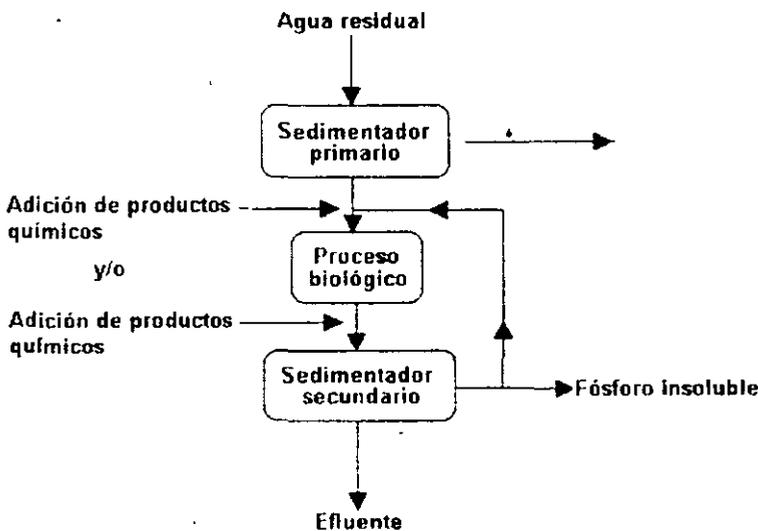


Figura 24.1 Adición de productos químicos para la remoción del fósforo antes y/o después del proceso biológico, según bibliografía.

En el caso de emplear cal, no se debe agregar en el tanque de aireación del sistema de lodos activados, pues de lo contrario el incremento del pH afectaría a los microorganismos que intervienen en el proceso

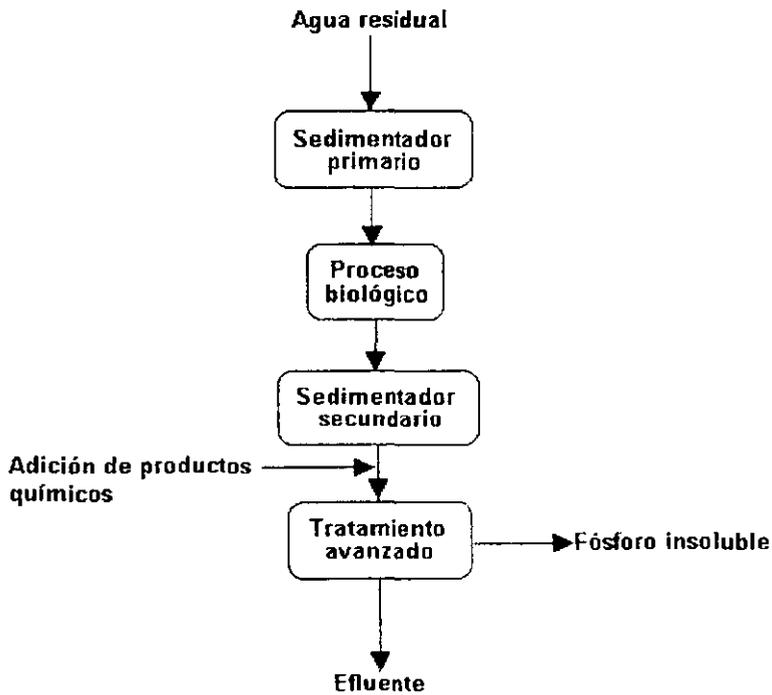


Figura 24.2. Adición de productos químicos para la remoción del fósforo después de la sedimentación secundaria, según bibliografía.

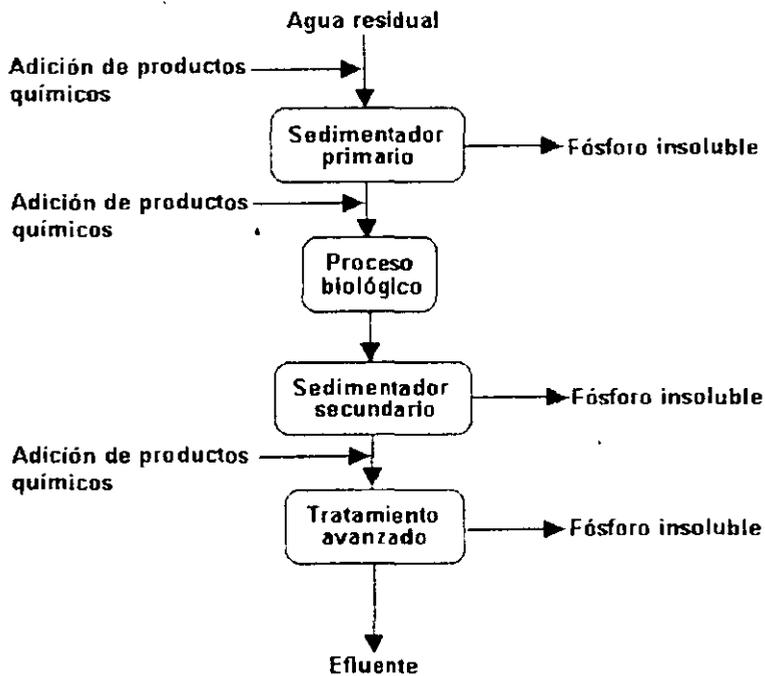


Figura 24.3. Adición de productos químicos para la remoción del fósforo en varios puntos del proceso, según bibliografía.

En algunas plantas de tratamiento se agrega FeCl_3 antes de que el agua entre al tanque de sedimentación primaria. Esto mejora la eficiencia del tanque, pero podría privar al proceso biológico de los nutrientes necesarios.

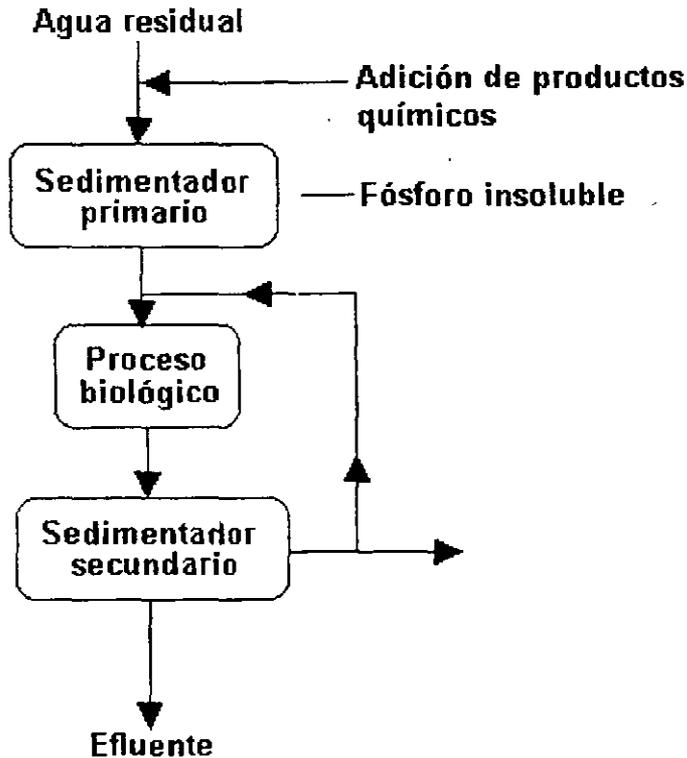
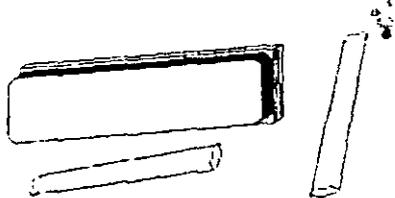


Figura 24.4. Adición de productos químicos para la eliminación del fósforo antes de la sedimentación primaria, según bibliografía.

Actividades para realizar en clase



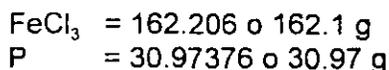
Problemas y ejemplos de diseño

Problema ejemplo 24.1

La concentración de ortofosfatos solubles en un agua residual es de 4 mg/l como P. Calcular la cantidad teórica de cloruro férrico necesaria para remover los ortofosfatos completamente.

Solución

Como puede observarse en la ecuación (24.2), se requiere una mole de cloruro férrico por cada mole de fósforo a ser removido. Los pesos moleculares son:



Con una concentración de 4 mg/l de $\text{PO}_4^- \text{P}$, la cantidad teórica de cloruro férrico sería:

$$4.00 \times \frac{162.21}{30.97} = 20.95 \text{ o } 21.0 \text{ mg/l}$$

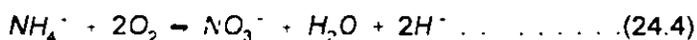
La cantidad real del reactivo químico debe determinarse a través de pruebas en jarras debido a: existencia de reacciones laterales, limitación en la solubilidad del producto y variaciones diarias. Es posible esperar que la cantidad real de la dosis de cloruro férrico sea 1.5 a 3 veces la cantidad teórica.

24.1.2 Remoción de nitrógeno

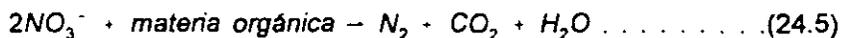
El nitrógeno en cualquier forma soluble (NH_3 , NH_4^+ , NO_2^- , y NO_3^- , pero no N_2 gas), es un nutriente y puede ser necesaria su remoción del agua residual para contribuir al control del crecimiento de algas en los cuerpos receptores. Por otra parte, el nitrógeno en la forma de amoníaco ejerce una demanda de oxígeno y puede ser tóxico para los peces. La remoción del nitrógeno puede lograrse por un proceso biológico denominado *nitrificación/desnitrificación* o por un proceso químico, llamado *arrastré con aire*.

Nitrificación/desnitrificación

Es posible forzar la ocurrencia del proceso de nitrificación natural en el sistema de lodos activados manteniendo un tiempo de residencia celular de 15 días o más. En términos químicos, la nitrificación se expresa de la siguiente manera:



Por supuesto que las bacterias deben estar presentes para que la reacción ocurra. Este paso satisface la demanda de oxígeno del ión amonio. Si el nivel de nitrógeno del cuerpo receptor no es preocupante, el agua residual puede descargarse después de la sedimentación. Por el contrario, si el nitrógeno es preocupante, al paso de nitrificación debe seguir la desnitrificación anóxica por bacterias:

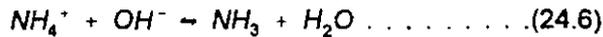


Como lo expresa la reacción química se requiere materia orgánica para la desnitrificación, ya que sirve como fuente de energía para las bacterias. Las sustancias orgánicas pueden obtenerse del interior o exterior de las células. En los sistemas de remoción de nitrógeno multietapas es necesaria una fuente suplementaria de carbono orgánico para lograr una rápida desnitrificación, debido a que la concentración de DBO_5 en el flujo del proceso es comúnmente bastante reducida.

La concentración de DBO_5 es reducida porque el agua residual ha experimentado previamente la remoción de la DBO carbonácea y el proceso de nitrificación. La materia orgánica puede ser cruda o un material sintético como el metanol (CH_3OH).

Arrastre de aire

En la forma de amoníaco el nitrógeno puede ser removido químicamente del agua mediante el incremento del pH para convertir el ión amonio en amoníaco, el cual puede ser arrastrado si se hace pasar una gran cantidad de aire a través del agua. El proceso no tiene efecto en el nitrato, por lo tanto, el proceso de lodos activados debe operarse con tiempo de residencia celular pequeño para prevenir la nitrificación. La reacción de arrastre de amoníaco es la siguiente:



Se agrega cal para suministrar el hidróxido. La cal también reacciona con el CO_2 en el aire y en el agua para formar escamas e carbonato de calcio, que deben removerse periódicamente. Las bajas temperaturas pueden provocar problemas de congelación, reduciendo el arrastre debido al incremento de la solubilidad del amoníaco en el agua fría.

Se ha observado que el reactor más eficiente para este proceso es una columna a contracorriente, como la ilustrada en la Figura 24.5. Se instala un ventilador para proporcionar la gran cantidad de aire requerida; la columna se empaca para minimizar la resistencia de la película a la transferencia de gas.

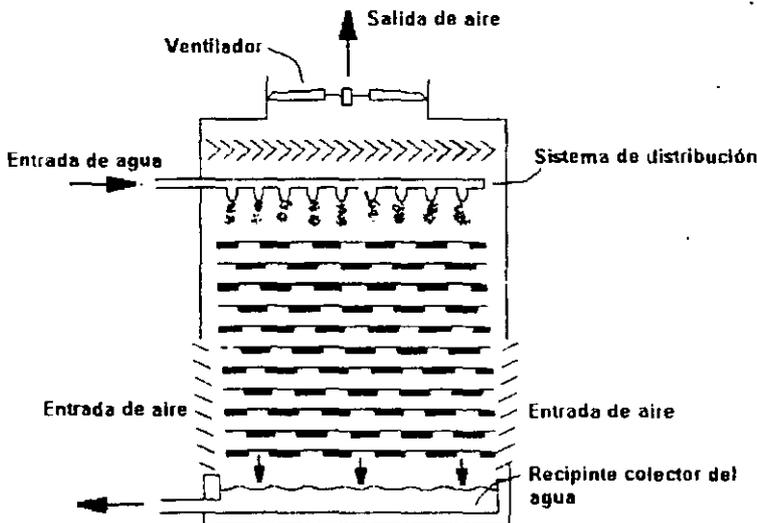


Figura 24.5. Diagrama de una columna a contracorriente para el arrastre de amoníaco.

Los parámetros de diseño de los reactores de arrastre de amoníaco incluyen las razones aire a líquido, profundidad de la columna y tasas de carga. La práctica común en el diseño es usar razones aire a agua residual en el intervalo de 2000 a 6000 m^3 de aire por metro cúbico de agua residual, con mayor cantidad de aire requerida a medida que la temperatura disminuye. Las profundidades de la columna rara vez son menores a 7.5 m y las tasas de carga hidráulica varían de 40 a 46 l/min por metro cuadrado de columna.

24.2 Remoción de sólidos

En los sistemas de tratamiento avanzado podría ser necesaria la remoción de sólidos suspendidos y, algunas veces, de los sólidos disueltos. Los procesos de remoción de sólidos empleados en el tratamiento avanzado son en esencia los mismos que se emplean en el tratamiento de potabilización, no obstante, su aplicación es más difícil debido a la calidad global pobre de las aguas residuales.

24.2.1 Filtración

Los procesos de tratamiento secundario, como es el de lodos activados, tienen una eficiencia grande en la remoción de coloides biodegradables y sustancias orgánicas solubles. Sin embargo, el efluente típico contiene mayor concentración de DBO_5 de la esperada teóricamente. La DBO_5 típica es de aproximadamente 20 a 50 mg/l. Esto se debe principalmente a que los sedimentadores secundarios no son muy eficientes en la sedimentación de bacterias del proceso biológico de tratamiento. Estos organismos contribuyen tanto en la concentración de los sólidos suspendidos como en la DBO_5 debido a que el proceso de decaimiento biológico de las células ejerce una demanda de oxígeno.

Es posible remover los sólidos suspendidos residuales, incluyendo a las bacterias no sedimentadas, empleando un proceso de filtración similar al usado en las plantas potabilizadoras. La remoción de las bacterias también reduce la DBO_5 residual. Pueden emplearse filtros de arena convencionales idénticos a los de las plantas potabilizadoras, pero se obstruyen rápidamente, por lo que requieren retrolavados constantes. Para alargar la carrera de los filtros y reducir el retrolavado se recomienda tener los mayores diámetros de material filtrante en la parte superior del filtro. Este arreglo permite atrapar en la superficie algunas de las mayores partículas de floculos biológicos, sin taponar el filtro. Los filtros multimedia logran este propósito empleando carbón para los granos de mayor tamaño, arena de densidad media para el tamaño intermedio, y granate de densidad grande para los granos más pequeños del filtro. De esta manera, durante el retrolavado prevalece la densidad sobre el diámetro de las partículas, por lo que el carbón permanece arriba, la arena en medio y el granate en el fondo.

La filtración puede reducir los sólidos suspendidos del efluente de lodos activados de 25 a 10 mg/l. En los efluentes de filtros percoladores la filtración no es tan efectiva debido a la falta de floculo biológico. Sin embargo, el uso de coagulación y sedimentación, seguida de filtración logra que la concentración de sólidos suspendidos sea de cero virtualmente.

24.2.2 Adsorción con carbono

Los materiales orgánicos solubles, que son resistentes al colapso biológico, persistirán en el efluente no obstante que el agua residual haya sido sometida a tratamiento secundario, coagulación, sedimentación y filtración. Los materiales persistentes se denominan comúnmente *orgánicos refractarios*, los cuales pueden ser detectados en el efluente como DQO soluble. Los valores de DQO en el efluente secundario son en general de 30 a 60 mg/l.

Para la remoción de los orgánicos refractarios el método más práctico disponible es *adsorberlos* usando *carbón activado*. La adsorción es la acumulación de materiales en una interfase. Tratándose de aguas residuales y carbón activado, la interfase es la frontera líquido/sólido. Los materiales orgánicos se acumulan en la interfase debido a las ligaduras físicas de las moléculas a la superficie sólida. El carbono es activado por calentamiento en ausencia de oxígeno. El

proceso de activación ocasiona la formación de muchos poros dentro de cada partícula de carbono. En virtud de que la adsorción es un fenómeno de superficie, mientras mayor sea el área superficial del carbono, mayor será su capacidad para retener material orgánico. Las vastas áreas de las paredes interiores de dichos poros constituyen una magnitud mayor que la del área superficial del carbono, lo que lo hace sumamente efectivo para remover sustancias orgánicas.

Después de que se agota la capacidad de adsorción del carbono, puede restaurarse calentándolo en un horno a una temperatura suficientemente alta. Manteniendo el oxígeno a un nivel bajo en el horno se evita que el carbono entre en combustión.

Capítulo 25

Disposición del agua residual

Los cuerpos receptores de las aguas residuales tratadas son las aguas superficiales y subterráneas, superficies de terreno y la atmósfera. El reconocimiento del valor del agua residual como recurso ha propiciado el incremento en el reúso de efluentes tratados, particularmente en las regiones donde el agua es escasa

Los sitios de disposición o las obras de reúso deben localizarse a una distancia razonable de la planta de tratamiento debido al costo de conducción del efluente a grandes distancias. Debido a la posibilidad de que el agua residual pueda contener unos cuantos microorganismos patógenos en estado viable, incluso después de un tratamiento intenso, la disposición y el reúso deben llevarse a cabo con la debida precaución.

El método más común para la disposición del agua residual es por dilución en aguas superficiales. La respuesta de las corrientes receptoras a las descargas de aguas residuales se trató en el Capítulo 4; los efectos se relacionan con el factor de dilución y la calidad del efluente. En la mayoría de los casos, el tratamiento secundario es suficiente para prevenir problemas. sin embargo, cuando no es posible una dilución adecuada, o cuando la descarga se hará en un ecosistema delicado, podría requerirse tratamiento avanzado. El tratamiento avanzado previo a la disposición en aguas superficiales comúnmente involucra la remoción de nutrientes.

En regiones donde la evaporación de las aguas superficiales excede a la precipitación, es posible disponer las aguas residuales descargándolas en la atmósfera en forma de vapor. Los sistemas de evaporación son esencialmente estanques de oxidación, cuyas áreas superficiales se diseñan para la evaporación total del influente. Exceptuando las zonas áridas en las que la evaporación neta es significativa, se requerirían grandes áreas de terreno, limitando así los sistemas de evaporación a gastos pequeños en localidades rurales.

Para ciudades en zonas costeras, la disposición en el océano ofrece una forma de disposición económicamente atractiva. El efluente es conducido hacia el mar por un emisor instalado sobre

el fondo y se descarga a través de múltiples boquillas. La longitud de la tubería depende principalmente de las corrientes oceánicas y de la cantidad de agua residual a disponer. Aunque se ha dispuesto agua residual cruda de esta manera sin causar problemas apreciables, es deseable eliminar residuos flotantes y grasas y aceites del agua residual antes de su disposición. Es necesario remover los objetos grandes que podrían obstruir la tubería o los orificios de salida.

La aplicación en el terreno puede considerarse como una técnica de disposición, una forma de reúso o las dos cosas. Las formas más comunes de aplicación en el terreno son la irrigación y la infiltración rápida. El agua residual puede usarse para suministrar agua y nutrientes a las plantas. La infiltración rápida consiste en la descarga de aguas residuales a cuerpos de agua subterránea. Adicionalmente a la disposición del agua residual, también puede considerarse como objetivo la recarga del acuífero.

25.1 Irrigación

El agua residual puede aplicarse a superficies de terreno para proporcionar agua y nutrientes para el crecimiento de las plantas. No obstante que una parte del efluente se pierde por evaporación o se percola lejos del alcance de las raíces de las plantas, la mayor parte del agua es incorporada en el tejido de las plantas o es transpirada a la atmósfera. Los efluentes de aguas residuales han sido usados exitosamente en la agricultura y silvicultura y se han usado para mantener vegetación en parques, campos de golf, etc. La aplicación en el terreno se ha vuelto común en las zonas semiáridas en donde la irrigación es necesaria para sostener la vegetación deseable.

La aplicación en el terreno del agua residual puede ser por aspersión, inundación o técnicas de surco, como se muestra en la Figura 25.1. La irrigación por aspersión es el método más común, con la aplicación de tasas que varían de 2.5 a 10 cm por semana, dependiendo del clima, características del suelo y de los requerimientos que tienen las plantas de nutrientes y agua...

El grado de pretratamiento previo a la aplicación varía en función de la naturaleza del cultivo: El cultivo de productos agrícolas como forrajes, granos, frutas y legumbres (que no se consumen crudos) pueden aceptar calidad del efluente inferior que los cultivos de legumbres y verduras que se consumen crudas. En la mayoría de los casos, se requiere tratamiento secundario. El agua residual no debe ser empleada para regar vegetales que se consumen crudos.

Existen desventajas en el uso de efluentes de aguas residuales con el propósito de irrigación. La naturaleza estacional de las necesidades de riego puede traer como consecuencia grandes requerimientos de almacenamiento. Cuando se usan aspersores a alta presión, pueden formarse aerosoles que podrían transportar microorganismos patógenos virales.

25.2 Infiltración rápida

El proceso de infiltración rápida involucra la dispersión del agua en depósitos de tierra poco profundos para permitir que el líquido pase a través de los poros del fondo y se percole hacia el agua subterránea, como se muestra en la Figura 25.2. El agua residual se aplica a la tasa máxima que puede permitir el suelo. Se deben proporcionar periodos de descanso intermitentes para que el suelo se seque y se reestablezcan las condiciones aerobias. Los ciclos de aplicación son de 10 a 20 días con 1 a 2 semanas de descanso. La superficie del fondo puede ser rastrillada antes de cada aplicación para dispersar los sólidos y evitar la formación de una capa impermeable.

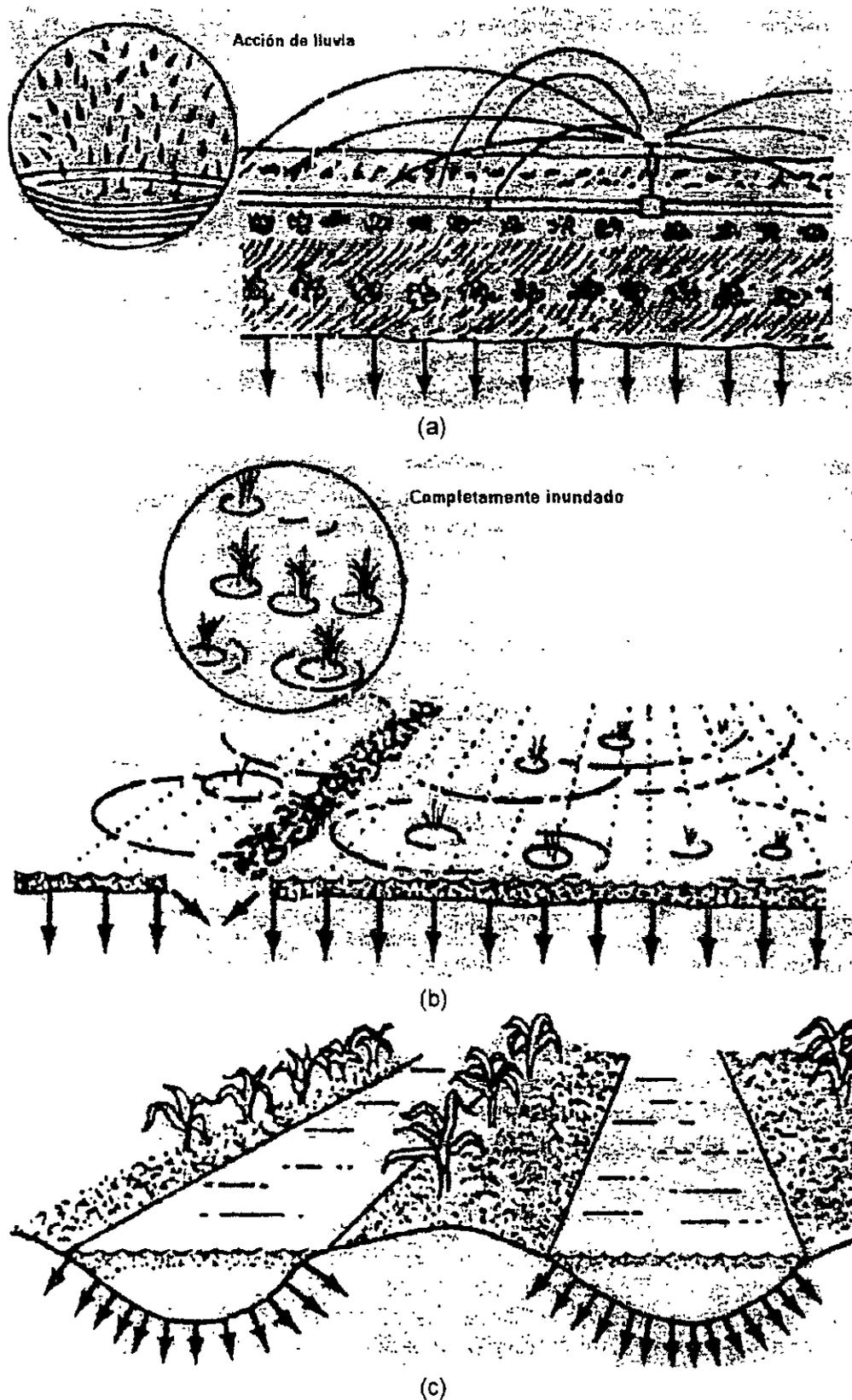


Figura 25.1 Técnicas de irrigación usando agua residual municipal: (a) aspersión, (b) inundación, c) surco.

Muchos de los sistemas de infiltración rápida en uso actual fueron diseñados para disponer principalmente agua residual no deseada. Recientemente los procesos han sido empleados como medio para la recarga del acuífero o como un sistema de tratamiento avanzado, siendo el agua percolada recolectada para su reúso. La colección puede hacerse por flujo horizontal hacia corrientes superficiales, o por medio de pozos o zanjas de drenaje instaladas para este propósito. El suelo actúa esencialmente como filtro para tratamiento terciario.

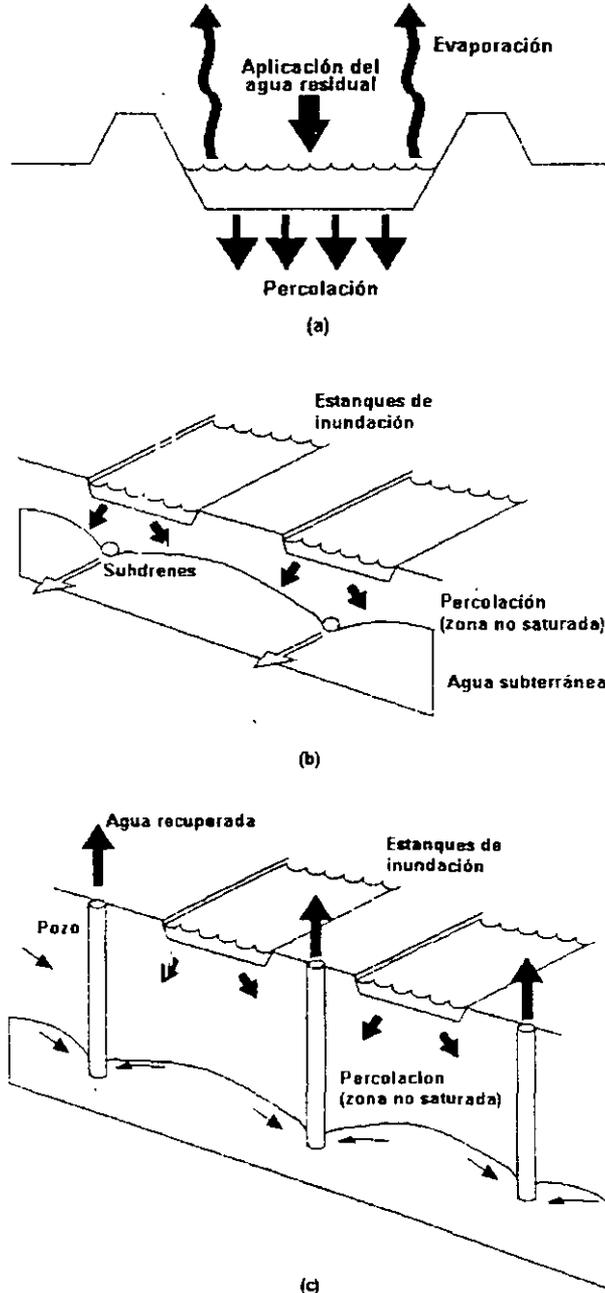


Figura 25.2 Infiltración rápida del agua residual. (a) percolación hacia el agua subterránea, (b) recuperación mediante subdrenes, (c) recuperación mediante pozos.

Apéndice A

Medición en laboratorio de la demanda bioquímica de oxígeno

Es importante estandarizar los procedimientos de prueba cuando se mide la DBO con el fin de tener la mayor consistencia posible en los resultados. En los siguientes párrafos se describe la prueba estandarizada de la DBO, con énfasis en las razones para cada paso, más que en los detalles. Los procedimientos detallados pueden consultarse en *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, que es la referencia autorizada de los procedimientos de prueba en el campo del control de la contaminación del agua.

Paso 1

Se llena completamente una botella especial para DBO de 300 ml con una muestra de agua apropiadamente diluida e inoculada con microorganismos. Se coloca el tapón a la botella para excluir burbujas de aire. Las muestras requieren dilución debido a que sólo el oxígeno disuelto en el agua está disponible para los microorganismos. La máxima cantidad de oxígeno que se puede disolver es de aproximadamente 9 mg/l, de manera que la DBO de la muestra diluida debe estar entre 2 y 6 mg/l. Las muestras se diluyen con agua de dilución especial que contiene todos los elementos traza requeridos para el metabolismo de las bacterias con el propósito de que la degradación de la materia orgánica no se limite por falta de crecimiento bacteriano. El agua de dilución también contiene un inóculo de microorganismos, por lo que todas las muestras probadas en un día determinado contienen aproximadamente el mismo tipo y cantidad de microorganismos.

La relación entre muestra no diluida y diluida se denomina *tamaño de la muestra*, comúnmente expresado como porcentaje, mientras que la relación inversa se denomina *factor de dilución*. Expresados matemáticamente, son:

$$\text{Tamaño de la muestra (\%)} = \frac{\text{volumen de la muestra no diluida}}{\text{volumen de la muestra diluida}} \times 100 \dots \dots \dots (\text{A.1})$$

$$\text{Factor de dilución} = \frac{\text{volumen de la muestra diluida}}{\text{volumen de la muestra no diluida}} = \frac{100}{\text{tamaño de la muestra (\%)}} \quad \dots \quad (\text{A.2})$$

El tamaño apropiado de muestra puede determinarse dividiendo 4 mg/l (punto medio del rango deseado de DBO diluida) entre la concentración estimada de la DBO en la muestra que se está probando. Se elige entonces un volumen conveniente de muestra no diluida para aproximarse a este tamaño de muestra.

Ejemplo A.1

Se estima que la DBO de una muestra de agua residual es de 180 mg/l. ¿Qué volumen de muestra no diluida debe agregarse a una botella de 300 ml? Además, ¿cuál es el tamaño de la muestra y el factor de dilución empleando este volumen? Suponga que 4 mg/l de DBO pueden consumirse en la botella de DBO.

Solución

Se estima el tamaño de la muestra requerido:

$$\text{Tamaño de la muestra (\%)} = \frac{4}{180} \times 100 = 2.22\%$$

Se estima el tamaño requerido de muestra no diluida considerando que el volumen de muestra diluida es 300 ml:

$$\text{Volumen de muestra no diluida} = 0.0222 \times 300 \text{ ml} = 6.66 \text{ ml.}$$

Por lo que un volumen conveniente de muestra sería 7.00 ml.

Se calcula el tamaño de la muestra real y el factor de dilución:

$$\text{Tamaño de la muestra (\%)} = \frac{7.0 \text{ ml}}{300 \text{ ml}} \times 100 = 2.33\%$$

$$\text{Factor de dilución} = \frac{300 \text{ ml}}{7.0 \text{ ml}} = 42.9$$

Paso 2

Muestras "blanco" que contengan sólo agua de dilución inoculada también se vierten en botellas de DBO y se les coloca el tapón. Las muestras "blanco" se necesitan para estimar la cantidad de oxígeno consumido al agregar el inóculo en ausencia de la muestra problema.

Paso 3

Las botellas de DBO que contienen muestras diluidas y blancos se incuban en la oscuridad a 20°C durante el número de días deseado. Para la mayoría de los propósitos, se emplea un tiempo

estándar de cinco días. Para determinar la DBO última y la constante de reacción, se emplean tiempos adicionales. Las muestras se incuban en la oscuridad para evitar que la fotosíntesis añada oxígeno al agua e invalide los resultados de consumo de oxígeno. La prueba de la DBO se realiza a una temperatura estándar de 20°C con el fin de eliminar el efecto de la temperatura sobre la constante de reacción de la DBO y puedan compararse los resultados obtenidos por diferentes laboratorios.

Paso 4

Transcurridos los días deseados, las muestras y los blancos se sacan de la incubadora y se mide la concentración de oxígeno en cada botella. La DBO de la muestra no diluida se calcula usando la siguiente ecuación

$$DBO_t = (OD_{b,t} - OD_{m,t}) \times \text{factor de dilución} \dots \dots \dots (A.3)$$

donde:

$OD_{b,t}$ = concentración de oxígeno disuelto en el blanco después de t días de incubación, mg/l

$OD_{m,t}$ = concentración de oxígeno disuelto en la muestra después de t días de incubación, mg/l

Ejemplo A.2

¿Cuál es la DBO_5 del agua residual del ejemplo A.1 si los valores de OD para el blanco y muestra diluida después de cinco días son respectivamente 8.7 y 4.2 mg/l

Solución

Sustituyendo los valores en la ecuación A.3, se tiene:

$$DBO_5 = (8.7 - 4.2) \times 42.9 = 193 \text{ o } 190 \text{ mg/l}$$

Bibliografía

1. Libros

Historia Universal Salvat, Tomo 7:Ed. Salvat. 1999

Romero Rojas, José A. Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización. Ed. Alfamega. México, 1999.

Tebbutt, T. Fundamentos en el control de la calidad del agua. Ed. Limusa. México, 1998.

Metcalf-Eddy. Ingeniería Sanitaria tratamiento, evacuación y reutilización de las aguas residuales. Ed. Labor. Barcelona, 1985.

Crites-Tchobanoglous. Aguas residuales en pequeñas poblaciones. Ed. McGraw-Hill. Bogotá, 2000.

Pelczar-Reid-Chan. Microbiología. Ed. McGraw-Hill. Madrid, 1981.

Davis-Cornwell. Introduction to Environmental Engineering Ed McGraw-Hill. Singapore. 1985.

Brañes, Raúl. Manual de derecho ambiental mexicano. Ed. Fondo de cultura económica: México, 2000.

Henze-Harremoës-la CourJansen-Arvin. Wastewater Treatment. Ed. Springer. Berlín, 1997.

Departamento de sanidad del estado de Nueva York. Manual de tratamiento de aguas negras. Ed. Limusa-Noriega. México, 1990.

Agencia para el desarrollo internacional. Lagunas de estabilización para países en desarrollo. Ed. centro regional de ayuda técnica. México 1965.

Babbit-Baumann. Alcantarillado y tratamiento de aguas negras. Ed. CECSA. México, 1962.

Serrano, Luisa. Las aguas residuales y su tratamiento. Ed. ERCA. México, 1997.

Ramalho, R. Tratamiento de aguas residuales. Ed. Reverté. Barcelona, 1993.

Wanielista, M. Engineering and the Environment. Ed. Brooks/Colage Engineering Division. Monterey, 1985.

Steel-McGhee. Abastecimiento de agua potable y alcantarillado. Ed. Gustavo Gili. Barcelona, 1981.

Peavy-Rowe-Tchobanoglous. Environmental Engineering. Ed. McGraw-Hill. Singapore, 1987.

2. Artículos publicados en revistas técnicas

Llanas Fernández, Roberto. El uso de comunes o latinas en la segunda mitad del siglo XVII. Revista Tláloc, Junio, 2000.

Meza García, Salvador. Dulces Nombres. Industria Ambiental. Vol.1 No 3.

3. Leyes, reglamentos, normas y publicaciones oficiales

Ley de Aguas Nacionales: Fecha de publicación en el Diario Oficial de la Federación: 1 de diciembre de 1994

Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección del Medio Ambiente. Fecha de publicación en el Diario Oficial de la Federación 28 de enero de 1988.

Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario. CNA. México 1992.

Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Libro II proyecto. 3 sección potabilización: CNA: México 1994.

Normas Oficiales Mexicanas

NOM-001-ECOL-1996

NOM-002-ECOL-1996

NOM-003-ECOL-1997

Publicación gratuita elaborada por la Comisión Nacional del Agua; Gerencia de Servicios a usuarios; Subdirección General de Administración del Agua; julio de 2000.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
ASPECTOS GENERALES

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO I ASPECTOS GENERALES

- 1.1 PROBLEMATICA DEL AGUA
- 1.2 ORIGEN DE LAS AGUAS RESIDUALES
- 1.3 CONTAMINACION DE UN CUERPO DE AGUA
- 1.4 IMPUREZAS EN LAS AGUAS
- 1.5 PROPOSITO DEL TRATAMIENTO Y REUSO DEL AGUA TRATADA
- 1.6 LOCALIZACION DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO
- 1.7 INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

I.1 PROBLEMÁTICA DEL AGUA

El agua es reconocida como fuente de vida, los sitios ideales para el asentamiento de poblaciones dedicadas a la pesca y a la agricultura son las riberas de los cuerpos de agua naturales y actualmente son sitios de desarrollo urbano y rural.

Las principales fuentes de abastecimiento de agua en México son los ríos, manantiales y el subsuelo. La disponibilidad de estos recursos es muy variable en todo el territorio nacional.

Las aguas superficiales se encuentran contaminadas por descargas domésticas, industriales y agropecuarias y la sobreexplotación del agua subterránea se está generalizando, lo que ha ocasionado deterioros irreversibles, intrusión salina, hundimientos del terreno y necesidad de bombeo a profundidades incosteables.

Los sitios con mayor desarrollo demandan cada vez mayores cantidades de agua y son los que aportan mas contaminantes al descargar sus aguas residuales municipales e industriales, en los cuerpos receptores, en muchas ocasiones sin ningún tratamiento.

No hay duda de que las características naturales del territorio se han visto afectadas por el proceso de urbanización e industrialización que ha vivido el país. Lo muestra el hecho de que los principales focos de contaminación, y de deterioro de los ecosistemas, se localizan en las más importantes ciudades y puertos industriales o tienen su origen en ellos, afectando las cuencas hidrológicas y los diversos ecosistemas. Debido a estas tendencias, se observan ya insuficiencias críticas de agua limpia en algunas regiones, en consecuencia, su obtención tendrá un costo cada vez más elevado. Además los mayores centros de población y de producción industrial se encuentran arriba de la cota 500 SNM.

En las ciudades de México, Monterrey y Guadalajara se generan 46, 8.5 y 8.2 metros cúbicos por segundo de aguas residuales, respectivamente. En conjunto equivalen al 34% del total a nivel nacional estimado en 184 metros cúbicos por segundo; de éstos, 105 corresponden a descargas municipales y 79 a descargas industriales.

Los principales contaminantes que modifican la calidad natural de las corrientes de agua son: materia orgánica, que ocasiona la disminución del oxígeno disuelto; nutrientes como los detergentes, que provocan eutroficación; grasas y aceites, que ocluyen las agallas de los peces y disminuyen la transferencia de oxígeno; sólidos sedimentables azolvan los cuerpos de agua, organismos patógenos, metales pesados, y plaguicidas, que afectan a la salud humana, a la flora y fauna acuáticas.

A escala nacional se genera una carga contaminante de materia orgánica total, medida en términos de demanda bioquímica de oxígeno (DBO), de 2.4 millones de toneladas por año; que corresponden 36% al ámbito municipal y 64% al industrial.

El sector industrial, de acuerdo con los índices de extracción, consumo y contaminación de agua, se ha configurado en 39 grupos, de los cuales 9 son los que producen la mayor cantidad de aguas residuales: azúcar, química, papel y celulosa, petróleo, bebidas, textiles, siderurgia, electricidad y alimentos. Estos 9 grupos en conjunto arrojan el 82%

del total de aguas residuales de origen industrial. Destacan la industria azucarera y la química, con el 59.8% del total.

Son 31 las cuencas que reciben el 91% de la materia orgánica de las aguas residuales generadas en el país. El nivel de importancia de las cuencas se determinó de acuerdo a la superficie, el volumen de escurrimiento medio anual, el área bajo riego, el valor económico, la población aledaña, los municipios circundantes y las descargas de aguas residuales. De las cuencas más severamente deterioradas, cinco merecen una atención especial, en virtud de los grandes centros de desarrollo asentados en sus alrededores, ellas son: Lerma-Santiago, Pánuco, Balsas, Sn Juan y Blanco.

Los puertos industriales y turísticos y las zonas costeras del país constituyen también zonas con alto nivel de contaminación del agua, al verse afectadas por el vertido de aguas residuales municipales e industriales sin tratamiento ni control adecuado. A esto se agrega la carencia o manejo inapropiado de los sistemas de recolección y disposición de los residuo sólidos. Acapulco, Coatzacoalcos, Ensenada, Salina Cruz, Lázaro Cárdenas y Villahermosa, entre otros, requieren de particular atención para frenar y revertir el nivel de contaminación de sus aguas costeras.

Se estima que para el año 2000 se verterán 207 metros cúbicos por segundo de aguas residuales; ello implica un enorme reto, no sólo para los servicios de agua potable y alcantarillado, sino también para los sistemas de tratamiento de agua.

La Comisión Nacional del Agua reportó en 1997, la existencia de 808 plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, con una capacidad total de 54.9 metros cúbicos por segundo; y 177 plantas de tratamiento de aguas residuales de origen industrial, con una capacidad aproximada de 12 metros cúbicos por segundo. De lo anterior se deriva que, de la descarga total de aguas residuales municipales, sólo se trata el 24.3% del cual aproximadamente la mitad se reutiliza. De las aguas residuales industriales, únicamente se trata el 15.5%. Cabe aclarar que estas cifras son estimadas según la capacidad instalada y que no todos los sistemas de tratamiento están en operación. (Ver cuadros 1.4, 1.5 y 1.6)

En algunas de las instalaciones para tratamiento de aguas residuales municipales, se detectan deficiencias importantes como son: diseño inadecuado, ubicación desfavorable por condiciones topográficas o por la localización de las redes de alcantarillado; obras inconclusas tanto en la red de atarjeas como en instalaciones de bombeo, en equipo electromecánico en instalaciones de seguridad; desaparición de equipo o carencias de instalaciones eléctricas. La falta de recursos no ha permitido ampliar adecuadamente la cobertura del servicio de alcantarillado ni mejorar los sistemas de tratamiento.

La insuficiencia de personal capacitado para operar y mantener en buenas condiciones las instalaciones mencionadas, es otro problema muy serio. A esto se agrega que el país no cuenta con la tecnología suficiente para la fabricación de equipo de medición y de tratamiento.

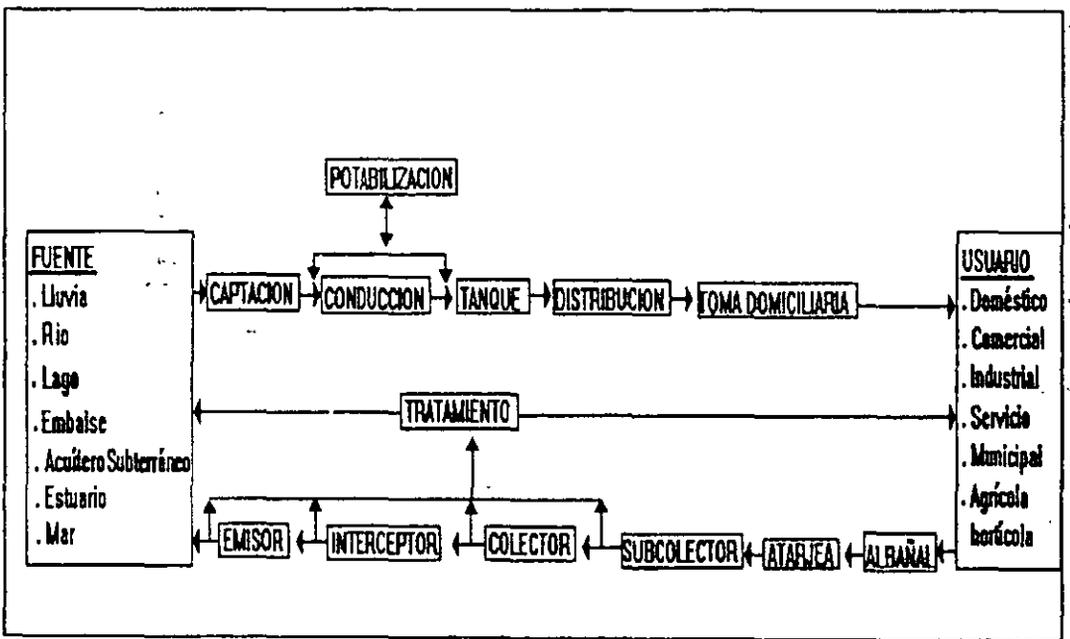
Se tienen ya Normas Oficiales Mexicanas para las descargas de aguas residuales, por lo que la Comisión Nacional del Agua cuenta con la facultad de otorgar o negar permisos para el vertimiento, en base a la calidad del agua que se pretende alcanzar en el cuerpo receptor.

1.2 ORIGEN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Un sistema hidrosanitario urbano inicia en la fuente de abastecimiento de agua, de donde es captada, si el agua de este lugar no reúne las condiciones de potabilidad se le dá un tratamiento para que cumpla con los parámetros establecidos, posteriormente ésta agua se entrega a los usuarios que al utilizarla le agregan impurezas que pueden proceder del uso doméstico, comercios, industrias, establecimientos de servicio, usos municipales; en algunas poblaciones pequeñas se acostumbra que los habitantes tengan hortalizas y huertos, cuyas aguas de desecho en ocasiones van al drenaje.

Las aguas residuales, mezcladas con contaminantes procedentes de todo tipo de uso que exista en una comunidad, son desalojadas del predio hacia el alcantarillado a través del albañal. Posteriormente por el emisor son enviadas al suelo o a cuerpos de agua, en ocasiones sin tratamiento, lo que debe evitarse ya que siempre es necesario construir y operar adecuadamente una planta de tratamiento. (Fig. 1.1)

FIG. 1.1 ORIGEN Y DESTINO DE LAS AGUAS RESIDUALES



Las plantas de tratamiento por su ubicación dentro del sistema hidrosanitario urbano pueden dividirse en:

- **TERMINAL.** Cuando se encuentra al final de la red de alcantarillado y su objetivo es dar tratamiento al total de las aguas residuales que se van a desechar y así evitar la contaminación de agua y suelo.
- **NO TERMINAL O INTERMEDIA.** Cuando se encuentra dentro de la población y su objetivo es tratar solo parte de las aguas del sistema de alcantarillado para ser

utilizadas en la industria, riego, u otros usos y generalmente no es desechada directamente a un cuerpo receptor.

1.3. CONTAMINACION DE UN CUERPO DE AGUA

Un cuerpo de agua se considera contaminado, cuando la composición o el estado de sus aguas son directa o indirectamente modificadas por la actividad del hombre en una medida tal, que disminuye la facilidad de utilización para todos aquellos fines, o alguno de ellos, a los que podrían servir en estado natural.

La preocupación por la contaminación de las aguas puede sintetizarse en algunas situaciones y efectos como:

- Distribución de los limitados recursos hidráulicos.
- Disminución de la calidad del agua para abastecimiento de las poblaciones, uso para riego o industria, puesto que todos estos usos tienen limitaciones cualitativas.
- Supresión del poder autodepurador de los cauces receptores, con destrucción de flora y fauna.
- Afecta a los asentamientos humanos, la pesca y los deportes, a los visitantes y turistas.
- Es un peligro potencial que atañe directamente a la salud pública, influye en la economía, recreo y esparcimiento.
- Requiere inversión para un tratamiento adecuado para la utilización del agua.

1.4 IMPUREZAS EN EL AGUA

Las aguas de los mares, lagos y ríos tienen impurezas, no incluidas dentro del concepto de contaminación, ya que al atravesar como precipitación las nubes y la atmósfera, y al escurrir por el suelo o a través de él, han incorporado elementos o partículas, que dan origen a lo que se entendería como impurezas en el agua.

Estas partículas se resumen en el cuadro 1.2

Los problemas al ambiente y a la salud, así como las características de las aguas residuales se muestran en los cuadros 1.1 y 1.3.

CUADRO 1.1 CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS

PARAMETRO mg/lit	CONTAMINACION FUERTE	CONTAMINACION MEDIA	CONTAMINACION LIGERA
Sólidos totales	1000	500	200
Volátiles	700	350	120
Fijos	300	150	80
Sólidos en suspensión totales	500	300	100
Volátiles	400	250	70
Fijos	100	50	30
Sólidos disueltos totales	500	200	100
Volátiles	300	100	50
Fijos	200	100	50
D.B.O ₅ , A 10°C	300	200	100
Oxígeno Consumido	150	75	30
Oxígeno disuelto	0	0	0
Nitrógeno total	86	50	25
Orgánico	35	20	10
Amoniaco libre	50	30	15
Nitritos (NO ₂)	0,10	0,05	0,00
Nitratos (NO ₃)	0,40	0,20	0,10
Cloruros	175	100	15
Alcalinidad	200	100	50
Grasas	40	20	0

ORIGEN	CLASIFICACIÓN DE LAS PARTÍCULAS POR EL TAMAÑO				
	SUSPENDIDAS $> 2 \times 10^{-4}$ mm	COLOIDALES $< 2 \times 10^{-3}$ mm	$> 2 \times 10^{-6}$ mm	DISUELTAS	$< 2 \times 10^{-6}$ mm
ATMOSFERA	Polvo	Hollin	Moléculas Bióxido de carbono CO ₂ Anhídrico Sulfuroso SO ₂ Oxígeno O ₂ Nitrógeno N ₂	Iones positivos Hidrógeno H ⁺	Iones negativos Bicarbonato HCO ₃ ⁻
SUELO MINERAL Y PIEDRA	Arena Arcillas Partículas de tierra mineral	Arcillas	Bióxido de carbono CO ₂	Sodio Na ⁺ Potasio K ⁺ Calcio Ca ²⁺ Magnesio Mg ²⁺ Hierro Fe ²⁺ Manganeso Mn ²⁺	Cloruro Cl ⁻ Fluoruro F ⁻ Sulfato SO ₄ ⁻² Carbonato CO ₃ ⁻² Bicarbonato HCO ₃ ⁻ Nitrato NO ₃ ⁻
ORGANISMOS VIVOS Y SUS PRODUCTOS DE DESCOMPOSICIÓN	Algas Diatomeas Bacterias Protozoos Tierra orgánica Peces y otros organismos	Virus Materia colorante orgánica	Bióxido de carbono CO ₂ Oxígeno O ₂ Nitrógeno N ₂ Sulfato de hidrógeno H ₂ S Metano CH ₄ Residuos orgánicos varios, algunos de los cuales producen olor y color		

CUADRO 1.3 ORGANISMOS PATOGENOS COMUNMENTE ENCONTRADOS EN AGUAS RESIDUALES

ORGANISMOS	ENFERMEDAD	OBSERVACIONES
Ascaris spp; enterobius spp	Lombrices de nemátodos.	Implica peligro de contagio a humanos por efluentes de aguas residuales y lodos secos usados como fertilizante.
Bacillus anthracis	Antrax.	Se encuentra en agua residual. Las esporas son resistentes al tratamiento.
Brucelia spp	Brucelosis. Fiebre de Malta en el hombre. Aborto contagioso en carneros, cabras y reses.	Transmitida normalmente por la leche infectada o por contacto. Se sospecha también por las aguas residuales.
Entamoeba histolytica	Disenteria.	Es diseminada por agua contaminadas y lodos empleados como fertilizante. Común en climas calientes.
Leptospira icterohemorrhagiae	Leptospirosis (Enfermedad de Well).	Transportada por ratas de drenajes.
Mycobacterium tuberculosis	Tuberculosis.	Se le ha aislado de agua residual y corrientes contaminadas. Las aguas residuales son un posible forma de transmisión. Deberá tenerse cuidado con aguas residuales y lodos de sanatorios.
Salmonella paratypi	Fiebre paratifoidea.	Es común en aguas residuales y efluentes en épocas de epidemia.
Salmonella typhi	Fiebre tifoidea.	Es común en aguas residuales y efluentes en época de epidemia.
Salmonella spp	Envenenamiento de alimentos.	Es común en aguas residuales y efluentes.
Schistosoma spp	Esquistosomiasis.	Probablemente es destruida por un tratamiento eficiente.
Shigella spp	Disenteria bacilar.	Las aguas contaminadas son las principal fuente de infección.
Taenia spp	Solitaria.	Los huevos son muy resistentes, están presentes en lodos y efluentes de aguas residuales. Representan peligro para el ganado en tierras irrigadas con aguas residuales o abonadas con lodos de ellas.
Vibrio cholerae	Cólera.	Es transmitido por aguas residuales y aguas contaminadas.
Virus	Poliomielitis, hepatitis.	Se desconoce aún la forma exacta de transmisión. Se encuentran en efluentes de plantas de tratamiento biológico.

1.5 PROPOSITO DEL TRATAMIENTO Y REUSO DEL AGUA TRATADA

El propósito del tratamiento de las aguas residuales es la remoción de sustancias contaminantes para cumplir con dos objetivos principales:

- Control de la contaminación del agua para cumplir con legislación vigente y evitar efectos negativos en la calidad de los cuerpos receptores (agua o suelo).
- Reusar el agua tratada en aquellas aplicaciones en las que no se requiere agua de calidad potable, o cuando el agua tratada pueda ser reutilizada en la industria, agricultura, acuicultura, etc.

Control de la contaminación, consiste además en tratar las aguas residuales para recuperar, sanear o rehabilitar cuerpos de agua degradados como se hizo en los ríos Támesis y el Danubio, y como actualmente se está haciendo en México para sanear el río Lerma.

El **reuso de aguas tratadas**, ya sea en forma directa o indirecta, es un método de disposición que complementa los otros métodos de disposición en el medio ambiente acuático (lagos, ríos, estuarios, océanos).

La cantidad del agua tratada que pueda ser reusada dependerá de: 1o. disponibilidad 2o. costos del agua de primer uso, 3o. costos de tratamiento y de conducción, 4o. de los criterios, estándares o normas de calidad de agua y 5o. del potencial de reuso o de recirculación del agua tratada.

El reuso del agua tratada, puede clasificarse de acuerdo a su aplicaciones en:

- **Reuso potable.** Recarga de acuíferos, dilución en aguas naturales.
- **Reuso doméstico.** Suministro doble, en el que el agua tratada se reusa en excusados, mingitorios y riego de áreas verdes, rellenos sanitarios, terracerías.
- **Reuso municipal.** Riego de áreas verdes, campos de golf, lavado de calles y automóviles y agua para incendio.
- **Reuso industrial.** Enfriamiento, generación de vapor, alimentación a procesos que no tienen contacto con alimentos, bebidas o medicamentos, riego de áreas verdes y recarga de acuíferos para usos industriales, inyección al "escudo" en excavaciones
- **Reuso agrícola.** Riego de terrenos agrícolas, forestales y de pastoreo.
- **Reuso piscícola** Criadero de peces.
- **Reuso recreativo** Sin contacto directo: veleo, remo, lagos artificiales.
Con contacto directo: natación, pesca deportiva, etc.
- **Reuso recarga de acuíferos para otros usos**

- ⇒ **Directo:** para el control de intrusión salina, control del balance de sales en aguas subterráneas.
- ⇒ **Indirecto:** para el control de problemas de hundimientos de suelo, para activar represuración en pozos petroleros y para compactar suelos.

1.6 LOCALIZACIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO

La selección del sitio para la ubicación de una planta de tratamiento es un problema muy difícil de resolver actualmente, ya que si a los habitantes de las zonas en estudio, no se les convence de la bondad del tratamiento y de la ausencia de perjuicios para ellos, pueden impedir que la planta se construya o en el peor de los casos, ya construida no permitir que opere, por lo tanto se requiere llevar a cabo evaluaciones de todos los sitios posibles, entre estas, deben realizarse estudios de Impacto Ambiental; debe evitarse las áreas pobladas o el uso de áreas públicas, en ocasiones las plantas se localizan, en lugares alejados, pero después que se construyen, pronto son rodeadas por la población. Por lo tanto, siempre debe tomarse en cuenta un área de amortiguamiento, las consideraciones estéticas y el control de olor y ruido. Si se tiene un buen control sobre los problemas potenciales se podría pensar que se puede localizar en cualquier lugar, por otro lado si se hace un control de todos los problemas, esto repercutirá en los costos y en la selección de los procesos. La selección del sitio se hace normalmente en áreas donde no son críticos los problemas de ruido y los estéticos visuales.

Por economía, es deseable minimizar las estaciones de bombeo. Entonces, los sitios a considerar normalmente quedan reducidos a puntos donde el drenaje es accesible, ya que el sistema de alcantarillado es predominantemente diseñado para funcionar por gravedad.

Desde los estudios iniciales debe establecerse, la superficie requerida incluyendo áreas verdes; los vientos dominantes y la distancia que exista hasta la población, principalmente la zona habitacional debido a los problemas de olores que puedan presentarse; el costo estimativo de la construcción y terreno; por último se deben estudiar, prevenir y tratar propuestas de solución a los problemas sanitarios que se puede generar.

Todo lo anterior se puede determinar con un estudio de Impacto Ambiental de cada una de las propuestas y decidirse por la que sea menos impactante, para evitarse problemas posteriores.

1.7 INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO
CUADRO 1.4 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CONSTRUIDAS Y OPERANDO, ENERO 1998.

ESTADO	PLANTAS CONSTRUIDAS	CAPACIDAD INSTALADA (LPS)	PLANTAS OPERANDO	GASTO TRATADO (LPS)
AGUASCALIENTES	94	2462.00	79	1968.10
BAJA CALIFORNIA	10	2495.00	10	2755.00
B. CALIFORNIA SUR	18	1028.40	17	586.80
CAMPECHE	11	123.36	11	36.61
COAHUILA	13	912.50	7	675.00
COLIMA	23	487.00	16	304.20
CHIAPAS	6	108.72	0	0.00
CHIHUAHUA	18	1404.00	18	642.20
DISTRITO FEDERAL	24	5978.00	22	3379.00
DURANGO	43	2704.40	39	2047.00
GUANAJUATO	9	1665.00	2	790.00
GUERRERO	13	1829.00	13	1443.00
HIDALGO	5	148.36	1	14.88
JALISCO	69	3222.98	51	1726.01
ESTADO DE MEX.	17	2580.00	17	1225.00
MICHOACAN	13	1224.00	10	531.00
MORELOS	30	1314.90	20	810.00
NAYARIT	48	1806.80	32	986.70
NUEVO LEON	28	8821.00	27	6002.00
OAXACA	22	755.74	17	313.10
PUEBLA	11	339.40	8	173.90
QUERETARO	13	834.20	12	298.20
QUINTANA ROO	14	1188.00	12	790.91
SAN LUIS POTOSI	12	423.00	4	265.00
SINALOA	15	1031.00	10	1030.00
SONORA	64	2394.70	46	1432.70
TABASCO	23	1068.20	19	843.50
TAMAULIPAS	14	2148.00	11	1719.10
TLAXCALA	33	878.80	23	679.22
VERACRUZ	61	3331.00	43	1694.00
YUCATAN	8	29.3	8	14.50
ZACATECAS	26	247.00	10	164.00
NACIONAL	808	54983.76	615	35340.63

FUENTE: GERENCIA DE SANEAMIENTO Y CALIDAD DEL AGUA C.N.A.

CUADRO 1,5 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUALES MUNICIPALES EN CONSTRUCCION Y PROYECTO, ENERO 1998.

ESTADO	PLANTAS TOTAL	GASTO TOTAL (LPS)	PLANTAS EN CONSTRUCCION	GASTO DE DISEÑO (LPS)	PLANTAS EN PROYECTO	GASTO DE DISEÑO (LPS)
AGUASCALIENTES	SD					
BAJA CALIFORNIA	4	3820.00	2	1440.00	2	2380.00
BAJA CALIFORNIA SUR	2	52.00	0.00	0.00	2	52.00
CAMPECHE	SD					
COAHUILA	13	4370.00	0.00	0.00	13	4370.00
COLIMA	2	1050.00	1	300.00	1	750.00
CHIAPAS	42	2098.07	6	178.80	36	1919.27
CHIHUAHUA	42	9509.00	17	139.00	25	9370.00
DISTRITO FEDERAL	5	35875.00	4	875.00	1	35000.00
DURANGO	25	639.60	14	74.60	11	565.00
GUANAJUATO	12	5705.00	1	70.00	11	5635.00
GUERRERO	3	31.00	2	228.00	1	84.00
HIDALGO	SD					
JALISCO	49	2957.00	0.00	0.00	4	2957.00
ESTADO DE MEXICO	17	955.00	6	458.00	11	497.00
MICHOACAN	16	1970.00	4	851.00	12	1119.00
MORELOS	8	405.00	1	75.00	7	330.00
NAYARIT	20	337.44	7	60.60	13	276.84
NUEVO LEON	19	505.00	0.00	0.00	19	505.00
OAXACA	18	952.50	8	72.60	10	879.90
PUEBLA	24	4043.60	4	192.00	20	3851.60
QUERETARO	19	914.00	18	828.00	1	86.00
QUINTANA ROO	SD					
SAN LUIS POTASI	9	1884.30	1	10.00	8	1874.30
SINALOA	9	6699.00	0.00	0.00	9	6699.00
SONORA	3	4000.00	0.00	0.00	3	4000.00
TABASCO	SD					
TAMAULIPAS	8	3519.24	2	27.00	6	3492.24
TLAXCALA	6	52.09	1	3.74	5	48.35
VERACRUZ	17	3653.00	6	2235.00	11	1418.00
YUCATAN	SD					
ZACATECAS	15	449.00	0.00	0.00	15	449.00
NACIONAL	362	96726.84	105	8118.34	257	88608.50

FUENTE: GERENCIA DE SANEAMIENTO Y CALIDAD DEL AGUA C.N.A.

CUADRO 1.6 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUALES CONSTRUIDAS, POR PROCESO, ENERO 1998.

ESTADO	AE	DB	FB	LA	LB	LE	LM	LP	PE	RA	TI	TP	TS	TV	ZO	ZZ	AN	TOTAL
AGUASCALIENTES			1	2		83			8									94
BAJA CALIFORNIA			2	1	1	5									1			10
BAJA CALIFORNIA SUR				7		9	1					1						18
CAMPECHE				7								3					1	11
COAHUILA			2	5		4					1	1						13
COLIMA		1		2		20												23
CHIAPAS						5							1					6
CHIHUAHUA		1		4		12									1			18
DISTRITO FEDERAL	1		2	20												1		24
DURANGO				1	1	41												43
GUANAJUATO				1	1	3					3				1			9
GUERRERO				12								1						13
HIDALGO				1		2		1			1							5
JALISCO			2	11	2	34				1	7	1	2		9			69
ESTADO DE MEXICO			1	1		15												17
MICHOACAN		1			1	6				1	3				1			13
MORELOS		3	5	3		2				4	8					2	3	30
NAYARIT			4	11		19							14					48
NUEVO LEON	3			6	3	12				1	2						1	28
OAXACA		1	1	10		5		3			2							22
PUEBLA			2			6						2		1				11
QUERETARO	1		3	1					3		1	1			1		2	13
QUINTANA ROO				12		1									1			14
SAN LUIS POTOSI				9		3												12
SINALOA				2		12						1						15
SONORA						61					2	1						64
TABASCO			1	4		7					10				1			23
TAMAULIPAS	1		1		1	6					3				2			14
TLAXCALA			1		4	27				1								33
VERACRUZ			3	22		10			1	2	16	3	1				3	61
YUCATAN			1	2													5	8
ZACATECAS		2	0	17		6									1			26
NACIONAL	6	9	32	174	14	416	1	4	12	10	59	15	18	1	19	3	15	808

FUENTE: GERENCIA DE SANEAMIENTO Y CALIDAD DEL AGUA, C.N.A.
 No incluye plantas en proyecto.

AE = AERACION EXTENDIDA
 DB = DISCO BIOLÓGICO
 FB = FILTROS BIOLÓGICOS
 LA = LODOS ACTIVADOS
 LB = LAGUNAS AERADAS
 LE = LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
 LM = LEMNA
 LP = LAGUNAS-PANTANO
 PE = PURIFICADOR ENZIMÁTICO

RA = RAFA
 TI = TANQUE IMHOFF
 TP = TRATAMIENTO PRIMARIO
 TS = TRATAMIENTO SECUNDARIO
 TV = TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO
 ZO = ZANJA DE OXIDACIÓN
 ZZ = DESCONOCIDO
 AN = TRATAMIENTO ANAEROBIO



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
PARÁMETROS DE CALIDAD DEL AGUA

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 2 PARAMETROS DE CALIDAD DEL AGUA

- 2.1 CARACTERISTICAS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO
- 2.2 PARAMETROS FISICOS
- 2.3 PARAMETROS QUIMICOS
- 2.4 PARAMETROS BIOLÓGICOS
- 2.5 DESCRIPCION DE LOS PRINCIPALES PARAMETROS DE CALIDAD

2.1 CARACTERÍSTICAS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO

La siguiente figura muestra en forma resumida la composición de las aguas residuales domésticas

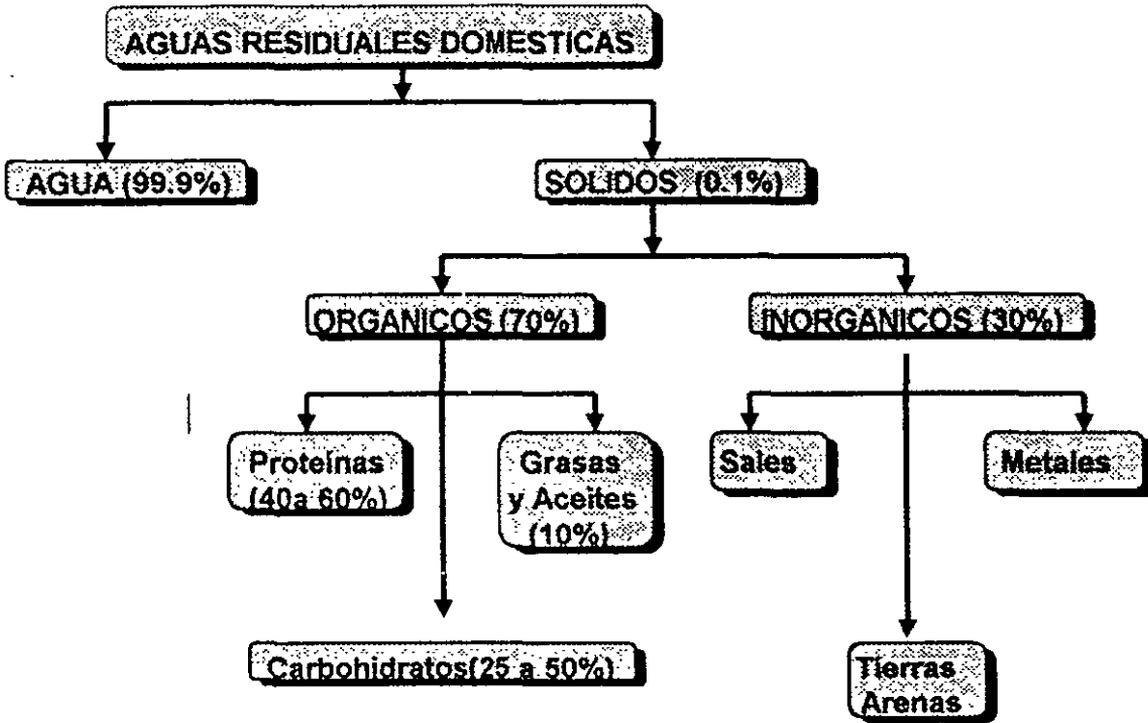


Fig. 2.1 Composición de las Aguas Residuales Domésticas

Las consideraciones para el diseño del tratamiento de las aguas residuales están basadas, en parte, en las características del agua a ser tratada, por lo tanto es importante el conocimiento de sus características físicas, químicas y biológicas.

Las características que con mas frecuencia se estudian para los diseños se presentan en el cuadro 2.1.

El concepto "calidad del agua", se refiere al conjunto de sus características físicas, químicas y biológicas, clasificadas en relación con características modelo definidas, y según su uso definido.

Por ejemplo, si la calidad que se toma como referencia es el agua potable, se podrá establecer una calificación de la aptitud de cualquier muestra para dicho uso. Existen metodologías para obtener "índices de calidad" del agua, comparando el valor de los parámetros físicos, químicos y biológicos de una muestra con los correspondientes a la caracterización de base, por ejemplo los "Índices de Calidad del Agua Residual" y del "Agua Renovada" (ICAR, ICAREN) utilizados por la Dirección de Construcción y Operación Hidráulica del DDF (DGCOH). Sin embargo, siempre es necesario analizar detalladamente los parámetros de una muestra, antes de calificarla como adecuada para un uso o destino particular.

CUADRO 2.1. CARACTERISTICAS O PARAMETROS DE LAS AGUAS RESIDUALES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO

FISICAS	QUIMICAS	BIOLÓGICAS
<ul style="list-style-type: none"> ◆ SÓLIDOS ◆ TEMPERATURA ◆ COLOR ◆ OLOR 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ ORGÁNICAS ⇒ DBO, DQO, COT ⇒ Proteínas ⇒ Carbohidratos ⇒ Lípidos ⇒ Espumante ⇒ Fenoles ⇒ Plaguicidas ◆ INORGÁNICOS ⇒ pH ⇒ Cloro ⇒ Alcalinidad ⇒ Nitrógeno ⇒ Fósforo ⇒ Metales pesados ⇒ Materia tóxica ◆ GASES ⇒ Oxígeno ⇒ Acido Sulfhídrico ⇒ Metano 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ PLANTAS ◆ ANIMALES ◆ BACTERIAS ◆ PROTOZOOS ◆ VIRUS ◆ HONGOS

Recordemos que se habla de "contaminación del agua" cuando su calidad sufre una transformación que la hace inadecuada para un uso particular. Generalmente el término se aplica en relación con la calidad del "agua natural", aunque no existe una sola calidad de la misma en todo el ambiente natural. Para el análisis del rehusó, basta con referirse a la "aptitud" del agua para cada uso potencial, según la caracterización de parámetros prefijados. Además la calidad del agua experimenta en el medio natural modificaciones debidas a una serie de procesos naturales o ambientales (cuadro 2.2). Los sistemas de tratamiento, en sus procesos unitarios, reproducen en distinto grado los efectos de los procesos naturales o ambientales de depuración.

CUADRO 2.2 PROCESOS AMBIENTALES QUE AFECTAN LA CALIDAD DEL AGUA

CLASIFICACION	PROCESO	DESCRIPCION	PROCESOS UNITARIOS DEL TRATAMIENTO
FISICOQUIMICOS	Fotólisis	Transformación química de compuestos presentes en el agua, al entrar ésta en contacto con la luz, dependiendo de la estructura química de aquéllos.	Procesos biológicos y desinfección.
	Hidrólisis	Interacción de un grupo hidroxilo (-OH) con la estructura de compuestos orgánicos, con la pérdida de un grupo funcional; la velocidad de reacción puede incrementarse con la presencia de un ácido o una base.	Precipitación química, coagulación, floculación y oxidación química.
	Oxidación	Introducción de un átomo de oxígeno en un compuesto químico. En el caso de la materia orgánica carbonácea, puede inducir su descomposición hasta dióxido de carbono y agua.	Mezcla, transferencia de gases, oxidación química, procesos biológicos y desinfección.
	Especiación Química	Dependiendo de sus características, un compuesto puede ser precipitado, adsorbido o absorbido por materia orgánica e inorgánica, permanecer en fase líquida como ión o formar moléculas complejas.	
DE TRANSPORTE	Volatilización	Se presenta en compuestos químicos orgánicos e inorgánicos con alta presión de vapor o baja solubilidad.	Mezcla y transferencia de gases.
	Absorción	Proceso por el cual un componente se transfiere de una fase para acumularse en otra, particularmente cuando la segunda es sólida. Se divide en absorción y adsorción	Sedimentación, filtración, adsorción, precipitación química, coagulación y procesos biológicos
	*Absorción.	Se produce cuando las moléculas o átomos de una fase penetran uniformemente en otra, formando una solución en ella.	
	*Adsorción:	Es la acumulación de sustancias en una superficie o interfase, ya sea líquido-líquido, gas líquido o líquido-sólido.	
BIOLOGICOS	Bioacumulación	Tendencia de ciertos compuestos químicos a acumularse en especies vivas, especialmente importante en compuestos químicos hidrofóbicos solubles dentro de tejidos grasos o lípidos	Procesos biológicos.
	Biodegradación	Transformación de compuestos químicos en otros más simples, debida a las enzimas propias de organismos vivos, demandantes de energía y carbono.	Procesos biológicos.

**CUADRO 2.3 CARACTERISTICAS PROMEDIO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES
POR TAMAÑO DE POBLACIÓN**

PARAMETROS	TAMAÑO DE POBLACION				
	2500 # 10000	10000 # 20000	20000 # 50000	50000 # 100000	PROMEDIO
♦ pH	7.4	6.9	6.9	7.3	7.1
♦ TEMPERATURA (°C)	25	20	23	22	23
♦ DBO	264	299	254	301	280
♦ DQO	698	719	609	430	614
♦ SS (ml/l)	9	5	8	3	6
♦ GRASAS Y ACEITES	56	44	65	96	65
♦ N-NH ₃	24	28	14	12	20
♦ N-ORGANICO	18	23	23	9	18
♦ N-TOTAL	37	44	30	24	34
♦ FOSFATOS TOTALES	20	24	16	29	22
♦ SAAM	14	11	17	17	15
♦ COLI. TOT. (NMP/100 ml)	7	773	14	107	225
♦ SOLIDOS :					
⇒ TOTALES	1552	1141	1391	932	1254
⇒ TOTALES SUSP.	286	309	233	167	249
⇒ TOTALES DIS.	1266	832	1158	765	1005
⇒ TOTALES VOL.	737	871	449	349	602
⇒ VOLATILES SUSP.	223	192	151	139	176
⇒ VOLATILES DIS.	514	379	298	210	350
⇒ TOTALES FIJOS	815	570	942	583	728
⇒ FIJOS SUSP.	116	145	183	58	126
⇒ FIJOS DIS.	699	425	759	525	602

UNIDADES EN mg/l, EXCEPTO QUE SE INDIQUE DE OTRA FORMA

REFERENCIAS : SRH, SUBSECRETARIA DE PLANEACION, DIRECCION GENERAL DE USO DEL AGUA Y PREVENCION DE LA CONTAMINACION. "SISTEMA ECONOMICO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ADECUADOS A LAS CONDICIONES NACIONALES, SUGUN ETAPA".

2.2 PARAMETROS FISICOS

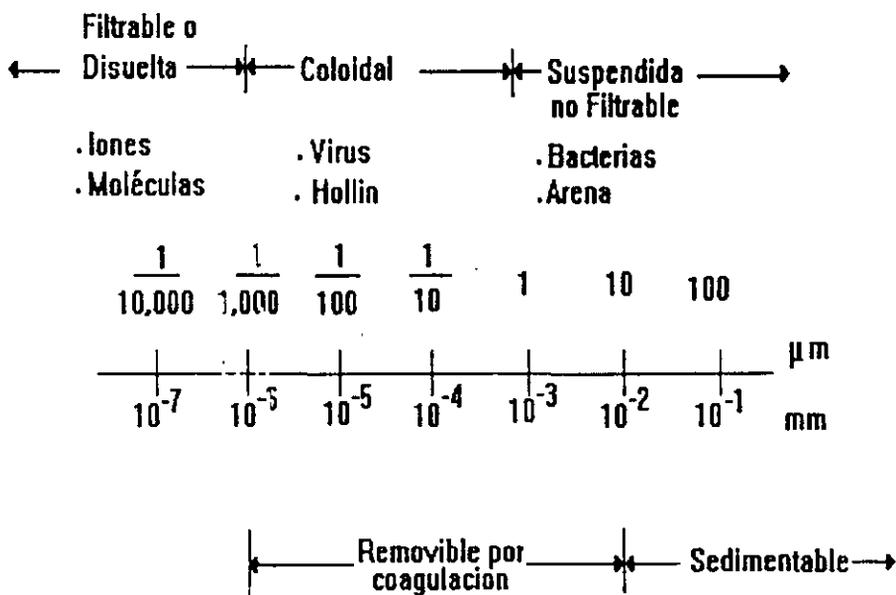


Fig. 2.2 Clasificación y tamaño de partículas encontradas en el agua

SOLIDOS

SOLIDOS TOTALES. El material que arrastran las aguas residuales. Desde el punto de vista analítico los sólidos totales se definen como el residuo que permanece después de haber evaporado el agua entre 103 y 105°C.

SOLIDOS SEDIMENTABLES. Sólidos en suspensión que pueden llegar a sedimentar en condiciones de reposo, debido a la influencia de la gravedad.

SOLIDOS SUSPENDIDOS NO SEDIMENTABLES. Son componentes de los totales, cuyo tamaño es menor de 10 micras (10^{-2} mm).

SOLIDOS DISUELTOS O FILTRABLES. Son componentes de los totales. Comprenden partículas del tamaño de iones y moléculas que pasan por un filtro menor de 10^{-6} mm.

SOLIDOS FIJOS Y VOLATILES, en función a su volatilidad a 600°C, la fracción orgánica se oxida, convirtiéndose en gas (sólidos volátiles) y la orgánica permanece como ceniza. (sólidos fijos).

TEMPERATURA

Es una medida relativa de la cantidad de calor contenida en el agua residual, usualmente la temperatura de las aguas residuales es mayor que la del agua del abastecimiento, ya que recibe calor por los usos.

La temperatura es importante porque afecta a la vida acuática tanto de la fauna como de la flora, afecta también la velocidad de reacción bioquímica y la transferencia de gases. Por ejemplo al aumentar la temperatura se disminuye la solubilidad del oxígeno en el agua y también se aumenta la velocidad de degradación de los compuestos orgánicos.

Temperaturas muy altas pueden fomentar el crecimiento de especies indeseables de plancton y hongos a los cuales los limitan las bajas temperaturas y que podrían incrementar el tiempo de tratamiento o el tamaño de la planta de tratamiento.

COLOR

El color de las aguas domésticas es generalmente una indicación de su edad, el agua residual doméstica presenta color gris cuando se acaba de generar, pero posteriormente se vuelve de color negro, debido a la actividad de los organismos anaerobios, que descomponen la materia orgánica y producen ácido sulfhídrico y metano.

Las aguas residuales industriales pueden contener muchas sustancias colorantes, por ejemplo la industria textil, celulosa y papel, petrolera y petroquímica.

OLOR

Los olores en las aguas residuales son causados por los gases de la descomposición orgánica por la actividad microbiana aerobia, por compuestos industriales y por las reacciones de los componentes cuyo tratamiento es por procesos químicos.

2.3 PARAMETROS QUIMICOS

2.3.1 PARAMETROS QUIMICOS ORGANICOS

La materia orgánica presente en las aguas residuales es de origen animal, vegetal y compuestos sintéticos orgánicos creados por el hombre. Los principales grupos de sustancias orgánicas que se encuentran en las aguas residuales domésticas son las **proteínas** (40 a 60 %), **carbohidratos** (25 a 50%), y **grasas y aceites** (10%). (Ver figura 2.1) Además, las aguas residuales contienen pequeñas cantidades de un gran número de moléculas orgánicas sintéticas, desde simples hasta estructuras extremadamente complejas como son los fenoles, detergentes, plaguicidas, entre otros.

Las **proteínas** son los constituyentes químicos más importantes de la materia viva. Son compuestos cuaternarios en los que predomina el **carbón**, el **oxígeno**, el **nitrógeno** y el **hidrógeno** (CHON). Se comportarán como ácidos o bases según el pH del medio en que se encuentren, pueden flocular a un pH determinado llamado punto isoelectrico.

Los **carbohidratos** (glucidos ó azucares) se componen de 3 elementos C.H.O., respondiendo a la fórmula general $C_m (H_2O)_n$ de donde proviene el título de hidratos de carbono.

Como ejemplo citaremos entre los glucidos a la glucosa, el almidón, dextrina, glucógeno, celulosa, etc.

Las **grasas** o lípidos son ésteres de ácidos grasos y de alcoholes más ó menos complejos. son sustancias grasosas de bajo punto de fusión. Pueden emulsionarse en el agua en la cual son en general insolubles.

La presencia de materia orgánica biodegradable en los cuerpos receptores reduce la cantidad de oxígeno. La presencia de materia orgánica no degradable o difícilmente degradable, complica el tratamiento de las aguas residuales.

Para facilitar la detección de la materia orgánica usualmente se recurre a medir parámetros indirectos como son la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO) y el carbono orgánico total (TOC).

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO. La DBO, o demanda bioquímica de oxígeno, es el parámetro mas usado para estimar el grado de contaminación orgánica en el agua. Su determinación implica medir la variación del oxígeno disuelto en el agua a través del tiempo debido a las reacciones bioquímicas involucradas en el metabolismo microbiano de la materia orgánica.

La DBO del agua residual da una idea de la biodegradabilidad de la materia orgánica, además sirve para calcular la cantidad de oxígeno necesario para estabilizar la materia orgánica mediante un tratamiento biológico, este parámetro se emplea además para medir la eficiencia del tratamiento y en general la DBO es un índice importante de la calidad de los cuerpos de agua, aunque la prueba para su determinación puede durar varios días, lo mas común es tenerla a los 5 días y se indica como DBO_5 .

DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO. Es otro parámetro que permite medir indirectamente el contenido de materia orgánica. El procedimiento se fundamenta en la oxidación de la materia orgánica mediante un oxidante químico fuerte, tal como el dicromato de potasio, en medio ácido, alta temperatura y en presencia de sulfato de plata como catalizador.

La DQO es usualmente mayor que la DBO, ya que son oxidados químicamente una mayor cantidad de sustancias que en la forma bioquímica. Para muchos tipos de desechos la DQO se relaciona con la DBO; cuando se trata de desechos domésticos típicos la DQO es de 1.2 a 1.5 veces mayor que la DBO.

CARBONO ORGANICO TOTAL (COT) o (TOC). El contenido de carbono orgánico total es también una medida indirecta del contenido de materia orgánica. Su determinación se realiza mediante la combustión catalítica de muestras en un horno a alta temperatura y se mide el bióxido de carbono producido que es proporcional a la cantidad de carbono presente en la muestra. El contenido de bióxido de carbono se determina por espectrofotometría de infrarrojo.

2.3.2. PARAMETROS QUIMICOS INORGANICOS.

La presencia y concentración de estas sustancias pueden afectar a los organismos de las aguas receptoras por medio de limitantes del crecimiento o características tróficas. Las algas y plantas microscópicas son capaces de utilizar las sustancias inorgánicas como sustrato en su metabolismo. Los elementos que mayormente se utilizan como metabolitos inorgánicos son carbón, amonía-nitrógeno y fósforo. Los nutrientes solos no son desagradables en concentraciones normales; sin embargo si las condiciones naturales lo permiten, son aprovechados para el crecimiento de algas o de otras plantas y causa el aumento de carga orgánica en los cuerpos receptores creando una demanda del recurso oxígeno del agua natural.

Carbón, nitrógeno y fósforo están presentes en las aguas naturales, en formas disponibles para la vida de las plantas. En la mayoría de las aguas naturales, el fósforo está presente en bajas concentraciones, menor que el nitrógeno o el carbono. El fósforo sin embargo se necesita en pequeñas concentraciones para sustentar el crecimiento de las algas. Se han reportado crecimientos indeseables de algas cuando los niveles de fósforo inorgánico se encuentran en los rangos de 0.01 a 0.05 mg/lt. Se requiere nitrógeno en mayores concentraciones que el fósforo para el crecimiento de algas. Dependiendo de las condiciones de la corriente, el carbón inorgánico, el nitrógeno, o el fósforo pueden ser el factor limitante para el crecimiento de algas. Es necesario un estudio cuidadoso del balance de nutrientes y la vida vegetal en los cuerpos de agua, es necesario determinar cual nutriente puede ser removido de las descargas de aguas residuales para retardar en forma mas efectiva el crecimiento de algas.

pH. Es la medida de la acidez o basicidad del agua. Los valores de pH mayores de 7.5 y menores de 6.5 afectan a los organismos involucrados en el tratamiento biológico de las aguas residuales.

ALCALINIDAD. Es la medida del contenido de iones hidróxilo, bicarbonatos y carbonatos. Su efecto es limitante de la actividad biológica.

NITROGENO AMONIACAL. Es un nutriente biológico e interviene en el metabolismo bacteriano.

NITRATOS. Nutrientes biológicos.

FOSFATOS. Nutrientes biológicos.

METALES PESADOS. Indican contaminación industrial. Afectan el metabolismo microbiano por ser tóxicos.

OXIGENO DISUELTO. Es una medida de la actividad biológica. Se requiere para la respiración de organismos aerobios, de importancia en el tratamiento de aguas residuales.

GASES. Los gases que se encuentran comúnmente en las aguas residuales crudas son; hidrógeno, oxígeno, bióxido de carbono, ácido sulfhídrico, amoniacal y metano. Aunque todos deben ser considerados en el diseño de los proceso de tratamiento, se debe poner

atención a las concentraciones de oxígeno, ácido sulfhídrico y metano dentro de las aguas tratadas.

El oxígeno disuelto es necesario para todas las forma aeróbicas de vida aún dentro de las instalaciones o en las aguas receptoras. En ausencia de condiciones aerobias, (condiciones anaerobias), la oxidación proviene de la reducción de sales inorgánicas como los sulfatos, o a través de la formación de bacterias productoras de metano. Los productos finales entre ellos el ácido sulfhídrico son siempre muy desagradables. Para eliminar posibles condiciones molestas en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales y en las aguas naturales que reciben los efluentes, es importante que se mantenga un estado aerobio.

2.4. PARAMETROS BIOLÓGICOS.

Los microorganismos que son de importancia en el tratamiento de aguas residuales son: bacterias, hongos, algas, protozoarios, rotíferos, crustáceos y virus. La degradación de la materia orgánica es el resultado de la vida de los microorganismos.

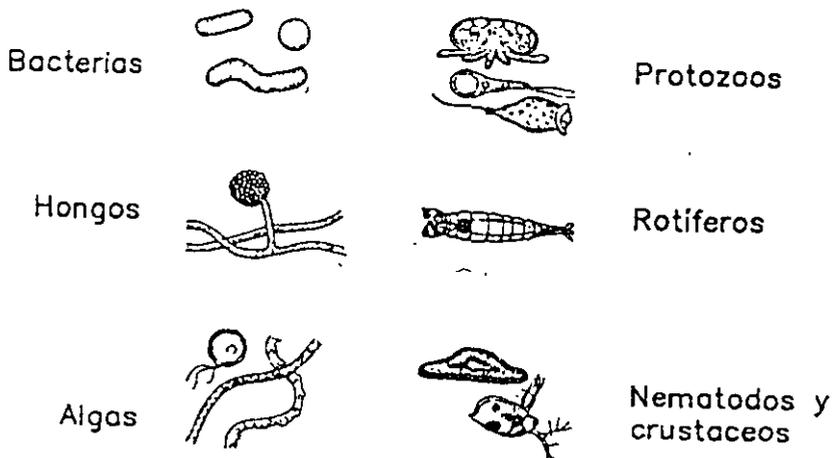


Fig. 2.3 Microorganismos que intervienen en los tratarnientos biológicos

BACTERIAS. Son organismos unicelulares microscópicos cuyo tamaño varía de 0.5 a 6 micras, que se alimentan con material orgánico e inorgánico soluble. Conforme a la temperatura, las bacterias pueden ser criófilas, mesófilas y termófilas, el rango en que mejor funcionan se encuentra entre 12 y 18 °C para las primeras, de 25 a 40 °C para las segundas y 55 a 65°C para las terceras.

En función del metabolismo, las bacterias se clasifican en autótrofas y heterótrofas, si la fuente de carbón proviene de sustancias inorgánicas para las autótrofas y de materia orgánica para las heterótrofas.

A su vez dichas bacterias pueden ser aerobias, anaerobia y facultativas, en función de las necesidades de oxígeno para su respiración, así las aerobias requieren oxígeno, las anaerobias no, y las facultativas viven en una y otra condición.

La presencia de **organismos patógenos**, o sea organismos que pueden causar daño a la salud de los seres humanos, se identifican mediante las bacterias del grupo coliforme y los estreptococos fecales que son los indicadores de contaminación bacteriológica del agua. Un indicador es un organismo que por su presencia demuestra que ha ocurrido la contaminación.

GRUPO COLIFORME. Incluye a todas las bacterias aerobias y anaerobias facultativas, gran negativas, no esporuladas, en forma de bacilo corto, que fermentan la lactosa con producción de gas en 24 horas a 35 °C. Este grupo heterogéneo no sólo está presente en las heces humanas, sino que se encuentra en otros ambientes como son aguas negras, aguas dulces superficiales, suelo y vegetación.

En el grupo de coliformes se encuentran las siguientes:

- a) *Escherichia coli*, *E. aureacens*, *E. freundii*, *E. intermedia*.
- b) *Enterobacter aerogenes*, *E. cloacae*.
- c) Intermediarios bioquímicos entre los géneros *Escherichia* y *Enterobacter*.

El grupo coliforme se subdivide en dos categorías: fecal y no fecal. Esta subdivisión se basa en la suposición de que *Escherichia coli* y otras cepas estrechamente relacionadas son de origen fecal, mientras que *Enterobacter aerogenes* y sus relativos más cercanos no son de origen fecal directo.

Las características que hacen de los coliformes buenos indicadores de contaminación son las siguientes:

a) Grupo coliforme total.

1) Ventajas.

- La ausencia de coliformes es una evidencia de la potabilidad bacteriológica del agua.
- La densidad de coliforme es una medida proporcional aproximada de la contaminación por desechos fecales.
- Si están presentes las bacterias patógenas de origen intestinal, las bacterias coliformes deben existir en mayor número, ya que están siempre presentes en el

intestino de humanos y animales de sangre caliente, y se eliminan en gran número por las heces.

- Los coliformes persiste en medio acuático más que las bacterias patógenas de origen intestinal.
- Los coliformes son generalmente menos dañinos al hombre y pueden determinarse cuantitativamente por los procedimientos rutinarios de laboratorio.

2) Desventajas.

- Algunos miembros del grupo coliforme tienen una amplia distribución en el medio ambiente en comparación a su presencia en los intestinos de animales de sangre caliente.
- Algunas cepas del grupo coliforme pueden crecer en aguas contaminadas y por consiguiente esto hace difícil la evaluación de la presencia o grado de contaminación.
- Otras bacterias pueden interferir con la prueba de los coliformes dando resultados falsos positivos o falsos negativos, por ejemplo: *E. aerogenes* o *Pseudomonas*.

b) Grupo coliforme fecal.

1) Ventajas.

- El 95% de los coliformes de origen fecal da positiva la prueba de la temperatura.
- Estos organismos están relativamente ausentes si la contaminación no es de origen fecal.
- El tiempo de supervivencia del grupo coliforme fecal en aguas es más corto que el de los coliformes no fecales. Por consiguiente una densidad alta de coliformes fecales indica una contaminación relativamente reciente.
- Los coliformes fecales generalmente no se multiplican fuera de los intestinos de los animales de sangre caliente.

2) Desventajas.

- Un número pequeño de coliformes fecales da negativa la prueba de la temperatura.
- Actualmente se conoce poco acerca de la supervivencia relativa de los coliformes fecales y de las bacterias patógenas entéricas en aguas contaminadas.

Grupo de los estreptococos fecales. Indican una contaminación peligrosa y demuestran que ha ocurrido recientemente, ya que en aguas no contaminadas nunca se encuentran. Son característicos de la contaminación fecal y están presentes en las heces humanas y de animales de sangre caliente. Se definen como: "Cocos gran +", que forman generalmente pares ó cadenas cortas, crecen en presencia de sales biliares, se pueden multiplicar y desarrollar a 45 °C, producen ácido pero no gas cuando fermentan manitol y la lactosa, no fermentan la rafinosa ni reducen los nitratos a nitritos, producen ácido en leche tomasolada precipitando la caseína, resistentes al calor, a condiciones alcalinas y a elevadas concentraciones de sales.

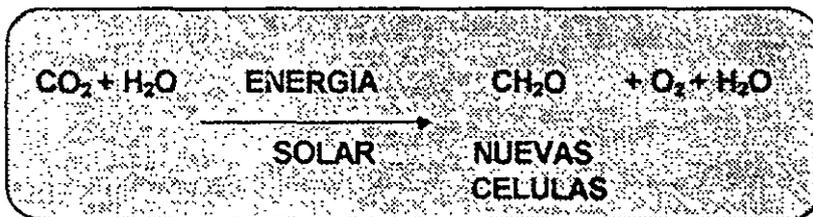
Ventajas y desventajas de los análisis de estreptococos fecales.

- Viven menos tiempo en el medio acuático que el grupo de coliformes, excepto cuando el agua tiene un contenido elevado de electrolitos como son las aguas de riego.
- No se reproducen con tanta frecuencia como los coliformes, ya que requieren mayor número de nutrientes.
- Desarrollan resistencia a los proceso de cloración del agua, mientras que los coliformes son más susceptibles a la desinfección por cloración.
- La relación CF/EF (coliformes fecales/estreptocos fecales) nos indica que: si es mayor de 4.0 la contaminación es de origen fecal humano, y si la relación es menor de 0.7 el origen de la contaminación es fecal no humana.

El análisis bacteriológico del agua se determina mediante la prueba de Tubos Múltiples, teniendo como resultado el número más probable de bacterias coliformes por cada 100 ml. (NMP/100 ml), también se utiliza el método de filtro de membrana.

HONGOS. Son organismos multicelulares no fotosintéticos (su fuente de energía es diferente a la solar) y heterótrofos. La mayoría de los hongos son aerobios estrictos y tienen la propiedad de vivir a niveles de pH muy bajos, del orden de 2 unidades y altos cercanos a 9. lo cual les hace ser importantes en el tratamiento de desechos industriales y en la digestión o composteo de desechos sólidos.

ALGAS. Son organismos unicelulares o multicelulares, autótrofos y fotosintéticos. Esta última propiedad tiene importancia en el tratamiento de aguas residuales, mediante lagunas de estabilización aerobias, puesto que en la reacción de fotosíntesis se forma oxígeno, según la siguiente ecuación:



PROTOZOARIOS. Son organismos microscópicos usualmente unicelulares. Son en su mayoría aeróbicos, heterótrofos y utilizan las bacterias como fuente de energía al ingerirlas, con lo cual ejercen una acción de pulimento en los proceso biológicos.

ROTÍFEROS. Son organismos aeróbicos, heterótrofos y multicelulares. Son muy efectivos en el consumo de bacterias dispersas y pequeñas partículas de materia orgánica. Su presencia indica una alta eficiencia de remoción en los proceso aeróbicos biológicos.

CRUSTÁCEOS. También son organismos aeróbicos, heterótrofos y multicelulares; indican efluentes con bajos contenidos de materia orgánica y altas concentraciones de oxígeno disuelto.

VIRUS. Son organismos de tamaño menor, que sólo pueden verse con el microscopio electrónico. Son parásitos obligados que requieren de un huésped (célula) para vivir y reproducirse. Dado que algunos virus producen enfermedades y son excretados con la materia fecal humana, se requiere eliminarlos usualmente mediante cloración de los efluentes de las plantas de tratamiento.

2.5 DESCRIPCIÓN DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS

Los parámetros físicos, químicos y biológicos, tal como se han mencionado presentan características específicas y algunos son útiles como indicadores de contaminación reciente o del grado de avance en los procesos naturales o inducidos de purificación, ya sea por su presencia o ausencia (ver cuadro 2.4)

CUADRO 2.4 PRINCIPALES PARAMETROS DE CALIDAD DEL AGUA.

PARAMETRO	UNIDAD	DESCRIPCION.
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	mg/l	Cantidad de oxígeno requerida por la materia orgánica disuelta para su descomposición
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/l	Cantidad de oxígeno requerida para la oxidación de toda la materia oxidable, incluyendo materia orgánica e inorgánica.
Oxígeno Disuelto	mg/l	Oxígeno molecular disuelto en el agua, indispensable para la supervivencia de la mayoría de los organismos aerobios.
Coliformes Fecales y Totales	NMP/100 ml	Grupo de bacterias que tienen su desarrollo en el conducto intestinal de los humanos; su presencia indica contaminación fecal y, posiblemente, por bacterias patógenas.
Sustancias activas al azul de metileno (saam)	mg/l	(Detergentes) Sustancias solubles que abaten la tensión superficial, desintegran las partículas aglomeradas y emulsifican las grasas. Pueden ser inhibitorias de los procesos biológicos de tratamiento.
Nitrógeno de Nitritos y Nitratos	mg/l	El primero representa una etapa intermedia de oxidación; el nitrógeno de nitratos es el producto final de la oxidación del nitrógeno.
Nitrógeno Amomiacal	mg/l	Junto con el nitrógeno orgánico integra el nitrógeno total que, aun cuando es un nutriente bioestimulante que beneficia los procesos biológicos, puede causar eutroficación en cuerpos receptores. Se encuentra como sales de amoníaco o como amoníaco libre; en el agua residual indica contaminación reciente con productos nitrogenados.
Fosfatos Totales	mg/l	El fósforo es un nutriente que también puede estimular el crecimiento de algas; proviene de la excreción humana y de los detergentes.
Grasas y Aceites	mg/l	Incluyen grasas de origen vegetal, animal y derivados del petróleo; pueden causar obstrucciones en las líneas de conducción, formación de natas o inhibición del desarrollo de poblaciones bacterianas.
Conductividad	$\mu\text{S/cm}$	Se relaciona con la concentración de sólidos disueltos, y es proporcional al ph, la turbiedad y el color.
Alcalinidad	mg/l	La acidez y la alcalinidad miden la capacidad de la muestra para reaccionar con los iones oxidrilos y los iones hidrógeno, respectivamente. Se dividen en alcalinidad a la fenolftaleína y al anaranjado de metilo o total. Se expresa en mg/l como CaCO_3 . Ayuda a amortiguar los cambios en el ph, aunque puede ser perjudicial para los procesos biológicos y causar problemas por incrustaciones en los conductos.
Dureza Total	mg/l	Propiedad debida a la presencia de iones metálicos de calcio y magnesio, principalmente, además del fierro y el estroncio; evita que el jabón haga espuma y produce incrustaciones en los sistemas de agua caliente. Causa desventajas económicas, aunque no representa un riesgo para la salud.
Potencial Hidrógeno (pH)	unidades	Es el logaritmo común negativo de la actividad del ion hidrógeno. Es una medida del equilibrio ácido-base de compuestos disueltos.
Color	unidades	El color aparente indica la presencia de sustancias disueltas y suspendidas en el agua; si las segundas son removidas, se dice que el color es verdadero. Para su determinación existen métodos colorimétricos visuales e instrumentales.
Sólidos Sedimentables	ml/l	Los sólidos presentes en el agua se dividen en sedimentables, disueltos y suspendidos. Los sedimentables se miden mediante su decantación en un cilindro de un litro. También se pueden medir en un cono irahoff.
Sólidos Disueltos, Suspendidos, Fijos y Volátiles	mg/l	Los disueltos se deben a materia soluble y los suspendidos son partículas discretas que se retienen en un filtro. Cada uno se divide, a su vez, en sólidos fijos, que son aquéllos que quedan después de la calcinación de la muestra, y volátiles, el resto del peso original de la misma; son un índice del contenido de materia mineral y orgánica, respectivamente.
Metales Pesados	mg/l	Algunos metales tienen efectos tóxicos sobre la materia viva, aun en concentraciones mínimas. Los principales son el plomo, el manganeso, el cromo hexavalente, el cadmio y el mercurio.
Turbiedad TU	unidades	La turbiedad es la prioridad que impide la penetración de la luz en la muestra. En campo se mide con el disco de secchi o con un alambre de platino; en laboratorio, con el turbidímetro de jackson o mediante técnicas nefelométricas. Tiene relación directa con la materia sólida presente en el agua.
Cloruros	mg/l	Son sustancias inorgánicas presentes en la orina, no removibles en procesos biológicos. Indican posible infiltración de agua salobres o, en combinación con nitritos, nitratos y amoníaco, contaminación de las aguas residuales.

NOTA: Número más probable = NMP
Unidades de turbiedad = UT



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
NORMATIVIDAD BÁSICA PARA EL
MANEJO DE LAS AGUAS RESIDUALES

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 3 NORMATIVIDAD BASICA PARA EL MANEJO DE LAS AGUAS RESIDUALES

3.1 ANTECEDENTES

3.2 JERARQUIA DE LAS LEYES

3.3 NORMATIVIDAD VIGENTE

- . CONSTITUCION POLITICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
- . LEY GENERAL DE SALUD
- . LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLOGICO Y LA PROTECCION DEL AMBIENTE
- . LEY DE AGUAS NACIONALES
- . REGLAMENTO DE LA LEY GENERAL DE SALUD.
- . REGLAMENTO DE LA LEY DE AGUAS NACIONALES
- . NORMAS OFICIALES MEXICANAS 01, 02, 03 ECOL

3.1 ANTECEDENTES

En México, el Código Sanitario de los Estados Unidos Mexicanos del año de 1955, ya contemplaba el problema de la contaminación de las aguas e indicaba acciones para proteger la salud de los habitantes de nuestro país.

Posteriormente, la Secretaría de Salubridad y Asistencia logró en 1972 que se promulgara la Ley Federal para prevenir y controlar la contaminación; basado en esta Ley se expidió el "Reglamento para prevenir y controlar la contaminación de las aguas", el que actualmente sigue vigente con algunas modificaciones, como parte de la actual Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección del Ambiente, que junto con la Ley de Aguas Nacionales son las que actualmente rigen la política ambiental.

3.2 JERARQUÍA DE LAS LEYES

CONSTITUCION POLITICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS		⇒ ART. 4o. SALUD ⇒ ART. 27 AGUAS PROPIEDAD NACIONAL ⇒ ART. 73 CONSEJO DE SALUBRIDAD ⇒ ART. 115 MUNICIPIOS	
LEYES	FEDERALES	AGUAS NACIONALES	ART. 85 AL 98
	GENERALES	⇒ EQUILIBRIO ECOLOGICO Y PROTECCION DEL AMBIENTE ⇒ SALUD	ART. 117 AL 133 ART. 116, 118 Y 122
REGLAMENTOS		⇒ AGUAS NACIONALES ⇒ PREVENCION Y CONTROL DE LA CONTAMINACION DEL AGUA ⇒ ESTABLECIMIENTOS Y SERVICIOS	ART. 133 al 156 ART. 5 al 28 ART. 1335 al 1346
<ul style="list-style-type: none"> • CRITERIOS • NORMAS OFICIALES MEXICANAS (NOM) • NORMAS MEXICANAS (NMX) 		⇒ CALIDAD DEL AGUA ⇒ DESCARGAS, MUESTREO AGUA POTABLE	001-002-003-004-005 (ECOL)

En nuestro país, la normatividad tiene su origen en nuestra Carta Magna, la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, la que en sus artículos 4o. (protección de la salud), 27 (Propiedad, cuidado y conservación de las aguas y recursos nacionales) y 73, fracc. XVI (Consejo de Salubridad General) norma la política ambiental a seguir para proteger la salud y el ambiente; además en su Artículo 115 da la responsabilidad a los Municipios del manejo de las aguas residuales en las poblaciones, ya que según los juristas, las aguas que maneja el municipio (agua potable en los sistemas y las aguas residuales en el Alcantarillado) son las únicas que no son de jurisdicción federal.

De los anteriores Artículos de la Constitución se deriva la Ley Federal de Aguas Nacionales por ser propiedad de la nación y las Leyes Generales en lo que respecta a la salud y al ambiente, donde además de la federación, participarán los Estados y los Municipios.

De las leyes se derivan los Reglamentos, así tenemos el Reglamento de las Aguas Nacionales; el Reglamento para Prevenir y Controlar la Contaminación de las Aguas donde se establecen las características de los cuerpos de agua y el Reglamento de la Ley General de Salud en Relación a productos, establecimientos y servicios.

De los Reglamentos se derivan las Normas Oficiales Mexicanas como son en este caso las que establecen las características de las descargas a los cuerpos receptores y otras que determinan las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua potable.

Además se tienen las Normas Mexicanas, que aunque no son obligatorias, si sirven como guías que uniformizan acciones.

3.3 NORMATIVIDAD VIGENTE

CONSTITUCION POLITICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

ART. 4o.- Toda persona tiene derecho a la protección de la salud

ART. 27.- La propiedad de las tierras y aguas comprendidas dentro de los límites del territorio nacional corresponde originalmente a la nación, la cual ha tenido y tiene el derecho de transmitir el dominio de ellas a los particulares, constituyendo la propiedad privada.

Son propiedad de la nación las aguas de los mares; las aguas marinas interiores; las de las lagunas y esteros; las de los lagos interiores; las de los rios y sus afluentes directos e indirectos; las aguas del subsuelo.

ART. 73 .- El Congreso tiene facultad:

FRACC. XVI Para dictar leyes sobre salubridad general de la República.

1o. El Consejo General de Salubridad dependerá directamente del Presidente de la República, sin intervención de ninguna Secretaría de Estado y sus disposiciones generales serán obligatorias en el país.

3o. Las medidas que el Consejo haya puesto en vigor ... así como las adoptadas para prevenir y controlar la contaminación, serán después revisadas por el Congreso de la Unión en los casos que le competen.

ART. 115.-

FRACCION. III. Los municipios, con el concurso de los estados cuando así fuere necesario y lo determinen las leyes, tendrán a su cargo los siguientes servicios públicos.

- a) Agua Potable y Alcantarillado
- b) Alumbrado Público
- c) Limpia
- d) Mercados y Centrales de abasto
- e) Panteones
- f) Rastro
- g) Calles, parques y jardines
- h) Seguridad pública y tránsito
- i) Las demás que las legislaturas locales determinan según las condiciones territoriales y socio-económicas de los municipios, así como su capacidad administrativa y financiera.

LEY GENERAL DE SALUD (7 Febrero, 1984)

CAPITULO IV.- Efectos del Ambiente en la Salud

ART. 116.- Las autoridades sanitarias establecerán las normas, tomarán medidas y realizarán las actividades a que se refieren esta Ley tendientes a la protección de la salud humana ante los riesgos y daños dependientes de las condiciones del ambiente.

ART. 118.- Corresponde a la Secretaría de Salud.

- I. Determinar los valores de concentración máxima permisible para el ser humano de contaminantes en el ambiente.
- II. Emitir las normas técnicas a que deberá sujetarse el tratamiento del agua para uso y consumo humano.
- III. Establecer criterios sanitarios para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales, para evitar riesgos y daños a la salud pública.
- IV. Apoyar el saneamiento básico.
- V. Asesorar en criterios de ingeniería sanitaria de obras públicas y privadas para cualquier uso.

ART. 122.- Queda prohibida la descarga de aguas residuales o contaminantes en cualquier cuerpo de agua superficial o subterráneo, cuyas aguas se destinen para uso o consumo humano.

Los usuarios que aprovechen en su servicio aguas que posteriormente serán utilizadas para uso o consumo de la población, estarán obligados a darles el tratamiento correspondiente a fin de evitar riesgos para la salud humana, de conformidad con las disposiciones aplicables.

LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLOGICO Y PROTECCION AL AMBIENTE (1° Marzo, 1988)

CAPITULO II.- Prevención y Control de la Contaminación del Agua y de los Ecosistemas Acuáticos.

ART. 117.- Para la prevención y control de la contaminación del agua se considerarán los siguientes criterios:

IV. Las aguas residuales de origen urbano deben recibir tratamiento previo a su descarga en ríos, vasos, cuencas marinas y demás depósitos o corrientes de agua, incluyendo las aguas del subsuelo.

ART. 118.- Los criterios para la prevención y control de la contaminación del agua serán considerados en:

- I. El establecimiento de criterios sanitarios para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales, para evitar riesgos y daños a la salud pública.
- II. La formulación de las normas técnicas que deberá satisfacer el tratamiento del agua para el uso y consumo humano.

ART. 119.- Para la prevención y control de la contaminación del agua corresponderá:

I. A la Secretaría:

- a) Expedir, en coordinación con la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, y las demás autoridades competentes, las normas técnicas para el vertimiento de aguas residuales en redes colectoras, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua, así como infiltrarlas en terrenos;
- b) Emitir los criterios, lineamientos, requisitos y demás condiciones que deban satisfacerse para regular el alejamiento, la explotación, uso o aprovechamiento de aguas residuales, a fin de evitar contaminación que afecte el equilibrio de los ecosistemas o a sus componentes, y en su caso, en coordinación con la Secretaría de salud, cuando se ponga en peligro la salud pública;
- c) Expedir las normas técnicas ecológicas a las que se sujetará el almacenamiento de aguas residuales, con la intervención que en su caso competa a otras dependencias;
- d) Dictaminar las solicitudes de permisos para infiltrar o descargar aguas residuales en terrenos o cuerpos distintos de los alcantarillados;
- e) Fijar condiciones particulares de descarga cuando se trate de aguas residuales generadas en bienes y zonas de jurisdicción federal y de aquellas vertidas directamente en aguas de propiedad nacional;
- f) Fijar condiciones particulares de descarga a quienes generen aguas residuales captadas por sistemas de alcantarillado, cuando dichos sistemas viertan sus aguas en cuencas, ríos, cauces, vasos y demás depósitos o corrientes de aguas de propiedad nacional, sin observar las normas técnicas ecológicas o, en su caso, las condiciones particulares de descarga que hubiese fijado la Secretaría;

- g) Promover el reuso de aguas residuales tratadas en actividades agrícolas e industriales;
- h) Determinar los procesos de tratamiento de las aguas residuales, considerando los criterios sanitarios que en materia de salud pública emita la Secretaría de Salud, en función del destino de esas aguas y las condiciones del cuerpo receptor, que serán incorporados con los convenios que celebre el Ejecutivo Federal para la entrega de agua en bloque a sistemas usuarios o a usuarios, conforme a la Ley Federal de Aguas;
- i) Resolver sobre las solicitudes de autorización para el establecimiento de plantas de tratamiento y sus descargas conjuntas, cuando dichas descargas contaminantes provengan de dos o más obras, instalaciones o industrias de jurisdicción federal, tomando en consideración los criterios sanitarios establecidos por la Secretaría de Salud. Esta autorización únicamente podrá otorgarse cuando los efectos en las cuencas de aguas nacionales lo permitan, conforme a los usos determinados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos; y
- j) Promover la incorporación de sistemas de separación de las aguas residuales de origen doméstico de aquellas de origen industrial en los drenajes de los centros de población, así como la instalación de plantas de tratamiento para evitar la contaminación de aguas.

II. A la Secretaría, en coordinación con la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y la de Salud:

- a) Expedir las normas técnicas ecológicas para el uso o aprovechamiento de aguas residuales;
- b) Emitir opinión a la que deberá sujetarse la programación y construcción de nuevas industrias que puedan producir descargas contaminantes de aguas residuales, así como de las obras e instalaciones conducentes a purificar las aguas residuales de procedencia industrial en los casos de jurisdicción federal; y
- c) Expedir las normas técnicas ecológicas que deberán observarse para el tratamiento de aguas residuales de origen urbano que se destinen a la industria y a la agricultura. Para el ejercicio de esta atribución, dichas dependencias tomarán como base los estudios de la cuenca y sistemas correspondientes.

III. A la Secretaría de Agricultura y Recursos hidráulicos, resolver sobre las solicitudes de concesión, permiso o autorización que se formulen para la explotación, uso o aprovechamiento de aguas residuales, considerando los criterios y lineamientos, para la preservación del equilibrio ecológico;

IV. A la Secretaría, expedir normas técnicas sobre la ejecución de obras relacionadas con el alejamiento, tratamiento y destino de las aguas residuales conducidas o no, por sistemas de alcantarillado, considerando los criterios establecidos por la Secretaría de Salud; y

V. A los estados y municipios:

- a) El control de las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado;
- b) Requiere a quienes generen descargas a dichos sistemas y no satisfagan las normas

- técnicas ecológicas que se expidan, la instalación de sistemas de tratamiento;
- c) Determinar el monto de los derechos correspondientes para que el municipio o autoridad estatal respectiva pueda llevar a cabo el tratamiento necesario, y en su caso, proceder a la imposición de las sanciones a que haya lugar, y
 - d) Llevar y actualizar el registro de las descargas a las redes de drenaje y alcantarillado que administren, el que será integrado al registro nacional de descargas a cargo de la Secretaría.

ART. 120.- Para evitar la contaminación del agua, quedan sujetos a regulación federal o local:

- I. Las descargas de origen industrial;
- II. Las descargas de origen municipal y mezcla incontrolada con otras descargas;
- III. Las descargas derivadas de actividades agropecuarias;

ART. 121.- No podrán descargarse o infiltrarse en cualquier cuerpo o corriente de agua o en el suelo o subsuelo, aguas residuales que contengan contaminantes, sin previo tratamiento y el permiso o autorización de la autoridad federal, o de la autoridad local en los casos de descargas en aguas de jurisdicción local o a los sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población.

ART. 122.- Las aguas residuales provenientes de usos municipales, públicos o domésticos y las de usos industriales o agropecuarios que se descarguen en los sistemas de alcantarillado de las poblaciones o en las cuencas, ríos, cauces, vasos y demás depósitos o corrientes de agua, así como las que por cualquier medio se infiltran en el subsuelo, y en general, las que se derramen en los suelos, deberán reunir las condiciones necesarias para prevenir:

- I. Contaminación de los cuerpos receptores;
- II. Interferencias en los procesos de depuración de las aguas; y
- III. Trastornos, impedimentos o alteraciones en los correctos aprovechamientos, o en el funcionamiento adecuado de los sistemas, y en la capacidad hidráulica en las cuencas, cauces, vasos, mantos acuíferos y demás depósitos de propiedad nacional, así como de los sistemas de alcantarillado.

ART. 123.- Todas las descargas en las redes colectoras, ríos, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua y los derrames de aguas residuales en los suelos o su infiltración en terrenos, deberán satisfacer las normas técnicas ecológicas que para tal efecto se expidan, y en su caso, las condiciones particulares de descarga que determine la Secretaría o las autoridades locales. Corresponderá a quien genere dichas descargas, realizar el tratamiento previo requerido.

ART. 125.- La Secretaría, considerando los criterios sanitarios que en materia de salubridad general establezca la Secretaría de Salud, así como los usos de las cuencas de aguas nacionales determinados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, determinará las condiciones particulares de descarga y los sistemas de tratamiento que deberán instalar las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal, para descargar aguas

residuales.

ART. 126.- Los equipos de tratamiento de las aguas residuales de origen urbano que diseñen, operen o administren los municipios, las autoridades estatales, o el Departamento del Distrito Federal, deberán cumplir con las normas técnicas ecológicas que al efecto se expidan.

ART. 127.- La Secretaría, y las Secretarías de Agricultura y Recursos Hidráulicos y de Salud, emitirán opinión, con base en los estudios de la cuenca y sistemas correspondientes, para la programación y construcción de obras e instalaciones de purificación de aguas residuales de procedencia industrial.

ART. 128.- Las aguas residuales provenientes del alcantarillado urbano podrán utilizarse en la industria y en la agricultura, si se someten en los casos que se requiera al tratamiento que cumpla con las normas técnicas emitidas por la Secretaría, en coordinación con las Secretarías de Agricultura y Recursos Hidráulicos y de Salud.

LEY DE AGUAS NACIONALES (1o. Diciembre, 1992)

TITULO SEPTIMO

PREVENCION Y CONTROL DE LA CONTAMINACION DE LAS AGUAS

Capitulo Unico

ART. 85.- Es de interés público la promoción y ejecución de las medidas y acciones necesarias para proteger la calidad del agua, en los términos de ley.

ART. 86.- "La Comisión" tendrá a su cargo:

- III. Establecer y vigilar el cumplimiento de las condiciones particulares de descarga que deben satisfacer las aguas residuales que se generen en bienes y zonas de jurisdicción federal; de aguas residuales vertidas directamente en aguas y bienes nacionales, o en cualquier terreno cuando dichas descargas puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos; y en los demás casos previstos en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente;
- IV. Autorizar, en su caso, el vertido de aguas residuales en el mar, y en coordinación con la Secretaría de Marina cuando provengan de fuentes móviles o plataformas fijas;
- V. vigilar, en condiciones con la demás autoridades competentes, que el agua suministrada para consumo humano cumpla con las normas de calidad correspondientes, y que el uso de las aguas residuales cumpla con las normas de calidad del agua emitidas para tal efecto;
- VI. Promover o realizar las medidas necesarias para evitar que basura, desechos, materiales y sustancias tóxicas, y lodos producto de los tratamientos de aguas residuales, contaminen las aguas superficiales o del subsuelo y los bienes que señala el artículo 113;
y

Ejercer las atribuciones que corresponden a la Federación en materia de prevención y control de la contaminación del agua y de su fiscalización y sanción, en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, salvo que corresponda a otra dependencias conforme a la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal.

ART. 87.- "La Comisión" determinará los parámetros que deberán cumplir las descargas, la capacidad de asimilación y dilución de los cuerpos de aguas nacionales y las cargas de contaminantes que éstos pueden recibir, así como las metas de calidad y los plazos para alcanzarlas, mediante la expedición de Declaratorias de Clasificación de los Cuerpos de Aguas Nacionales, las cuales se publicarán en el Diario Oficial de la Federación, lo mismo que sus modificaciones, para su observancia.

ART. 88.- Las personas físicas o morales requieren permiso de "La Comisión" para descargar en forma permanente, intermitente o fortuita aguas residuales en cuerpos receptores que sean aguas nacionales o demás bienes nacionales, incluyendo aguas marinas, así como cuando se infiltren en terrenos que sean bienes nacionales o en otros terrenos cuando puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos.

"La Comisión" mediante acuerdos de carácter general por cuenca, acuífero, zona, localidad o por usos podrá sustituir el permiso de descarga de aguas residuales por un simple aviso.

El control de las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje o alcantarillado de los centros de población, corresponde a los municipios, con el concurso de los estados cuando así fuere necesario y lo determinen las leyes.

ART. 89.- "La Comisión", para otorgar los permisos deberá tomar en cuenta la clasificación de los cuerpos de aguas nacionales a que se refiere el artículo 87, las normas oficiales mexicanas correspondientes y las condiciones particulares que requiera cumplir la descarga.

"La Comisión" deberá contestar la solicitud de permiso de descarga presentada en los términos del reglamento, dentro de los sesenta días hábiles siguientes a su admisión. En caso de que no se conteste dentro de dicho lapso, estando integrado debidamente el expediente el solicitante podrá efectuar las descargas en los términos solicitados, lo cual no será obstáculo para que "La Comisión" expida el permiso de descarga al que se deberá sujetar el permisionario cuando considere que se deben de fijar condiciones particulares de descarga y requisitos distintos a los contenidos en la solicitud.

Cuando el vertido o descarga de las aguas residuales afecten o puedan afectar fuentes de abastecimiento de agua potable o a la salud pública, "La Comisión" lo comunicará a la autoridad competente y dictará la negativa del permiso correspondiente o su inmediata revocación y, en su caso, la suspensión del suministro del agua en tanto se eliminan estas anomalías.

ART. 90.- "La Comisión" en los términos del reglamento expedirá el permiso de descarga de aguas residuales, en el cual se deberá precisar por lo menos la ubicación y descripción de la descarga en cantidad y calidad, el régimen al que se sujetará para prevenir y controlar la contaminación del agua y la duración del permiso.

ART. 91.- La infiltración de aguas residuales para recargar acuíferos, requiere permiso de "La Comisión" deberá ajustarse a las normas oficiales mexicanas que al efecto se emitan.

ART. 92.- "La Comisión", en el ámbito de su competencia, podrá ordenar la suspensión de las actividades que den origen a las descargas de aguas residuales:

- I. Cuando no se cuente con el permiso de descarga de aguas residuales en los términos de esta Ley;
- II. Cuando la calidad de las descargas no se sujete a las normas oficiales mexicanas correspondientes, a las condiciones particulares de descarga o a lo dispuesto en esta ley y su reglamento;
- III. Cuando se deje de pagar el derecho por el uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de aguas residuales; o
- IV. Cuando el responsable de la descarga utilice el proceso de dilución de las aguas residuales para tratar de cumplir con las normas oficiales mexicanas respectivas o las condiciones particulares de descarga.

REGLAMENTO DE LA LEY DE AGUAS NACIONALES

TITULO SEPTIMO

PREVENCION Y CONTROL DE LA CONTAMINACION DE LAS AGUAS

Capitulo Unicos

ARTICULO 133 .- Para los efectos de las fracciones IV, V VII, del artículo 86 de la "Ley", "La Comisión" ejercerá las facultades que corresponden a la autoridad federal en materia de prevención y control de la contaminación del agua, conforme a lo establecido en la propia "Ley" y en este "Reglamento", así como en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, excepto aquellas que conforme a la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal y otras disposiciones legales, estén atribuidas a otra dependencia.

ARTICULO 134 .- Las personas físicas o morales que exploten, usen o aprovechen aguas en cualquier uso o actividad, están obligadas, bajo su responsabilidad y en los términos de ley, a realizar las medidas necesarias para prevenir su contaminación y en su caso para reintegrarlas en condiciones adecuadas, a fin de permitir su autorización posterior en otras actividades o usos y mantener el equilibrio de los ecosistemas.

ARTICULO 135 .- Las personas físicas o morales que afectuen descargas de aguas residuales a los cuerpos receptores a que se refiere la "Ley", deberán :

- I. Contar con el permiso de descarga de aguas residuales que les expida "La Comisión", o en su caso, presentar el aviso respectivo a que se refiere la "Ley" y este "Reglamento";
- II. Tratar las aguas residuales previamente a su vertido a los cuerpos receptores, cuando esto sea necesario para cumplir con las obligaciones establecidas en el permiso de descarga correspondiente;
- III. Cubrir, cuando proceda, el derecho federal por el uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de aguas

residuales;

- IV. Instalar y mantener en buen estado, los dispositivos de aforo y los accesos para muestreo que permitan verificar los volúmenes de descarga y las concentraciones de los parámetros previstos en los permisos de descarga;
- V. Informar a la "Comisión" de cualquier cambio en sus procesos, cuando con ellos se ocasionen modificaciones en las características o en los volúmenes de las aguas residuales que hubieran servido para expedir el permiso de descarga correspondiente;
- VI. Hacer del conocimiento de "La Comisión", los contaminantes presentes en las aguas residuales que generen por causa del proceso industrial o del servicio que vienen operando, y que no estuvieran considerados originalmente en las condiciones particulares de descarga que se les hubieran fijado;
- VII. Operar y mantener por sí o por terceros las obras e instalaciones necesarias para el manejo y, en su caso, el tratamiento de las aguas residuales, así como para asegurar el control de la calidad de dichas aguas antes de su descarga a cuerpos receptores;
- VIII. Sujetarse a la vigilancia y fiscalización que para el control y prevención de la calidad del agua establezca "La Comisión", de conformidad con lo dispuesto en la "Ley" y el "Reglamento";
- IX. Llevar un monitoreo de la calidad de las aguas residuales que descarguen o infiltren en los términos de ley y demás disposiciones reglamentarias;
- X. Conservar al menos durante tres años el registro de la información sobre el monitoreo que realicen, en los términos de las disposiciones jurídicas, normas, condiciones y especificaciones técnicas aplicables, y
- XI. Las demás que señalen las leyes y disposiciones reglamentarias.

Las descargas de aguas residuales de uso doméstico que no formen parte de un sistema municipal de alcantarillado, se podrán llevar a cabo con sujeción a las normas oficiales mexicanas que al efecto se expiden y mediante un simple aviso.

ARTICULO 136.- En los permisos de descarga de las aguas residuales de los sistemas públicos de alcantarillado y drenaje, además de lo dispuesto en el artículo anterior, se deberá señalar la forma conforme a lo dispuesto en la ley para efectuar :

- I. El registro, monitoreo continuo y control de las descargas de aguas residuales que se vierten a las redes públicas de alcantarillado;
- II. La verificación del estado de conservación de las redes públicas de alcantarillado con el fin de detectar y corregir, en su caso, las posibles fugas que incidan en la calidad de las aguas subterráneas subyacentes y en la eventual contaminación de las fuentes de abastecimiento de agua, y
- III. El monitoreo de la calidad del agua que se vierte a las redes públicas de alcantarillado, con objeto de detectar la existencia de materiales o residuos peligrosos que por su corrosividad, toxicidad, explosividad, reactividad o inflamabilidad pueden representar grave riesgo al ambiente, a las personas o sus bienes.

Las personas que descarguen aguas residuales a las redes de drenaje o alcantarillado, deberán

cumplir con las normas oficiales mexicanas expedidas para el pretratamiento y, en su caso, con las condiciones particulares de descarga que emita el Municipio o que se emitan conforme al artículo 119, fracción I, inciso f) de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.

ARTICULO 137 .- Es responsabilidad de los usuarios del agua y de todos los concesionarios

a que se refiere el Capítulo II, del Título Sexto de la "Ley", incluidas las unidades y los distritos de riego, cumplir con las normas oficiales mexicanas y en su caso con las demás condiciones particulares de descarga, para la prevención y control de la contaminación extendida o dispersa que resulte del manejo y aplicación de substancias que puedan contaminar la calidad de las aguas nacionales y los cuerpos receptores.

"La Comisión" promoverá y realizará, en su caso, las acciones y medidas necesarias, y se coordinará con las autoridades competentes para la expedición de las normas oficiales mexicanas que se requieran para hacer compatible el uso del suelo con los objetivos de prevención y control de la contaminación de las aguas y bienes nacionales. En la fijación de normas oficiales mexicanas para el uso del suelo, que puedan afectar aguas nacionales, se deberá recabar la opinión técnica de "La Comisión".

ARTICULO 138 .- Las solicitudes de permiso de descarga de aguas residuales que se presenten a "La Comisión", deberán contener :

- I. Nombre, domicilio y giro o actividad de la persona física o moral que realice la descarga;
- II. Relación de insumos utilizados en los procesos que generan las descargas de aguas residuales y de otros insumos que generen desechos que se descarguen en los cuerpos receptores;
- III. Croquis y descripción de los procesos que dan lugar a las descargas de aguas residuales;
- IV. Volumen y régimen de los distintos puntos de descarga, así como la caracterización físico-química y bacteriológica de las descargas;
- V. Nombre y Ubicación del cuerpo o cuerpos receptores;
- VI. Croquis de localización de la descarga o descargas, así como en su caso de las instalaciones y estructuras para su manejo y control;
- VII. Descripción, en su caso, de los sistemas y procesos para el tratamiento de aguas residuales para satisfacer las condiciones particulares de descarga que establezca "La Comisión" conforme a lo dispuesto en la "Ley" y el "Reglamento".

SECRETARÍA DE MEDIO AMBIENTE, RECURSOS NATURALES Y PESCA

NORMA Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996. Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 32 Bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, 85, 86 fracciones I, III y VII, 82 fracciones II y IV y 119 de la Ley de Aguas Nacionales; 50 fracciones VIII y XV, 80 fracciones II y VII, 36, 37, 117, 118 fracción II, 119 fracción I inciso a), 123, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 45, 46 fracción II y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, he tenido a bien expedir la siguiente Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, y

CONSIDERANDO

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el 24 de junio de 1996, a fin de que los interesados en un plazo de 90 días naturales presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezanina planta alta, colonia Tlacopac, código postal 01040, de esta ciudad.

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del ordenamiento legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha Norma, las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 24 de diciembre de 1996.

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de Normas Oficiales Mexicanas, el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 30 de octubre de 1996, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-001-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Métodos de prueba
6. Verificación
7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales
8. Bibliografía
9. Observancia de esta Norma
10. Transitorio
11. Anexo I

1. Objetivo y campo de aplicación

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, con el objeto de proteger su calidad y posibilitar sus usos, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma Oficial Mexicana no se aplica a las descargas de aguas provenientes de drenajes pluviales independientes.

2. Referencias

- Norma Mexicana NMX-AA-003 Aguas residuales - Muestreo, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 25 de marzo de 1980
- Norma Mexicana NMX-AA-004 Aguas - Determinación de sólidos sedimentables en aguas residuales - Método del cono Imhoff, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 13 de septiembre de 1977.
- Norma Mexicana NMX-AA-005 Aguas - Determinación de grasas y aceites - Método de extracción Soxhlet, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 8 de agosto de 1980
- Norma Mexicana NMX-AA-006 Aguas - Determinación de materia flotante - Método visual con malla específica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 5 de diciembre de 1973
- Norma Mexicana NMX-AA-007 Aguas - Determinación de la temperatura - Método visual con termómetro, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 23 de julio de 1980.
- Norma Mexicana NMX-AA-008 Aguas - Determinación de pH - Método potenciométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 25 de marzo de 1980
- Norma Mexicana NMX-AA-026 Aguas - Determinación de nitrógeno total - Método Kjeldahl, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 27 de octubre de 1980
- Norma Mexicana NMX-AA-028 Aguas - Determinación de demanda bioquímica de oxígeno - Método de incubación por diluciones, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de julio de 1981
- Norma Mexicana NMX-AA-029 Aguas - Determinación de fósforo total - Métodos espectrofotométricos, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 21 de octubre de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-034 Aguas - Determinación de sólidos en agua - Método gravimétrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de julio de 1981
- Norma Mexicana NMX-AA-042 Aguas - Determinación del número más probable de coliformes totales y fecales - Método de tubos múltiples de fermentación, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 22 de junio de 1987
- Norma Mexicana NMX-AA-046 Aguas - Determinación de arsénico en agua - Método espectrofotométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 21 de abril de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-051 Aguas - Determinación de metales - Método espectrofotométrico de absorción atómica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 22 de febrero de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-057 Aguas - Determinación de plomo - Método de la ditiona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 29 de septiembre de 1981
- Norma Mexicana NMX-AA-058 Aguas - Determinación de cianuros - Método colorimétrico y titulométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de diciembre de 1982
- Norma Mexicana NMX-AA-060 Aguas - Determinación de cadmio - Método de la ditiona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 26 de abril de 1982
- Norma Mexicana NMX-AA-064 Aguas - Determinación de mercurio - Método de la ditiona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de marzo de 1982
- Norma Mexicana NMX-AA-066 Aguas - Determinación de cobre - Método de la neocuproína, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 16 de noviembre de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-078 Aguas - Determinación de zinc - Métodos colorimétricos de la ditiona I, la ditiona II y espectrofotometría de absorción atómica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 12 de julio de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-079 Aguas Residuales - Determinación de nitrógeno de nitratos (Brijiña) publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de abril de 1986
- Norma Mexicana NMX-AA-099 - Determinación de nitrógeno de nitratos - Agua potable, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de febrero de 1987

3. Definiciones

3.1 Aguas costeras

Son las aguas de los mares territoriales en la extensión y términos que fija el derecho internacional, así como las aguas marinas interiores; las lagunas y esteros que se comuniquen permanente o intermitentemente con el mar.

3.2 Aguas nacionales

Las aguas propiedad de la Nación, en los términos del párrafo quinto del artículo 27, de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos.

3.3 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

3.4 Aguas pluviales

Aquellas que provienen de lluvias, se incluyen las que provienen de nieve y granizo

3.5 Bienes nacionales

Son los bienes cuya administración esté a cargo de la Comisión Nacional del Agua en términos del artículo 113 de la Ley de Aguas Nacionales

3.6 Carga contaminante

Cantidad de un contaminante expresada en unidades de masa por unidad de tiempo, aportada en una descarga de aguas residuales

3.7 Condiciones particulares de descarga

El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus niveles máximos permitidos en las descargas de agua residual, determinados por la Comisión Nacional del Agua para el responsable o grupo de responsables de la descarga o para un cuerpo receptor específico, con el fin de preservar y controlar la calidad de las aguas conforme a la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento.

3.8 Contaminantes básicos

Son aquellos compuestos y parámetros que se presentan en las descargas de aguas residuales y que pueden ser removidos o estabilizados mediante tratamientos convencionales. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: grasas y aceites, materia flotante, sólidos edimentables, sólidos suspendidos totales, demanda bioquímica de oxígeno, nitrógeno total (suma de las concentraciones de nitrógeno Kjeldahl de nitratos y de nitratos, expresadas como mg/litro de nitrógeno), sulfuro total, temperatura y pH

3.9 Contaminantes patógenos y parasitarios

Son aquellos microorganismos, quistes y huevos de parásitos que pueden estar presentes en las aguas residuales y que representan un riesgo a la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los coliformes fecales y los huevos de helminto

3.10 Cuerpo receptor

Son las corrientes, depósitos naturales de agua, presas, cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan aguas residuales, así como los terrenos en donde se infiltran o inyectan dichas aguas cuando puedan contaminar el suelo o los acuíferos.

3.11 Descarga

Acción de verter, infiltrar, depositar o inyectar aguas residuales a un cuerpo receptor en forma continua, intermitente o fortuita, cuando éste es un bien del dominio público de la Nación

3.12 Embalse artificial

Vaso de formación artificial que se origina por la construcción de un bordo o cortina y que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial

3.13 Embalse natural

Vaso de formación natural que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.

3.14 Estuario

Es el tramo del curso de agua bajo la influencia de las mareas que se extiende desde la línea de marea hasta el punto donde la concentración de cloruros en el agua es de 250 mg/l

3.15 Humedales naturales

Las zonas de transición entre los sistemas acuáticos y terrestres que constituyen áreas de inundación temporal o permanente, sujetas o no a la influencia de mareas como pantanos, ciénegas y marismas, cuyos límites los constituyen el tipo de vegetación hidrófila de presencia permanente o estacional, las áreas donde el suelo es predominantemente hídrico, y las áreas lacustres o de suelos permanentemente húmedos, originadas por la descarga natural de acuíferos

3.16 Límite máximo permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido en la descarga de aguas residuales

3.17 Metales pesados y cianuros

Son aquellos que, en concentraciones por encima de determinados límites, pueden producir efectos negativos en la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: arsénico, cadmio, cobre, cromo, mercurio, níquel, plomo, zinc y cianuros

3.18 Muestra compuesta

La que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la Tabla 1 para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples deberá ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma

TABLA 1

FRECUENCIA DE MUESTREO			
HORAS POR DIA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MINIMO	MAXIMO
Menor que 4	mínimo 2	-	-
De 4 a 8	4	1	2
Mayor que 8 y hasta 12	4	2	3
Mayor que 12 y hasta 18	6	2	3
Mayor que 18 y hasta 24	6	3	4

3.19 Muestra simple

La que se tome en el punto de descarga, de manera continua, en día normal de operación que cubra cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga durante el tiempo necesario para completar cuando menos, un volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestreo

El volumen de cada muestra simple necesario para formar la muestra compuesta se determina mediante la siguiente ecuación.

$$VMS_i = VMC \times (Q_i / Q_T)$$

Donde:

VMS_i = volumen de cada una de las muestras simples "i", litros

VMC = volumen de la muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, litros

Q_i = caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple, litros por segundo

Q_T = Caudal Q_T, litros por segundo

3.20 Parámetro

Variable que se utiliza como referencia para determinar la calidad física, química y biológica del agua

3.21 Promedio diario (P D)

Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta. En el caso del parámetro grasas y aceites, es el promedio ponderado en función del caudal, y la media geométrica para los coliformes fecales, e los valores que resulten del análisis de cada una de las muestras simples tomadas para formar la muestra compuesta. Las unidades de pH no deberán estar fuera del rango permisible, en ninguna de las muestras simples.

3.22 Promedio mensual (P M)

Es el valor que resulte de calcular el promedio ponderado en función del caudal, de los valores que surten del análisis de al menos dos muestras compuestas (Promedio diario)

3.23 Riego no restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas en forma ilimitada como forrajes, granos, frutas, legumbres y verduras

3.24 Riego restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas, excepto legumbres y verduras que se consumen crudas

3.25 Río

Corriente de agua natural, perenne o intermitente, que desemboca a otras corrientes, o a un embalse natural o artificial, o al mar

3.26 Suelo

Cuerpo receptor de descargas de aguas residuales que se utiliza para actividades agrícolas

3.27 Tratamiento convencional

Son los procesos de tratamiento mediante los cuales se remueven o estabilizan los contaminantes básicos presentes en las aguas residuales

3.28 Uso en riego agrícola

La utilización del agua destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas y su separación para la primera enajenación, siempre que los productos no hayan sido objeto de transformación industrial.

3.29 Uso público urbano

La utilización de agua nacional para centros de población o asentamientos humanos, destinada para el uso y consumo humano, previa potabilización

4. Especificaciones

4.1 La concentración de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, no debe exceder el valor indicado como límite máximo permisible en las Tablas 2 y 3 de esta Norma Oficial Mexicana. El rango permisible del potencial hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades

4.2 Para determinar la contaminación por patógenos se tomará como indicador a los coliformes fecales. El límite máximo permisible para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, así como las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola) es de 1,000 y 2,000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente.

4.3 Para determinar la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a aguas y bienes nacionales (uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego restringido, y de cinco huevos por litro para riego no restringido, lo cual se llevará a cabo de acuerdo a la técnica establecida en el anexo 1 de esta Norma.

TABLA 2
LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BÁSICOS

PARAMETROS (miligramos por litro, excepto pH, cuando se especifica)	RÍOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES						AGUAS COSTERAS						SUELO		BIENES NACIONALES NATURALES (B)	
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Ergonomía, navegación y otros usos (A)		Ergonomía (B)		ESTUARIOS (B)		Uso en riego agrícola (A)		P.M.	P.D.		
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.				
Temperatura °C (1)	N.A.	N.A.	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	
Grasas y Aceites (2)	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25
Materia Fitológica (3)	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Sólidos Suspensoes (mM)	150	200	75	125	40	60	75	125	40	60	100	175	75	125	75	125	75	125	75	125	75	125
Demanda Química de Oxígeno	150	200	75	150	30	60	75	150	30	60	100	200	75	150	75	150	75	150	75	150	75	150
Nitrógeno Total	40	60	40	60	15	25	40	60	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
Fósforo Total	70	30	20	30	5	10	20	30	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

(1) Instantáneo

(2) Sólidos Suspendidos Ponderados

(3) Ausente según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-025

TABLA 3

PARAMETROS (*)	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS																					
	RIOS				EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS				SUELO									
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Producción de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		ESTUARIOS (B)		Uso en riego agrícola (A)		MATERIALES NATURALES (B)			
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.		
Arqueolite	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.7	0.4	0.1	0.2	
Cadmio	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.05	0.1	0.1	0.2	
Cianuro	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	3.0	2.0	3.0	2.0	3.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	3.0	2.0	3.0	1.0	2.0	
Cobalto	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0
Cromo	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0
Mercurio	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	0.02	0.01	0.005	0.01	0.02	0.01	0.005	0.01	0.02	0.01	0.005	0.01	0.02	0.005	0.01	
Níquel	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4
Plomo	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.5	1
Zinc	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20

(*) Medidos de manera total

P.D. = Promedio Diario P.M. = Promedio Mensual N.A = No es aplicable (A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos.

4.4 Al responsable de la descarga de aguas residuales que antes de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana se le hayan fijado condiciones particulares de descarga, podrá optar por cumplir los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma, previo aviso a la Comisión Nacional del Agua

4.5. Los responsables de las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales deben cumplir con la presente Norma Oficial Mexicana de acuerdo con lo siguiente

a) Las descargas municipales tendrán como límite las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 4. El cumplimiento es gradual y progresivo, conforme a los rangos de población. El número de habitantes corresponde al determinado en el XI Censo Nacional de Población y Vivienda, correspondiente a 1990, publicado por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática

b) Las descargas no municipales tendrán como plazo límite hasta las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5. El cumplimiento es gradual y progresivo, dependiendo de la mayor carga contaminante, expresada como demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) o sólidos suspendidos totales (SST), según las cargas del agua residual, manifestadas en la solicitud de permiso de descarga, presentada a la Comisión Nacional del Agua

TABLA 4

DESCARGAS MUNICIPALES	
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	RANGO DE POBLACION:
1 de enero de 2000	mayor de 50,000 habitantes
1 de enero de 2005	de 20,001 a 50,000 habitantes
1 de enero de 2010	de 2,501 a 20,000 habitantes

TABLA 5

DESCARGAS NO MUNICIPALES		
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	CARGA CONTAMINANTE	
	DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO ₅ t/d (toneladas/día)	SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)
1 enero 2000	mayor de 30	mayor de 30
1 enero 2005	de 12 a 30	de 1.2 a 30
1 enero 2010	menor de 1.2	menor de 1.2

4.6 Las fechas de cumplimiento establecidas en las Tablas 4 y 5 de esta Norma Oficial Mexicana podrán ser adelantadas por la Comisión Nacional del Agua para un cuerpo receptor en específico, siempre y cuando exista el estudio correspondiente que valide tal modificación

4.7 Los responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, cuya concentración de contaminantes en cualquiera de los parámetros básicos, metales pesados y cianuros, que rebasen los límites máximos permisibles señalados en las Tablas 2 y 3 de esta Norma Oficial Mexicana multiplicados por cinco, para cuerpos receptores tipo B (ríos, uso público urbano), quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad del agua de sus descargas a la Comisión Nacional del Agua en un plazo no mayor de 180 días naturales, a partir de la publicación de esta Norma en el Diario Oficial de la Federación

Los demás responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad de sus

Lo anterior, sin perjuicio del pago de derechos a que se refiere la Ley Federal de Derechos y a las multas y sanciones que establecen las leyes y reglamentos en la materia

TABLA 6

DESCARGAS MUNICIPALES	
RANGO DE POBLACION	FECHA LIMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES
mayor de 50,000 habitantes	30 de junio de 1997
de 20,001 a 50,000 habitantes	31 de diciembre de 1998
de 2,501 a 20,000 habitantes	31 de diciembre de 1999

TABLA 7

CARGA CONTAMINANTE DE LAS DESCARGAS NO MUNICIPALES	
DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO ₅ Y/O SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES Ud (toneladas/día)	FECHA LIMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES
mayor de 30	30 de junio de 1997
de 12 a 30	31 de diciembre de 1998
menor de 12	31 de diciembre de 1999

4.8 El responsable de la descarga queda obligado a realizar el monitoreo de las descargas de aguas residuales para determinar el promedio diario y mensual. La periodicidad de análisis y reportes se indican en la Tabla 8 para descargas de tipo municipal y en la Tabla 9 para descargas no municipales. En situaciones que justifiquen un mayor control, como protección de fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, emergencias hidroecológicas o procesos productivos fuera de control, la Comisión Nacional del Agua podrá modificar la periodicidad de análisis y reportes. Los registros del monitoreo deberán mantenerse para su consulta por un periodo de tres años posteriores a su realización.

TABLA 8

RANGO DE POBLACION	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS	FRECUENCIA DE REPORTE
mayor de 50,000 habitantes	UNO MENSUAL	UNO TRIMESTRAL
de 20,001 a 50,000 habitantes	UNO TRIMESTRAL	UNO SEMESTRAL
de 2,501 a 20,000 habitantes	UNO SEMESTRAL	UNO ANUAL

TABLA 9

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO ₅ Ud (toneladas/día)	SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES Ud (toneladas/día)	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS	FRECUENCIA DE REPORTE
mayor de 30	mayor de 30	UNO MENSUAL	UNO TRIMESTRAL
de 12 a 30	de 12 a 30	UNO TRIMESTRAL	UNO SEMESTRAL
menor de 12	menor de 12	UNO SEMESTRAL	UNO ANUAL

4.9 El responsable de la descarga estará exento de realizar el análisis de alguno o varios de los parámetros que se señalan en la presente Norma Oficial Mexicana, cuando demuestre que, por sus

características del proceso productivo o el uso que le dé al agua, no genera o concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la Comisión Nacional del Agua, por escrito y bajo protesta de decir verdad. La autoridad podrá verificar la veracidad de lo manifestado por el usuario. En caso de falsedad, el responsable quedará sujeto a lo dispuesto en los ordenamientos legales aplicables.

4.10 En el caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio mensual de los parámetros referidos en los puntos 4.1, 4.2 y 4.3 de la presente Norma Oficial Mexicana, la suma de esta concentración al límite máximo permisible promedio mensual, es el valor que el responsable de la descarga está obligado a cumplir, siempre y cuando lo notifique por escrito a la Comisión Nacional del Agua, para que ésta dicte lo procedente.

4.11 Cuando se presenten aguas pluviales en los sistemas de drenaje y alcantarillado combinado, el responsable de la descarga tiene la obligación de operar su planta de tratamiento y cumplir con los límites máximos permisibles de esta Norma Oficial Mexicana, o en su caso con sus condiciones particulares de descarga, y podrá a través de una obra de desvío derivar el caudal excedente. El responsable de la descarga tiene la obligación de reportar a la Comisión Nacional del Agua el caudal derivado.

4.12 El responsable de la descarga de aguas residuales que, como consecuencia de implementar un programa de uso eficiente y/o reciclaje del agua en sus procesos productivos, concentre los contaminantes en su descarga, y en consecuencia rebase los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma, deberá solicitar ante la Comisión Nacional del Agua se analice su caso particular, a fin de que ésta le fije condiciones particulares de descarga.

5. Métodos de prueba

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, se deberán aplicar los métodos de prueba indicados en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana. El responsable de la descarga podrá solicitar a la Comisión Nacional del Agua, la aprobación de métodos de prueba alternos. En caso de aprobarse, dichos métodos podrán ser autorizados a otros responsables de descarga en situaciones similares.

Para la determinación de huevos de helminto se deberán aplicar las técnicas de análisis y muestreo que se presentan en el Anexo 1 de esta Norma Oficial Mexicana.

6. Verificación

La Comisión Nacional del Agua llevará a cabo muestreos y análisis de las descargas de aguas residuales, de manera periódica o aleatoria, con objeto de verificar el cumplimiento de los límites máximos permisibles establecidos para los parámetros señalados en la presente Norma Oficial Mexicana.

7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales

7.1 No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma Oficial Mexicana se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente.

8. Bibliografía

8.1 APHA, AWWA, WPCF, 1995. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater USA (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales 19a Edición E.U.A.)

8.2 Code of Federal Regulations, Title 40 Parts 100 to 149, 400 to 424, and 425 to 629. Protection of Environment 1992 USA (Código de Normas Federales Título 40 Partes 100 a 149, 400 a 424; y 425 a 629 Protección al Ambiente E.U.A.)

8.3 Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988 Gordon M. Fair, John Ch. Geyer, Limusa, México

8.4 Industrial Water Pollution Control, 1989 2nd Edition USA (Control de la contaminación industrial del agua Eckentelder W.W. Jr 2a Edición McGraw-Hill International Editions E.U.A.)

8.5 Manual de Agua para Usos Industriales, 1988 Sheppard T. Powell Ediciones Ciencia y Técnica S.A. 1a edición Volúmenes 1 al 4 México

8.6 Manual de Agua, 1989, Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. McGraw-Hill Volúmenes 1 al 3 México

8.7 U.S.E.P.A. Development Document for Effluent Limitation Guidelines And New Source Performance Standards For The 1974 (Documento de Desarrollo de La U.S.E.P.A. para guías de limitación de efluentes y estándares de cumplimiento de nuevas fuentes para 1974)

8.8 Water Treatment Chemicals. An Industrial Guide, 1991 (Tratamiento químico del agua Una guía industrial) Flück, Ernest W. Noyes Publications E.U.A.

8.9 Water Treatment Handbook, 1991. (Manual de tratamiento de agua Degremont 6a. Edición Vol. I y II E.U.A.)

8.10 Wastewater Engineering Treatment Disposal, Reuse, 1991 3rd Edition U.S.A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales Disposición y reúso Mactcalf And Eddy McGraw-Hill International Editions, 3a Edición E.U.A.)

8.11 Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México Informe Final Dic 1995 Comisión Nacional del Agua, Departamento del Distrito Federal, Estado de Hidalgo y Estado de México.

8.12 Guía Para el Manejo, Tratamiento y Disposición de Lodos Residuales de Plantas de Tratamiento Municipales Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial México, 1994

8.13 Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial México, 1994

8.14 Impact of Wastewater Reuse on Groundwater In The Mezquital Valley, Hidalgo State, Mexico Overseas Development Administration, Phase 1, Report - February 1995

8.15 Evaluación de la Toxicidad de Descargas Municipales Comisión Nacional del Agua Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Noviembre de 1993

8.16 Tratabilidad del Agua Residual Mediante el Proceso Primario Avanzado, Instituto de Ingeniería de la UNAM 1994-1995

8.17 Estudio de la Desinfección del Efluente Primario Avanzado Instituto de Ingeniería de la UNAM 1994-1995

8.18 Formación y Migración de Compuestos Organoclorados a través de Columnas Empaquetadas con Suelo de la Zona de Tula-Mezquital-Actopan Instituto de Ingeniería de la UNAM, 1995-1996

8.19 Estudio de Calidad y Suministro del Agua para Consumo Doméstico del Valle del Mezquital Instituto de Ingeniería de la UNAM 1995-1996

8.20 Estudio de Impacto Ambiental Asociado al Proyecto de Saneamiento del Valle de México Instituto de Ingeniería de la UNAM, 1995-1996

8.21 Proyecto de Normatividad Integral para Mejorar la Calidad del Agua en México Instituto de Ingeniería de la UNAM, 1995-1996

8.22 Estudio de Disponibilidad de Agua en México en Función del Uso, Calidad y Cantidad Instituto de Ingeniería de la UNAM, 1995

8.23 Cost - Effective Water Pollution Control in The Northern Border Of Mexico Institute For Applied Environmental Economics (Tme), 1995

8.24 XI Censo General de Población y Vivienda INEGI / CONAPO 1990

8.25 Normas Oficiales Mexicanas para descargas de Aguas Residuales a Cuerpos Receptores NOM-001-ECOL/1993 a NOM-033-ECOL/1993, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 18 de octubre de 1993; NOM-063-ECOL/1994 a NOM-065-ECOL/1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 5 de enero de 1995; NOM-066-ECOL/1994 a NOM-068-ECOL/1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1995; NOM-069-ECOL/1994 y NOM-070-ECOL/1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 9 de enero de 1995, y NOM-071-ECOL/1994 a NOM-073-ECOL/1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 11 de enero de 1995.

8.26 Criterios Ecológicos de Calidad del Agua. SEMARNAP, Instituto de Ecología México, D.F.

8.27 Catálogo Oficial de Plaguicidas Control Intersectorial para el Control del Proceso y Uso de Plaguicidas, Fertilizantes y Sustancias Tóxicas. SARH, SEDESOL, SSA y SECOFI, México, D.F. 1994.

8.28 Indicadores Socioeconómicos e Índice de Marginación Municipal 1990 CONAPO/ICNA.

8.29 Bases para el Manejo Integral de la Cantidad y Calidad del Agua en México, Instituto de Ingeniería de la UNAM, 1995.

8.30 Manejando las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras Reporte 1993 EUA Comité Sobre el Manejo de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras Consejo de Ciencia y Tecnología sobre Agua Comisión de Sistemas Técnicos e Ingeniería Consejo Nacional de Investigación

8.31 NMX-AA-087-1995-SCFI Análisis de Agua - Evaluación de Toxicidad Aguda con Daphnia Magna Straus (Crustacea-Cladocera) - Método de Prueba

8.32 NMX-AA-110-1995-SCFI Análisis de Agua - Evaluación de Toxicidad Aguda con Artemia Franciscana Kellogs (Crustacea-Anostraca) - Método de Prueba

8.33 NMX-AA-112-1995-SCFI Análisis de Agua y Sedimento - Evaluación de Toxicidad aguda con Photobacterium Phosphoreum - Método de Prueba

9. Observancia de esta Norma

9.1 La vigilancia del cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, por conducto de la Comisión Nacional del Agua, y a la Secretaría de Marina en el ámbito de sus respectivas atribuciones, cuyo personal realizará los trabajos de inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento, Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

9.2 La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación

9.3 Se abrogan las normas oficiales mexicanas que a continuación se indican:

Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las centrales termoeléctricas convencionales

Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria productora de azúcar de caña

Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de refinación de petróleo y petroquímica

Norma Oficial Mexicana NOM-004-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de fertilizantes excepto la que produzca ácido fosfórico como producto intermedio.

Norma Oficial Mexicana NOM-005-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de productos plásticos y polímeros sintéticos

Norma Oficial Mexicana NOM-006-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de harnas

Norma Oficial Mexicana NOM-007-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la cerveza y de la malta

Norma Oficial Mexicana NOM-008-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de asbestos de construcción

Norma Oficial Mexicana NOM-009-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de leche y sus derivados

Norma Oficial Mexicana NOM-010-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de manufactura de vidrio plano y de fibra de vidrio

Norma Oficial Mexicana NOM-011-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos de vidrio prensado y soplado

Norma Oficial Mexicana NOM-012-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria huleña

Norma Oficial Mexicana NOM-013-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del hierro y del acero

Norma Oficial Mexicana NOM-014-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria textil

Norma Oficial Mexicana NOM-015-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la celulosa y el papel

Norma Oficial Mexicana NOM-016-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de bebidas gaseosas

Norma Oficial Mexicana NOM-017-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de acabados metálicos

Norma Oficial Mexicana NOM-018-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de laminación, extrusión y estiraje de cobre y sus aleaciones

Norma Oficial Mexicana NOM-019-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de impregnación de productos de aserradero

Norma Oficial Mexicana NOM-020-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de asbestos textiles, materiales de fricción y selladores

Norma Oficial Mexicana NOM-021-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del curtido y acabado en pieles

Norma Oficial Mexicana NOM-022-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de matanza de animales y empaqueo de cárnicos

Norma Oficial Mexicana NOM-023-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de envasado de conservas alimenticias

Norma Oficial Mexicana NOM-024-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de celulosa virgen

Norma Oficial Mexicana NOM-025-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de fibra celulósica reciclada

Norma Oficial Mexicana NOM-026-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de restaurantes o de hoteles

Norma Oficial Mexicana NOM-027-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del beneficio del café

Norma Oficial Mexicana NOM-028-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de preparación y envasado de conservas de pescados y mariscos y de la industria de producción de harina y aceites de pescado

Norma Oficial Mexicana NOM-029-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de hospitales

Norma Oficial Mexicana NOM-030-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de jabones y detergentes

Norma Oficial Mexicana NOM-032-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales de origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola

Norma Oficial Mexicana NOM-33-ECOL-1993, que establece las condiciones bacteriológicas para el uso de las aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de éstas con la de los cuerpos de agua, en el riego de hortalizas y productos hortofrutícolas. Publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 18 de octubre de 1993

La nomenclatura de las normas oficiales mexicanas antes citadas está en términos del Acuerdo por el que se reforma la nomenclatura de 58 Normas Oficiales Mexicanas en materia de Protección Ambiental publicado en el Diario Oficial de la Federación el 29 de noviembre de 1994

Asimismo se abrogan las siguientes normas oficiales mexicanas

Norma Oficial Mexicana NOM-063-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria vinícola

Norma Oficial Mexicana NOM-064-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la destilería

Norma Oficial Mexicana NOM-065-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de pigmentos y colorantes

Norma Oficial Mexicana NOM-066-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la galvanoplastia

Norma Oficial Mexicana NOM-067-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de los sistemas de alcantarillado o drenaje municipal

Norma Oficial Mexicana NOM-068-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de aceites y grasas comestibles de origen animal y vegetal, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 5 de enero de 1995

Norma Oficial Mexicana NOM-069-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de componentes eléctricos y electrónicos

Norma Oficial Mexicana NOM-070-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la preparación, conservación y envasado de frutas, verduras y legumbres en fresco y/o congelados, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 9 de enero de 1995

Norma Oficial Mexicana NOM-071-ECOL-1994 que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos químicos inorgánicos

Norma Oficial Mexicana NOM-072-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de fertilizantes fosfatados, fosfatos, polifosfatos, ácido fosfórico, productos químicos inorgánicos fosfatados, exceptuando a los fabricantes de ácido fosfórico por el proceso de vía húmeda

Norma Oficial Mexicana NOM-073-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria farmacéutica y farmoquímica, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 11 de ene.

TRANSITORIO

UNICO. A partir de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, el responsable de la descarga de aguas residuales:

- 1) Que cuente con planta de tratamiento de aguas residuales, esté obligado a operar y mantener dicha infraestructura de saneamiento, cuando su descarga no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma.

Puede optar por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, o los establecidos en sus condiciones particulares de descarga, previa notificación a la Comisión Nacional del Agua.

En el caso de que la calidad de la descarga que se obtenga con dicha infraestructura no cumpla con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, debe presentar a la Comisión Nacional del Agua, en los plazos establecidos en las Tablas 6 y 7, su programa de acciones u obras a realizar para cumplir en las fechas establecidas en las Tablas 4 y 8, según le corresponda.

Los que no cumplan, quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.

En el caso de que el responsable de la descarga opte por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana y que descargue una mejor calidad de agua residual que la establecida en esta Norma, puede gozar de los beneficios e incentivos que para tal efecto establece la Ley Federal de Derechos.

- 2) Que se hubiere acogido a los Decretos Presidenciales que otorgan facilidades administrativas y fiscales a los usuarios de Aguas Nacionales y sus Bienes Públicos inherentes, publicados en el Diario Oficial de la Federación el 11 de octubre de 1995, en la materia, quedará sujeto a lo dispuesto en los mismos y en lo conducente a la Ley Federal de Derechos.
- 3) No debe descargar concentraciones de contaminantes mayores a las que descargó durante los últimos tres años o menos, si empezó a descargar posteriormente, de acuerdo con sus registros y/o con los informes presentados ante la Comisión Nacional del Agua en ese periodo si su descarga tiene concentraciones mayores a las establecidas como límite máximo permisible en esta Norma. Los responsables que no cumplan con esta especificación quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.
- 4) Que establezca una nueva instalación industrial, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el Diario Oficial de la Federación, no podrá acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para su descarga, 90 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 5) Que incremente su capacidad o amplíe sus instalaciones productivas, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el Diario Oficial de la Federación, éstas nuevas descargas no podrán acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para éstas, 90 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 6) Que no se encuentre en alguno de los supuestos anteriores, deberá cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, sujeto a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos, en lo conducente.

México, Distrito Federal, a los once días del mes de diciembre de mil novecientos noventa y seis - La Secretara de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, Julia Carabías Lillo - Rúbrica

ANEXO I

TECNICA PARA LA DETERMINACION Y CUANTIFICACION DE HUEVOS DE HELMINTO

1. Objetivo

Determinar y cuantificar huevos de helminto en lodos, afluentes y afluentes tratados.

2. Campo de aplicación

Es aplicable para la cuantificación de huevos de helminto en muestras de lodos, afluentes y afluentes de.

3. Definiciones

3.1 Helminto: término designado a un amplio grupo de organismos que incluye a todos los gusanos, parásitos (de humanos, animales y vegetales) y de vida libre, con formas y tamaños variados.

3.2 Platyhelmintos: gusano dorsoventralmente aplanado, algunos de interés médico son *Taenia solium*, *Hymenolepis nana* e *Il. diminuta*, entre otros.

3.3 Nematelmintos: gusanos de cuerpo alargado y forma cilíndrica. Algunas especies entroparásitos de humanos y animales son: *Ascaris lumbricoides*, *Toxocara canis*, *Enterobius vermicularis* y *Trichuris trichiura*, entre otros.

3.4 Método difásico: técnica de concentración que utiliza la combinación de dos reactivos no miscibles y donde las partículas (huevos, detritus), se orientan en función de su balance hidrofílico-lipofílico.

3.5 Método de flotación: técnica de concentración donde las partículas de interés permanecen en la superficie de soluciones cuya densidad es mayor. Por ejemplo la densidad de huevos de helminto se encuentra entre 1.05 a 1.18, mientras que los líquidos de flotación se sitúan entre 1.1 a 1.4.

4. Fundamento

Utiliza la combinación de los principios del método difásico y del método de flotación, obteniendo un rendimiento de un 90%, a partir de muestras artificiales contaminadas con huevos de helminto de *Ascaris*.

5. Equipo

Centrífuga: Con intervalos de operación de 1000 a 2500 revoluciones por minuto.

Periodos de operación de 1 a 3 minutos.

Temperatura de operación 20 a 28 °C.

Bomba de vacío: Adaptada para control de velocidad de succión.

1/3 hp.

Microscopio óptico: Con iluminación Köhler.

Aumentos de 10 a 100X; Platina móvil, Sistema de microfotografía.

Agitador de tubos: Automático.

Adaptable con control de velocidad.

Parrilla eléctrica: Con agitación.

Hidrómetro: Con intervalo de medición de 1.1 a 1.4 g/cm³.

Temperatura de operación: 0 a 4°C.

6. Reactivos

- Sulfato de zinc heptahidratado

- Acido sulfúrico

- Eter etílico

- Etanol

- Agua destilada

- Formaldehído

6.1 Solución de sulfato de zinc, gravedad específica de 1.3

- Fórmula

- Sulfato de zinc 800 g

- Agua destilada 1,000 ml

Preparación

Dissolver 800 g de sulfato de zinc en 1,000 ml de agua destilada y agitar en la parrilla eléctrica hasta homogeneizar, medir la densidad con hidrómetro. Para lograr la densidad deseada agregar reactivo o a pua, según sea el caso.

6.2 Solución de alcohol-ácido

- Fórmula

- Acido sulfúrico 0.1 N 750 ml

Preparación

Homogeneizar 760 ml del ácido sulfúrico al 0.1 N, con 350 ml del etanol para obtener un litro de la solución alcohol-ácida. Almacenarla en recipiente hermético

7. Material

- Garrafones de 8 litros
- Tamiz de 160 µm (micras) de poro
- Probetas graduadas (1 litro y 50 ml)
- Gradillas para tubos de centrifuga de 50 ml
- Pipetas de 10 ml de plástico
- Aplicadores de madera
- Recipientes de plástico de 2 litros
- Guantes de plástico
- Vasos de precipitado de 1 litro
- Bulbo de goma
- Magneto
- Cámara de contr. Doncaster
- Celda Sedwch-Rafter

8 Condiciones de la muestra

1. Se transportarán al laboratorio en hieleras con bolsas refrigerantes o bolsas de hielo
2. Los tiempos de conservación en refrigeración y transporte deben reducirse al mínimo
3. Si no es posible refrigerar la muestra líquida, debe fijarse con 10 ml de formaldehído al 4% o procesarse dentro de las 48 horas de su toma
4. Una muestra sólida debe refrigerarse y procesarse en el menor tiempo posible

9. Interferencias

La sobreposición de estructuras y/o del detritus no eliminado en el sedimento, puede dificultar su lectura, en especial cuando se trata de muestras de lodo. En tal caso, es importante dividir el volumen en alcuotas que se consideren adecuadas

10. Precauciones

1. Durante el procesamiento de la muestra, el analista debe utilizar guantes de plástico para evitar riesgo de infección.
2. Lavar y desinfectar el área de trabajo, así como el material utilizado por el analista

11. Procedimiento**1. Muestreo**

- a) Preparar recipientes de 8 litros, desinfectándolos con cloro, enjuagándolos con agua potable a chorro y con agua destilada
 - b) Tomar 5 litros de la muestra (ya sea del afluente o efluente)
 - c) En el caso de que la muestra se trate de lodo, preparar en las mismas condiciones recipientes de plástico de 1 litro con boca ancha
 - d) Tomar X gramos de materia fresca (húmeda) que corresponda a 10 g de materia seca
2. Concentrado y centrifugado de la muestra
 3. La muestra se deja sedimentar durante 3 horas o toda la noche
 4. El sobrenadante se aspira por vacío sin agitar el sedimento.
 5. Filtrar el sedimento sobre un tamiz de 160 µm (micras), enjuagando también el recipiente donde se encontraba originalmente la muestra y lavar enseguida con 5 litros de agua (potable o destilada).
 6. Recibir el filtrado en los mismos recipientes de 8 litros.
 7. En caso de tratarse de lodos, la muestra se filtrará y enjuagará en las mismas condiciones iniciando partir del inciso c
 8. Dejar sedimentar durante 3 horas o toda la noche

9. Aspirar el sobrenadante al máximo y depositar el sedimento en una botella de centrifuga de 250 ml. Incluyendo de 2 a 3 enjuagues del recipiente de 8 litros
10. Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400 - 2,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga)
11. Decantar el sobrenadante por vacío (asegurarse de que exista la pastilla) y resuspender la pastilla en 150 ml de ZnSO₄ con una densidad de 1.3
12. Homogeneizar la pastilla con el agitador automático, o aplicador de madera
13. Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400 - 2,000 rpm por 3 minutos)
14. Recuperar el sobrenadante vertiéndolo en un frasco de 2 litros y diluir cuando menos en un litro de agua destilada
15. Dejar sedimentar 3 horas o toda la noche.
16. Aspirar al máximo el sobrenadante por vacío y resuspender el sedimento agitando, verter el líquido resultante en 2 tubos de centrifuga de 50 ml y lavar de 2 a 3 veces con agua destilada el recipiente de 2 litros
17. Centrifugar a 480 g por 3 minutos (2,000 - 2,500 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
18. Reagrupar las pastillas en un tubo de 50 ml y centrifugar a 480 g por minutos (2,000 - 2,500 rpm por 3 minutos)
19. Resuspender la pastilla en 15 ml de solución de alcohol-ácido (H₂SO₄ 0.1 N) + C₂H₅OH a 33-35% y adicionar 10 ml de éter alílico
20. Agitar suavemente y abrir de vez en cuando los tubos para dejar escapar el gas (considerar que el éter es sumamente inflamable y tóxico)
21. Centrifugar a 860 g por 3 minutos (2,500 - 3,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga)
22. Aspirar al máximo el sobrenadante para dejar menos de 1 ml de líquido, homogeneizar la pastilla y proceder a cuantificar.
23. Identificación y cuantificación de la muestra.
 - a) Distribuir todo el sedimento en una celda de Sedgwich-Rafter o bien en una cámara de conteo de Doncaster
 - b) Realizar un barrido total al microscopio

12. Cálculos

1. Para determinar los rpm de la centrifuga utilizada, la fórmula es

$$g = \frac{K \cdot r}{r}$$

Donde

- g: fuerza relativa de centrifugación
- K: constante cuyo valor es 89,456
- r: radio de la centrifuga (spindle to the centre of the bracker) en cm

La fórmula para calcular g es

$$g = \frac{r(\text{rpm})}{K}$$

2. Para expresar los resultados en número de huevecillos por litro es importante tomar en cuenta el volumen y tipo de la muestra analizada

13. Formato

No aplica

14. Bibliografía

1. APHA, AWWA, WPCF, 1992 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 18th ed., Washington.
2. CETESB, São Paulo, 1989 Helminthos e Protozoários Patogênicos Contagem de Ovos e Cistos em Amostras Ambientais
3. Schwartzbrod, J., 1996 Traitement des Eaux Usées de Mexico en Vue d'une Reutilisation a des Fins Agricoles. Reunión de Expertos para el Análisis del Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Instituto de Ingeniería UNAM, 86 p.

SECRETARIA DE MEDIO AMBIENTE, RECURSOS NATURALES Y PESCA

NORMA Oficial Mexicana NOM-012-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-002-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO O MUNICIPAL

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 32 Bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 5o. fracción V, 6o., 7o., 8o. fracciones II, VII y XII, 36, 37, 37 Bis, 117, 118 fracción II, 119, 119 Bis, 121, 122, 123, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 45, 46 y 47 fracciones III y IV de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, he tenido a bien expedir la siguiente Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal; y

CONSIDERANDO

Que con fecha 18 de octubre de 1993, se publicó en el Diario Oficial de la Federación la Norma Oficial Mexicana NOM-CCA-031-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal. De conformidad con el Acuerdo mediante el cual se modifica la nomenclatura de 58 normas oficiales mexicanas en materia de protección ambiental publicado en el referido órgano informativo el 29 de noviembre de 1994, se cambió la nomenclatura de la norma en cuestión, quedando como Norma Oficial Mexicana NOM-031-ECOL-1993.

Miércoles 3 de junio de 1998

DIARIO OFICIAL

(Primera Sección)

Que durante la aplicación de la referida norma se detectaron algunos problemas de carácter técnico, por lo que se tuvo la necesidad de llevar a cabo un análisis de la misma por parte del Instituto Nacional de Ecología en coordinación con la Comisión Nacional del Agua, autoridades locales y con los diversos sectores involucrados en su cumplimiento, llegándose a la conclusión de que era necesario reformular la norma en comentario procediéndose a elaborar una nueva norma oficial mexicana que la sustituyera, tomando en consideración puntos de vista socio-económicos, la infraestructura existente de los sistemas de alcantarillado, la determinación de parámetros prioritarios, el tamaño de poblaciones y la compatibilidad con otras normas en la materia, y que las disposiciones establecidas sean operativas y su cumplimiento sea gradual y progresivo.

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el 9 de enero de 1997, a fin de que los interesados, en un plazo de 90 días naturales, presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezzanine planta alta, colonia Tlacopac, Delegación Alvaro Obregón, código postal 01040, de esta ciudad.

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del ordenamiento legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha norma; las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 3 de abril de 1998.

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de normas oficiales mexicanas, el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 9 de diciembre de 1997, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-002-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO O MUNICIPAL.

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Métodos de prueba
6. Grado de concordancia con normas internacionales
7. Bibliografía
8. Observancia de esta Norma
9. Transitorios

1. Objetivo y campo de aplicación

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal con el fin de prevenir y controlar la contaminación de las aguas y bienes nacionales, así como proteger la infraestructura de dichos sistemas, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma no se aplica a la descarga de las aguas residuales domésticas, pluviales, ni a las generadas por la industria, que sean distintas a las aguas residuales de proceso y conducidas por drenaje separado.

2. Referencias

Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996 Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997.

Norma Mexicana NMX-AA-003 Aguas residuales-Muestreo, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 25 de marzo de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-004 Aguas-Determinación de sólidos sedimentables en aguas residuales. Método del cono Imhoff, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 15 de septiembre de 1977.

Norma Mexicana NMX-AA-005 Aguas-Determinación de grasas y aceites-Método de extracción Soxhlet, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 8 de agosto de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-006 Aguas-Determinación de materia flotante-Método visual con malla específica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 5 de diciembre de 1973.

Norma Mexicana NMX-AA-007 Aguas-Determinación de la temperatura-Método visual con termómetro, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 23 de julio de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-008 Aguas-Determinación de pH-Método potenciométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 27 de octubre de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-044 Aguas-Análisis de agua-Determinación de Cromo Hexavalente-Método colorimétrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-046 Aguas-Determinación de arsénico en agua, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 21 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-051 Aguas-Determinación de metales-Método espectrofotométrico de absorción atómica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 22 de febrero de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-057 Aguas-Determinación de plomo-Método colorimétrico de la dióxido, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 29 de septiembre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-058 Aguas-Determinación de cianuros-Método colorimétrico y titulométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de diciembre de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-060 Aguas-Determinación de cadmio-Método de la dióxido, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 26 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-064 Aguas-Determinación de mercurio-Método de la dióxido, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de marzo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-065 Aguas-Determinación de cobre-Método de la neocuproína, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 10 de marzo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-076 Aguas-Determinación de níquel, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 4 de mayo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-079 Aguas-Determinación de zinc, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 7 de diciembre de 1982.

3. Definiciones

3.1 Aguas pluviales

Aquellas que provienen de las lluvias, se incluyen las que provienen de nieve y el granizo.

3.2 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general, cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

3.3 Aguas residuales de proceso

Las resultantes de la producción de un bien o servicio comercializable.

3.4 Aguas residuales domésticas

Las provenientes del uso particular de las personas y del hogar.

3.5 Autoridad competente

Los Gobiernos de los Estados Unidos Mexicanos, Federal, y de los Municipios, por sí o a través de sus organismos públicos que administren el agua.

3.6 Condiciones particulares para descargas al alcantarillado urbano o municipal

El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus límites máximos permisibles en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, establecidos por la autoridad competente, previo estudio técnico correspondiente, con el fin de prevenir y controlar la contaminación de las aguas y bienes nacionales, así como proteger la infraestructura de dichos sistemas

3.7 Contaminantes

Son aquellos parámetros o compuestos que, en determinadas concentraciones, pueden producir efectos negativos en la salud humana y en el medio ambiente, dañar la infraestructura hidráulica o inhibir los procesos de tratamiento de las aguas residuales.

3.8 Descarga

Acción de verter aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

3.9 Instantáneo

Es el valor que resulta del análisis de laboratorio a una muestra de agua residual tomada de manera aleatoria o al azar en la descarga.

3.10 Límite máximo permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido en la descarga de aguas residuales.

3.11 Muestra compuesta

La que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la especificación 4.10 de esta Norma Oficial Mexicana.

3.12 Muestra simple

La que se tome en el punto de descarga, de manera continua, en día normal de operación que refleje cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario para completar cuando menos, el volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestreo.

3.13 Parámetro

Variable que se utiliza como referencia para determinar la calidad física, química y biológica del agua.

3.14 Promedio diario (P.D.)

Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta, tomada en un día representativo del proceso generador de la descarga.

3.15 Promedio mensual (P.M.)

Es el valor que resulta de calcular el promedio ponderado en función del caudal de los valores que resulten del análisis de laboratorio practicados al menos a dos muestras compuestas, tomadas en días representativos de la descarga en un periodo de un mes.

3.16 Punto de descarga

Es el sitio seleccionado para la toma de muestras, en el que se garantiza que fluye la totalidad de las aguas residuales de la descarga.

3.17 Sistema de alcantarillado urbano o municipal

Es el conjunto de obras y acciones que permiten la prestación de un servicio público de alcantarillado, incluyendo el saneamiento; entendiéndose como tal la conducción, tratamiento, almacenamiento y descarga de las aguas residuales.

4. Especificaciones

4.1 Los límites máximos permisibles para contaminantes de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, no deben ser superiores a los indicados en la Tabla 1. Para las grasas y aceites es el promedio ponderado en función del caudal, resultante de los análisis practicados a cada una de las muestras simples.

Tabla 1

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES			
PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique otra)	Promedio Mensual	Promedio Diario	Instantáneo
Grasas y aceites	50	75	100
Sólidos sedimentables (mililitros por litro)	5	7.5	10
Arsenico total	0.5	0.75	1
Cadmio total	0.5	0.75	1
Cianuro total	1	1.5	2
Cobre total	10	15	20
Cromo hexavalente	0.5	0.75	1
Mercurio total	0.01	0.015	0.02
Niquel total	4	6	8
Plomo total	1	1.5	2
Zinc total	6	9	12

4.2 Los límites máximos permisibles establecidos en la columna instantáneo, son únicamente valores de referencia, en el caso de que el valor de cualquier análisis exceda el instantáneo, el responsable de la descarga queda obligado a presentar a la autoridad competente en el tiempo y forma que establezcan los ordenamientos legales locales, los promedios diario y mensual, así como los resultados de laboratorio de los análisis que los respaldan.

4.3 El rango permisible de pH (potencial hidrógeno) en las descargas de aguas residuales es de 10 (diez) y 5.5 (cinco punto cinco) unidades, determinado para cada una de las muestras simples. Las unidades de pH no deberán estar fuera del intervalo permisible, en ninguna de las muestras simples.

4.4 El límite máximo permisible de la temperatura es de 40°C. (cuarenta grados Celsius), medida en forma instantánea a cada una de las muestras simples. Se permitirá descargar con temperaturas mayores, siempre y cuando se demuestre a la autoridad competente por medio de un estudio sustentado, que no daña al sistema del mismo.

4.5. La matena flotante debe estar ausente en las descargas de aguas residuales, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana.

4.6. Los límites máximos permisibles para los parámetros demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales, que debe cumplir el responsable de la descarga a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, son los establecidos en la Tabla 2 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996 referida en el punto 2 de esta Norma, o a las condiciones particulares de descarga que corresponde cumplir a la descarga municipal.

4.7. El responsable de la descarga de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal que no dé cumplimiento a lo establecido en el punto 4.6, podrá optar por remover la demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales, mediante el tratamiento conjunto de las aguas residuales en la planta municipal, para lo cual deberá de:

- a) Presentar a la autoridad competente un estudio de viabilidad que asegure que no se generará un perjuicio al sistema de alcantarillado urbano o municipal.
- b) Sufragar los costos de inversión, cuando así se requiera, así como los de operación y mantenimiento que le correspondan de acuerdo con su caudal y carga contaminante de conformidad con los ordenamientos jurídicos locales aplicables.

4.8. No se deben descargar o depositar en los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, materiales o residuos considerados peligrosos, conforme a la regulación vigente en la materia.

NO EXISTE
HOJA 21

Miércoles 3 de junio de 1998

SECRETARÍA DE SALUD PÚBLICA

(Primera Sección) 11

4.9 La autoridad competente podrá, en las condiciones particulares de descarga, exigir a los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado, de manera individual o colectiva, que establezcan lo siguiente:

- c) Nuevos límites máximos permisibles de descarga de contaminantes.
- d) Límites máximos permisibles para parámetros adicionales no contemplados en esta Norma.

Dicha acción deberá estar justificada por medio de un estudio técnicamente sustentado, presentado por la autoridad competente o por los responsables de la descarga.

4.10 Los valores de los parámetros en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal a que se refiere esta Norma, se obtendrán de análisis de muestras compuestas, que resulten de la mezcla de las muestras simples, tomadas éstas en volúmenes proporcionales al caudal medido en el sitio y en el momento del muestreo, de acuerdo con la Tabla 2.

Tabla 2
FRECUENCIA DE MUESTREO

HORAS POR DIA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO MAXIMO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MINIMO	MAXIMO
Menor que 4	Minimo 2	-	-
De 4 a 8	4	1	2
Mayor que 8 y hasta 12	4	2	3
Mayor que 12 y hasta 18	6	2	3
Mayor que 18 y hasta 24	6	3	4

Para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples debe ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma y se determina mediante la siguiente ecuación:

$$VMS_i = VMC \times \frac{Q_i}{Q_t}$$

Donde:

VMS_i = volumen de cada una de las muestras simples "i", litros.

VMC = volumen de la muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, litros.

Q_i = caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple, litros por segundo.

Q_t = Σ Q_i hasta Q_n, litros por segundo

En el caso de que en el periodo de operación del proceso o realización de la actividad generadora de la descarga, ésta no se presente en forma continua, el responsable de dicha descarga deberá presentar a consideración de la autoridad competente la información en la que se describa su régimen de operación y el programa de muestreo para la medición de los contaminantes.

4.11 Los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal deben cumplir los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma, en las fechas establecidas en la Tabla 3. De esta manera, el cumplimiento es gradual y progresivo, conforme al rango de población, tomando como referencia el XI Censo General de Población y Vivienda, 1990.

Tabla 3

FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	RANGO DE POBLACION
1 de enero de 1999	mayor de 50,000 habitantes
1 de enero de 2004	de 20,001 a 50,000 habitantes
1 de enero de 2009	de 2,501 a 20,000 habitantes

4.12 Las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 de esta Norma, para el o los responsables de descargas individuales o colectivas, pueden ser modificadas por la autoridad competente, cuando:

- a) El sistema de alcantarillado urbano o municipal cuente con una o varias plantas de tratamiento en operación y la o las descargas causen efectos nocivos a la misma, el responsable de la descarga queda obligado a presentar a la autoridad competente, en un plazo no mayor de 180 (ciento ochenta) días a partir de la fecha de publicación de esta Norma, un programa de acciones en el cual se establezca en tiempo y forma el cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana.
- b) La autoridad competente, previo a la publicación de esta Norma, haya suscrito formalmente compromisos financieros y contractuales para construir y operar la o las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales.
- c) La Comisión Nacional del Agua oficialmente establezca emergencias hidroecológicas o prioridades en materia de saneamiento, y en consecuencia se modifique la fecha de cumplimiento establecida en la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, referida en el punto 2 de esta Norma, para su descarga correspondiente.
- d) Exista previo a la publicación de esta Norma, reglamentación local que establezca fechas de cumplimiento para los responsables de las descargas a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

4.13 Cuando la autoridad competente determine modificar las fechas de cumplimiento, deberá notificarlo a los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal conforme a los procedimientos legales locales correspondientes.

4.14 Los responsables de las descargas tienen la obligación de realizar los análisis técnicos de las descargas de aguas residuales, con la finalidad de determinar el promedio diario o el promedio mensual analizando los parámetros señalados en la Tabla 1 de la presente Norma Oficial Mexicana. Asimismo, deben conservar sus registros de análisis técnicos por lo menos durante tres años posteriores a la toma de muestras.

4.15 El responsable de la descarga podrá quedar exento de realizar el análisis de alguno o varios de los parámetros que se señalan en esta Norma, cuando demuestre a la autoridad competente que, por las características del proceso productivo, actividades que desarrolla o el uso que le da al agua, no genera o concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la autoridad competente, por escrito y bajo protesta de decir verdad. La autoridad competente podrá verificar la veracidad de lo manifestado por el responsable. En caso de falsedad, el responsable quedará sujeto a lo dispuesto en los ordenamientos legales locales aplicables.

4.16 El responsable de la descarga, en los términos que lo establezca la legislación local, queda obligado a informar a la autoridad competente, de cualquier cambio en sus procesos productivos o actividades, cuando con ello modifique la calidad o el volumen del agua residual que le fueron autorizados en el permiso de descarga correspondiente.

4.17 El responsable de la descarga de aguas residuales que, como consecuencia de implantar o haber implantado un programa de uso eficiente y/o reciclaje del agua en sus procesos productivos, concentre los contaminantes en su descarga, y en consecuencia rebase los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma, deberá solicitar ante la autoridad competente se analice su caso particular, a fin de que ésta se fije condiciones particulares de descarga.

4.18 En el caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio diario o mensual de los parámetros referidos en el punto 4.1 de esta Norma, la suma de esta concentración al límite máximo permisible correspondiente, es el valor que el responsable de la descarga está obligado a cumplir siempre y cuando lo demuestre y notifique por escrito a la autoridad competente.

5. Métodos de prueba

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma, se pueden aplicar los métodos de prueba referidos en las normas mexicanas señaladas en el punto 2 de esta Norma. El responsable de la descarga puede solicitar a la autoridad competente, la aprobación de métodos alternos. En caso de aprobarse, dichos métodos quedarán autorizados para otros responsables de descarga en situaciones similares.

Miércoles 3 de junio de 1998

DIARIO OFICIAL

Primera Sección) 13

6. Grado de concordancia con normas internacionales

No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente.

7. Bibliografía

- 7.1 APHA, AWWA, WPCF, 1995. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. USA. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales. 19a. Edición. E.U.A.).
- 7.2 Code of Federal Regulations. Title 40. Parts 100 to 149; 400 to 424; and 425 to 629. Protection of Environment 1992. USA. (Código de Normas Federales. Título 40. Partes 100 a 149; 400 a 424; y 425 a 629. Protección al Ambiente 1993. E.U.A.).
- 7.3 Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Geyer. Limusa, México.
- 7.4 Industrial Water Pollution Control, 1989. 2nd Edition. USA. (Control de la contaminación industrial del agua Eckenfelder W.W. Jr. 2a. Edition Mc Graw-Hill International Editions. E.U.A.).
- 7.5 Manual de Agua para Usos Industriales, 1988. Sheppard T. Powell. Ediciones Ciencia y Técnica, S.A. 1a. edición. Volúmenes 1 al 4. México.
- 7.6 Manual de Agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. Mc Graw-Hill. Volúmenes 1 al 3. Mexico.
- 7.7 U.S.E.P.A. Development Document for Effluent Limitation Guidelines And New Source Performance Standard For The 1974 (Documento de Desarrollo de La U.S.E.P.A. para guías de límites de efluentes y estándares de evaluación de nuevas fuentes para 1974).
- 7.8 Water Treatment Chemicals. An Industrial Guide, 1991. (Tratamiento químico del agua. Una guía industrial) Flick, Ernest W. Noyes Publications. E.U.A.
- 7.9 Water Treatment Handbook, 1991. (Manual de tratamiento de agua. Degremont 6a. Edition Vol. I y II. E.U.A.).
- 7.10 Wastewater Engineering Treatment, Disposal, Reuse, 1991. 3a. Edition. USA. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reuso. Metcalf And Eddy. Mc Graw-Hill International Editions. 3a. Edición. E.U.A.).
- 7.11 Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México. Informe Final. Dic. 1995. Comisión Nacional del Agua, Departamento del Distrito Federal, Estado de Hidalgo y Estado de México.
- 7.12 Guía Para el Manejo, Tratamiento y Disposición de Lodos Residuales de Plantas de Tratamiento Municipales. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.
- 7.13 Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.
- 7.14 Impact of Wastewater Reuse on Groundwater In The Mezquital Valley, Hidalgo State, Mexico. Overseas Development Administration, Phase 1, Report - February 1995. (Impacto del reuso de las aguas residuales en aguas subterráneas, en el Valle del Mezquital, Estado de Hidalgo, México. Administración para el Desarrollo Exterior, Fase 1, Informe Febrero 1995).
- 7.15 Evaluación de la Toxicidad de Descargas Municipales. Comisión Nacional del Agua, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, noviembre de 1993.
- 7.16 Proyecto de Normatividad Integral para Mejorar la Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996
- 7.17 Estudio de Disponibilidad de Agua en México en Función del Uso, Calidad y Cantidad. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.
- 7.18 Cost-Effective Water Pollution Control in The Northern Border of Mexico. Institute For Applied Environmental Economics (Tme), 1995. (Costo-efectividad del Control de la Contaminación del Agua en la Frontera Norte de México. Instituto de la Economía Ambiental Aplicada-1995).
- 7.19 XI Censo General de Población y Vivienda. INEGI/CONAPO 1990.
- 7.20 Criterios Ecológicos de Calidad del Agua. SEDUE. México, D.F. 1989.
- 7.21 Catálogo Oficial de Plaguicidas Control Intersectorial para el Control del Proceso y Uso de Plaguicidas, Fertilizantes y Sustancias Tóxicas. SARH, SEDESOL, SSA y SECOFI. México, D.F. 1994.

- 7.22 Indicadores Socioeconómicos e Índice de Marginación Municipal 1990. CONAPO/CNA.
- 7.23 Bases para el Manejo Integral de la Cantidad y Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería, UNAM. 1995.
- 7.24 Administración de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Reporte 1993. EUA. Comité Sobre el Manejo de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Consejo de Ciencia y Tecnología sobre Agua. Comisión de Sistemas, Técnicos e Ingeniería. Consejo Nacional de Investigación.
- 7.25 NMX-AA-087-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con *Daphnia Magna* Straus (Crustacea-Cladocera).- Método de Prueba.
- 7.26 NMX-AA-110-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Artemia Franciscana Kelloggs* (Crustacea-Anostraca).- Método de Prueba.
- 7.27 NMX-AA-112-1995-SCFI. Análisis de Agua y Sedimento.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Photobacterium Phosphoreum*.- Método de Prueba.
- 7.28 Operation of Wastewater Treatment Plants.- Manual of Practice No. 11.- Second Printing 1985. Water Pollution Control Federation. Washington. D.C. (Operación de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales.- Manual de Prácticas No. 11.- Segunda Edición 1985). Federación del Control de la Contaminación del Agua.

8. Observancia de esta Norma

8.1 La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a los Gobiernos Estatales, Municipales y del Distrito Federal, en el ámbito de sus respectivas competencias, cuyo personal realizará los trabajos de verificación, inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

8.2 La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

La presente Norma Oficial Mexicana abroga a su similar NOM-CCA-031-ECOL/1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 18 de octubre de 1993.

TRANSITORIOS

PRIMERO.- A partir de la fecha de entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, el responsable de la descarga a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal que cuente con planta de tratamiento de aguas residuales esta obligado a operar y mantener dicha infraestructura de saneamiento, cuando su descarga no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma.

En el caso de que la calidad de la descarga que se obtenga con dicha infraestructura no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma, el responsable de la descarga debe presentar a la autoridad competente su programa de acciones u obras a realizar para cumplir en las fechas establecidas en el punto 4.11 de esta Norma, según le corresponda.

SEGUNDO.- Las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 de esta Norma Oficial Mexicana, no serán aplicables cuando se trate de instalaciones nuevas o de incrementos en la capacidad o ampliación de las instalaciones existentes en fecha posterior a la entrada en vigor del presente instrumento, el responsable de la descarga deberá cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana, en un periodo no mayor de 180 (ciento ochenta) días naturales posteriores al inicio de la actividad u operación del proceso generador, debiendo notificar a la autoridad competente dicha fecha.

TERCERO.- En tanto se alcanzan las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 y en el caso de que las descargas a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal contengan concentraciones de contaminantes superiores a los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana, el responsable de la descarga no podrá descargar concentraciones de contaminantes mayores a las que descargó durante los últimos tres años, de acuerdo con sus registros y los informes presentados ante la autoridad competente.

México, Distrito Federal, a los seis días del mes de abril de mil novecientos noventa y ocho.- La Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, Julia Carabias Lillo.- Rúbrica.

Lunes 21 de septiembre de 1998

DIARIO OFICIAL

19

3.6 Entidad pública

Los gobiernos de los estados, del Distrito Federal, y de los municipios, por sí o a través de sus organismos públicos que administren el agua.

3.7 Lago artificial recreativo

Es el vaso de formación artificial alimentado con aguas residuales tratadas con acceso al público para paseos en lancha, prácticas de remo y canotaje donde el usuario tenga contacto directo con el agua

3.8 Lago artificial no recreativo

Es el vaso de formación artificial alimentado con aguas residuales tratadas que sirve únicamente de ornato, como lagos en campos de golf y parques a los que no tiene acceso el público.

3.9 Límite máximo permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, que no debe ser excedido por el responsable del suministro de agua residual tratada.

3.10 Promedio mensual (P.M.)

Es el valor que resulta del promedio de los resultados de los análisis practicados a por lo menos dos muestras simples en un mes.

Para los coliformes fecales es la media geométrica; y para los huevos de helminto, demanda bioquímica de oxígeno, sólidos suspendidos totales, metales pesados y cianuros y grasas y aceites, es la media aritmética.

3.11 Reuso en servicios al público con contacto directo

Es el que se destina a actividades donde el público usuario esté expuesto directamente o en contacto físico. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana se consideran los siguientes reusos: llenado de lagos y canales artificiales recreativos con paseos en lancha, remo, canotaje y esquí; fuentes de ornato, lavado de vehículos, riego de parques y jardines.

3.12 Reuso en servicios al público con contacto indirecto u ocasional

Es el que se destina a actividades donde el público en general esté expuesto indirectamente o en contacto físico incidental y que su acceso es restringido, ya sea por barreras físicas o personal de vigilancia. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana se consideran los siguientes reusos: riego de jardines y camellones en autopistas, camellones en avenidas, fuentes de ornato, campos de golf, abastecimiento de hidrantes de sistemas contra incendio, lagos artificiales no recreativos, barreras hidráulicas de seguridad y panteones.

4. Especificaciones

4.1 Los límites máximos permisibles de contaminantes en aguas residuales tratadas son los establecidos en la Tabla 1 de esta Norma Oficial Mexicana.

**TABLA 1
LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES**

TIPO DE REUSO	PROMEDIO MENSUAL				
	Coliformes fecales NMP/100 ml	Huevos de helminto (n/l)	Grasas y aceites mg/l	DBO ₅ mg/l	SST mg/l
SERVICIOS AL PUBLICO CON CONTACTO DIRECTO	240	≤ 1	15	20	20
SERVICIOS AL PUBLICO CON CONTACTO INDIRECTO U OCASIONAL	1,000	≤ 5	15	30	30

4.2 La matena flotante debe estar ausente en el agua residual tratada, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana.

4.3 El agua residual tratada reusada en servicios al público, no deberá contener concentraciones de metales pesados y cianuros mayores a los límites máximos permisibles establecidos en la columna que corresponde a embalses naturales y artificiales con uso en riego agrícola de la Tabla 3 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, referida en el punto 2 de esta Norma.

4.4 Las entidades públicas responsables del tratamiento de las aguas residuales que reusen en servicios al público, tienen la obligación de realizar el monitoreo de las aguas tratadas en los términos de la presente Norma Oficial Mexicana y de conservar al menos durante los últimos tres años los registros de la información resultante del muestreo y análisis, al momento en que la información sea requerida por la autoridad competente.

5. Muestreo

Los responsables del tratamiento y reuso de las aguas residuales tratadas, tienen la obligación de realizar los muestreos como se establece en la Norma Mexicana NMX-AA-003, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana. La periodicidad y número de muestras será:

5.1 Para los coliformes fecales, materia flotante, demanda bioquímica de oxígeno, sólidos suspendidos totales y grasa y aceites, al menos 4 (cuatro) muestras simples tomadas en días representativos mensualmente.

5.2 Para los huevos de helminto, al menos 2 (dos) muestras compuestas tomadas en días representativos mensualmente.

5.3 Para los metales pesados y cianuros, al menos 2 (dos) muestras simples tomadas en días representativos anualmente.

6. Métodos de prueba

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, se deben aplicar los métodos de prueba indicados en las normas mexicanas a que se refiere el punto 2 de esta Norma. Para coliformes fecales, el responsable del tratamiento y reuso del agua residual, podrá realizar los análisis de laboratorio de acuerdo con la NMX-AA-102-1987, siempre y cuando demuestre a la autoridad competente que los resultados de las pruebas guardan una estrecha correlación o son equivalentes a los obtenidos mediante el método de tubos múltiples que se establece en la NMX-AA-42-1987. El responsable del tratamiento y reuso del agua residual, puede solicitar a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, la aprobación de métodos de prueba alternos. En caso de aprobarse, éstos pueden ser aplicados por otros responsables en situaciones similares. Para la determinación de huevos de helminto se deben aplicar las técnicas de análisis que se señalan en el anexo 1 de esta Norma.

7. Grado de concordancia con normas y lineamientos internacionales y con las normas mexicanas tomadas como base para su elaboración

7.1 No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma Oficial Mexicana se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente; tampoco existen normas mexicanas que hayan servido de base para su elaboración.

8. Bibliografía

8.1 APHA, AWWA, WPCF, 1994. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater 19th Edition, U.S.A. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales 19a. Edición. E.U.A.).

8.2 Code of Federal Regulations 40. Protection of Environment 1992. (Código de Normas Federales 40. Protección al Ambiente) E.U.A.

8.3 Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Gerey, Limusa, México.

8.4 Manual de agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. McGraw-Hill, Volúmenes 1 al 3. México.

8.5 Development Document for Effluent Limitation Guidelines and New Source Performance Standard for the 1974. (Documento de desarrollo de la U.S.E.P.A. para guías de límites de efluentes y estándares de evaluación de nuevas fuentes para 1974).

8.6 Water Treatment Handbook, 1991. Degremont 6th Edition Vol. I y II. U.S.A. (Manual de tratamiento de agua 1991) 6a. Edición Vols. I y II. E.U.A.

8.7 Wastewater Engineering Treatment, Disposal and Reuse, 1991. 3rd. Edition. U.S.A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reuso) Metcalf and Eddy. McGraw-Hill International Editions. 3a. Edición. E.U.A.

Lunes 21 de septiembre de 1998

DIARIO OFICIAL

17

NORMA Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1997, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-003-ECOL-1997, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS QUE SE REUSEN EN SERVICIOS AL PUBLICO.

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto en los artículos 32 Bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, 5o fracciones V y X, 3o., 36, 37, 37 Bis, 117, 118 fracción I, 119, 121, 126, 171 y 173 la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 118 fracción III y 122 de la Ley General de Salud; 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 45, 46 y 47 fracciones III y IV de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, y

CONSIDERANDO

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1997, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el 14 de enero de 1998, a fin de que los interesados, en un plazo de 60 días naturales, presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezzanine planta alta, colonia Tacopac, Delegación Alvaro Obregón, código postal 01040, de esta ciudad.

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del ordenamiento legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha Norma; las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 14 de agosto de 1998.

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de normas oficiales mexicanas, el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 22 de abril de 1998, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1997, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-003-ECOL-1997, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS QUE SE REUSEN EN SERVICIOS AL PUBLICO

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Muestreo
6. Métodos de prueba
7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales y con las normas mexicanas tomadas como base para su elaboración
8. Bibliografía
9. Observancia de esta Norma
1. Objetivo y campo de aplicación

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, con el objeto de proteger el medio ambiente y la salud de la población, y es de observancia obligatoria para las entidades públicas responsables de su tratamiento y reuso.

En el caso de que el servicio al público se realice por terceros, éstos serán responsables del cumplimiento de la presente Norma, desde la producción del agua tratada hasta su reuso o entrega, incluyendo la conducción o transporte de la misma.

2. Referencias

Norma Mexicana NMX-AA-003	Aguas-residuales-Muestreo, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 25 de marzo de 1980.
Norma Mexicana NMX-AA-005	Aguas-Determinación de grasas y aceites-Método de extracción Solihlet, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 8 de agosto de 1980.
Norma Mexicana NMX-AA-006	Aguas-Determinación de materia flotante-Método visual con malla específica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 5 de diciembre de 1973.
Norma Mexicana NMX-AA-028	Aguas-Determinación de demanda bioquímica de oxígeno.- Método de incubación por diluciones, publicada en Diario Oficial de la Federación el 6 de julio de 1981.
Norma Mexicana NMX-AA-034	Aguas-Determinación de sólidos en agua.- Método gravimétrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de julio de 1981.
Norma Mexicana NMX-AA-42	Aguas-Determinación del número más probable de coliformes totales y fecales.- Método de tubos múltiples de fermentación, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 22 de junio de 1987.
Norma Mexicana NMX-AA-102-1987	Calidad del Agua-Detección y enumeración de organismos coliformes, organismos coliformes termotolerantes y <i>Eschenchia coli</i> presuntiva.- Método de filtración en membrana, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 28 de agosto de 1987.
Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996	Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997 y su aclaración, publicada en el citado órgano informativo el 30 de abril de 1997.

3. Definiciones

3.1 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

3.2 Aguas crudas

Son las aguas residuales sin tratamiento.

3.3 Aguas residuales tratadas

Son aquellas que mediante procesos individuales o combinados de tipo físicos, químicos, biológicos u otros, se han adecuado para hacerlas aptas para su reuso en servicios al público.

3.4 Contaminantes básicos

Son aquellos compuestos o parámetros que pueden ser removidos o estabilizados mediante procesos convencionales. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: grasas y aceites, materia flotante, demanda bioquímica de oxígeno, y sólidos suspendidos totales.

3.5 Contaminantes patógenos y parasitarios

Son los microorganismos, quistes y huevos de parásitos que pueden estar presentes en las aguas residuales y que representan un riesgo a la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los coliformes fecales medidos como NMP o UFC/100 ml (número más probable o unidades formadoras de colonias por cada 100 mililitros) y los huevos de helminto medidos como ml (huevos por litro).

Lunes 21 de septiembre de 1991

DIARIO OFICIAL

21

8.8 Municipal Wastewater Reuse-Selected Readings on Water Reuse-United States Environmental Protection Agency-EPA 430/09-91-022 September, 1991. (Reuso de aguas residuales municipales-lecturas selectivas sobre el reuso del agua-Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos de América-EPA 430/09-91-022 septiembre 1991).

9. Observancia de esta Norma

9.1 La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, a través de la Comisión Nacional del Agua, y a la Secretaría de Salud, en el ámbito de sus respectivas atribuciones, cuyo personal realizará los trabajos de inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley General de Salud y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

9.2 La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación. Las plantas de tratamiento de aguas residuales referidas en esta Norma que antes de su entrada en vigor ya estuvieran en servicio y que no cumplan con los límites máximos permisibles de contaminantes establecidos en ella, tendrán un plazo de un año para cumplir con los lineamientos establecidos en la presente Norma.

México, Distrito Federal, a los diecisiete días del mes de julio de mil novecientos noventa y ocho. La Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, Julia Carabias Lillo.- Rúbrica.

ANEXO I

TECNICA PARA LA DETERMINACION Y CUANTIFICACION DE HUEVOS DE HELMINTO

1. Objetivo

Determinar y cuantificar huevos de helminto en lodos, afluentes y efluentes tratados.

2. Campo de aplicación

Es aplicable para la cuantificación de huevos de helminto en muestras de lodos, afluentes y efluentes de plantas de tratamiento.

3. Definiciones

3.1 Helminto: término designado a un amplio grupo de organismos que incluye a todos los gusanos parásitos (de humanos, animales y vegetales) y de vida libre, con formas y tamaños variados.

3.2 Platyhelminths: gusano dorsoventralmente aplanado, algunos de interés médico son: *Taenia solium*, *Hymenolepis nana* e *H. diminuta*, entre otros.

3.3 Nematelminths: gusanos de cuerpo alargado y forma cilíndrica. Algunas especies enteroparásitas de humanos y animales son: *Ascans lumbricoides*, *Toxocara canis*, *Enterobius vermicularis* y *Trichuris trichiura*, entre otros.

3.4 Método difásico: técnica de concentración que utiliza la combinación de dos reactivos no miscibles y donde las partículas (huevos, detritus), se orientan en función de su balance hidrofílico-lipofílico.

3.5 Método de flotación: técnica de concentración donde las partículas de interés permanecen en la superficie de soluciones cuya densidad es mayor. Por ejemplo, la densidad de huevos de helminto se encuentra entre 1.05 a 1.18, mientras que los líquidos de flotación se sitúan entre 1.1 a 1.4.

4. Fundamento

Utiliza la combinación de los principios del método difásico y del método de flotación, obteniendo un rendimiento de un 90%, a partir de muestras artificiales contaminadas con huevos de helminto de ascans.

5. Equipo

Centrífuga: con intervalos de operación de 1,000 a 2,500 revoluciones por minuto

Periodos de operación de 1 a 3 minutos

Temperatura de operación 20 a 28 °C

Bomba de vacío: adaptada para control de velocidad de succión 1/3 hp

Microscopio óptico: con iluminación Köhler

Aumentos de 10 a 100X; platina móvil; sistema de microfotografía

Agitador de tubos: automático, adaptable con control de velocidad

Parrilla eléctrica: con agitación

Hidrómetro con intervalo de medición de 1.1 a 1.4 g/cm³

Temperatura de operación: 0 a 4°C

5 Equipo

Centrifuga: Con intervalos de operación de 1000 a 2500 revoluciones por minuto

Periodos de operación de 1 a 3 minutos

Temperatura de operación 20 a 28 °C

Bomba de vacío: Adaptada para control de velocidad de succión 1/3 hp

Microscopio óptico: Con iluminación Köheler

Aumentos de 10 a 100X; Platina móvil; Sistema de microfotografía

Agitador de tubos: Automático

Adaptable con control de velocidad

Parrilla eléctrica: Con agitación

Hidrómetro: Con intervalo de medición de 1.1 a 1.4 g/cm³

Temperatura de operación: 0 a 4 °C

6 Reactivos

- Sulfato de zinc heptahidratado
- Acido sulfúrico
- Eter etílico
- Etanol
- Agua destilada
- Formaldehido

6.1 Solución de sulfato de zinc, gravedad específica de 1.3

- Fórmula
- Sulfato de zinc 800 g
- Agua destilada 1,000 ml

PREPARACION

Disolver 800 g de sulfato de zinc en 1,000 ml de agua destilada y agitar en la parrilla eléctrica hasta homogeneizar, medir la densidad con hidrómetro. Para lograr la densidad deseada agregar reactivo o agua según sea el caso.

6.2 Solución de alcohol-ácido

- Fórmula
- Acido sulfúrico 0.1 N 650 ml
- Etanol 350 ml

PREPARACION

Homogeneizar 650 ml del acido sulfúrico al 0.1 N, con 350 ml del etanol para obtener un litro de la solución alcohol-ácida. Almacenarla en recipiente hermético

7. Material

- Garrafrones de 8 litros
- Tamiz de 160 mm (micras) de poro
- Probetas graduadas (1 litro y 50 ml)
- Gradillas para tubos de centrifuga de 50 ml
- Pipetas de 10 ml de plástico
- Aplicadores de madera
- Recipientes de plástico de 2 litros
- Guantes de plástico

- Vasos de precipitado de 1 litro
- Bulbo de goma
- Magneto
- Cámara de conteo Doncaster
- Celda Sedgwich-Rafter

8 Condiciones de la muestra

- 1 Se transportarán al laboratorio en hieleras con bolsas refrigerantes o bolsas de hielo.
- 2 Los tiempos de conservación en refrigeración y transporte deben reducirse al mínimo.
- 3 Si no es posible refrigerar la muestra líquida, debe fijarse con 10 ml de formaldehído al 4% o procesarse dentro de las 48 horas de su toma.
- 4 Una muestra sólida debe refrigerarse y procesarse en el menor tiempo posible.

9 Interferencias

La sobreposición de estructuras y/o del detritus no eliminado en el sedimento, puede dificultar su lectura, en especial cuando se trata de muestras de lodo. En tal caso, es importante dividir el volumen en alícuotas que se consideren adecuadas.

10 Precauciones

- 1 Durante el procesado de la muestra, el analista debe utilizar guantes de plástico para evitar riesgo de infección.
- 2 Lavar y desinfectar el área de trabajo, así como el material utilizado por el analista.

11 Procedimiento

1 Muestreo

- a) Preparar recipientes de 8 litros, desinfectándolos con cloro, enjuagándolos con agua potable a chorro y con agua destilada.
- b) Tomar 5 litros de la muestra (ya sea del afluente o efluente).
- c) En el caso de que la muestra se trate de lodo, preparar en las mismas condiciones recipientes de plástico de 1 litro con boca ancha.
- d) Tomar X gramos de materia fresca (húmeda) que corresponda a 10 g de materia seca.

2 Concentrado y centrifugado de la muestra

- a) La muestra se deja sedimentar durante 3 horas o toda la noche.
- b) El sobrenadante se aspira por vacío sin agitar el sedimento.
- c) Filtrar el sedimento sobre un tamiz de 160 mm (micras), enjuagando también el recipiente donde se encontraba originalmente la muestra y lavar enseguida con 5 litros de agua (potable o destilada).
- d) Recibir el filtrado en los mismos recipientes de 8 litros.
- e) En caso de tratarse de lodos, la muestra se filtra y enjuagará en las mismas condiciones iniciando a partir del inciso c.
- f) Dejar sedimentar durante 3 horas o toda la noche.
- g) Aspirar el sobrenadante al máximo y depositar el sedimento en una botella de centrifuga de 250 ml, incluyendo de 2 a 3 enjuagues del recipiente de 8 litros.
- h) Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400-2,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
- i) Decantar el sobrenadante por vacío (asegurarse de que exista la pastilla) y resuspender la pastilla en 150 ml de $ZnSO_4$ con una densidad de 1.3.
- j) Homogeneizar la pastilla con el agitador automático, o aplicador de madera.
- k) Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400-2,000 rpm por 3 minutos).
- l) Recuperar el sobrenadante vertiéndolo en un frasco de 2 litros y diluir cuando menos en un litro de agua destilada.

- m) Dejar sedimentar 3 horas o toda la noche.
- n) Aspirar al máximo el sobrenadante por vacío y resuspender el sedimento agitando, verter el líquido resultante en 2 tubos de centrifuga de 50 ml y lavar de 2 a 3 veces con agua destilada el recipiente de 2 litros.
- o) Centrifugar a 480 g por 3 minutos (2,000-2,500 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
- p) Reagrupar las pastillas en un tubo de 50 ml y centrifugar a 480 g por minutos (2,000-2,500 rpm por 3 minutos).
- q) Resuspender la pastilla en 15 ml de solución de alcohol-ácido (H_2SO_4 0.1 N) + C_2H_5OH a 33-35% y adicionar 10 ml de éter etílico.
- r) Agitar suavemente y abrir de vez en cuando los tubos para dejar escapar el gas (considerar que el éter es sumamente inflamable y tóxico).
- s) Centrifugar a 660 g por 3 minutos (2,500-3,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
- t) Aspirar al máximo el sobrenadante para dejar menos de 1 ml de líquido, homogeneizar la pastilla y proceder a cuantificar.

3 Identificación y cuantificación de la muestra

- a) Distribuir todo el sedimento en una celda de Sedgwich-Rafter o bien en una cámara de conteo de Doncaster.
- b) Realizar un barrido total al microscopio.

12 Cálculos

1 Para determinar los rpm de la centrifuga utilizada, la fórmula es:

$$rpm = \sqrt{\frac{Kg}{r}}$$

Donde:

- g: fuerza relativa de centrifugación
- K: constante cuyo valor es 89,456
- r: radio de la centrifuga (spindle to the centre of the bracker) en cm

La fórmula para calcular g es:

$$g = \frac{r (rpm)^2}{K}$$

2 Para expresar los resultados en número de huevecillos por litro es importante tomar en cuenta el volumen y tipo de la muestra analizada.

13 Formato

No aplica.

14 Bibliografía

- 1 APHA, AWWA, WPCF, 1992 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 19th Ed., Washington. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales, 19a. Edición E.U.A.)
- 2 CETESB, São Paulo, 1989 Helmintos e Protozoários Patogénicos Contagem de Ovos e Cistos en Amostras Ambientais.
- 3 Schwartzbrod, J., 1996 Traitement des Eaux Usees de Mexico en Vue d'une Reutilisation a des Fins Agricoles. Reunión de Expertos para el Análisis del Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Instituto de Ingeniería UNAM, 85 p.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
CARACTERIZACIÓN DE LAS DESCARGAS

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 4

CARACTERIZACION DE LAS DESCARGAS

- 4.1 RECONOCIMIENTO DE LA ZONA DE TRABAJO
- 4.2 METODOS DE ANALISIS
- 4.3 DETERMINACION DE CARACTERISTICAS FISICAS
- 4.4 NUTRIENTES APORTADOS POR ACTIVIDADES HUMANAS
- 4.5 POTENCIAL HIDROGENO
- 4.6 CARACTERISTICAS QUIMICAS
- 4.7 CARACTERISTICAS BIOLÓGICAS
- 4.8 MUESTREO Y CONSERVACION
- 4.9 TECNICAS DE MUESTREO
- 4.10 ESTIMACION DE LAS DESCARGAS
- 4.11 MEDICION DE GASTOS

4. CARACTERIZACION DE LAS DESCARGAS

El caudal y las características del agua residual generada por una población, son función del tipo de actividades que se desarrollan dentro de cada localidad, siendo características específicas de cada una de ellas, por lo que es necesario aforar, muestrear y analizar las aguas residuales en forma particular.

Un estudio para conocer las características de las descargas de agua residual incluye, diversas actividades como: inspección global del sistema de alcantarillado, localización de zonas (residencial, industrial y de servicio), localización de la o las descargas, medir las descargas, establecer los sitios de muestreo, coleccionar muestras y analizarlas.

4.1 Reconocimiento de la zona de trabajo

Es necesario contar con el plano de alcantarillado y en él localizar la o las descargas con sus cotas de la plantilla, localizar también los pozos de visita que se encuentran cerca de éstas, conocer los niveles tanto de plantilla como del terreno. Se deben localizar en el plano las principales industrias existentes en la población, con todos los datos de sus efluentes (gastos, análisis físico-químicos, tratamientos) y horarios de funcionamiento. Localizar las zonas habitacionales y los establecimientos que hagan grandes aportaciones de aguas residuales (clubes, internados, baños públicos, etc).

Es importante también contar con datos del sistema de agua potable como son dotación, gasto real y variaciones horarias para poder conocer el comportamiento promedio del abastecimiento de agua durante el día, semanas, meses y de ser posible de todo un año, ya que estos nos señalarán el comportamiento del agua que escurre en los drenajes y en las descargas, datos que se requieren para el diseño de la planta.

Deberá hacerse un recorrido por las partes que se consideran importantes, entre ellas la o las descargas, los pozos de visita, y los lugares en que se tomaran las muestras y se harán mediciones del caudal.

4.2 Métodos de análisis

Los métodos de análisis que se utilizan para definir las características físicas, químicas y microbiológicas de las aguas residuales, son los establecidos en las Normas Oficiales Mexicanas y en ausencia de estas son las señaladas en la publicación "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER", preparada y publicada conjuntamente por la AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION, AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION Y WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION de los Estados Unidos de América.

Las unidades de uso común para expresar los resultados de los análisis físicos y químicos que describen las características correspondientes de las aguas residuales son:

BASE	APLICACIÓN	UNIDAD
ANÁLISIS FÍSICO		
⇒ DENSIDAD	Masa de solución	kg/m ³
	Unidad de Volumen	
⇒ PORCIENTO VOLUMEN	Volumen soluto x 100	% (por vol)
	Total volumen solución	
⇒ PORCIENTO EN MASA	Masa de soluto x 100	% (por masa)
	Combinación masa soluto + solvente	
⇒ RELACIÓN EN VOLUMEN	mililitros	ml/l
	litros	
⇒ MASA POR UNIDAD DE VOLUMEN	Microgramos	µg/l
	litros de solución	
	miligramos	mg/l
	litros de solución	
	gramo	g/m ³
	metros cúbicos de solución	
⇒ RELACIÓN DE MASA	Miligramos	ppm
	10 ⁵ miligramos	
ANÁLISIS QUÍMICOS		
⇒ MOLARIDAD	Moles de soluto	mol/kg
	1000 gramos de solvente	
	moles de soluto	mol/l
	litros de solución	
	equivalente de soluto	equiv/l
	litros de solución	
	Milequivalentes de soluto	meq/l
	litros de soluto	

4.3 Determinación de características físicas

La mayor parte de nuestras impresiones sobre la calidad del agua se basan en sus características físicas; esperamos que el agua sea clara, incolora e inodora.

En la tabla 4.1. se indican los análisis de uso común para determinar las impurezas físicas de las aguas residuales.

Aparte de los gases disueltos, todos los contaminantes en el agua contribuyen a la carga de sólidos (ver fig. 4.1 y 4.2)

Los sólidos suspendidos o no filtrables de una muestra de agua de río se determina por métodos gravimétricos utilizando un filtro de fibra de vidrio.

Ejemplo de determinación de sólidos.

Calcular los sólidos suspendidos con base en los siguientes datos de laboratorio.

Volumen de muestra = 200 ml
 Tara filtro = 1.3255 g
 Masa filtro + sólidos = 1.3286 g

Solución: MASA = 1.3286 - 1.3255 g = 0.0031 g = 3.1 mg

$$\text{SOLIDOS SUSPENDIDOS (SS)} = \frac{3.1 \text{ mg} \times 1000 \text{ ml/l}}{200 \text{ ml de muestra}} = 15.5 \text{ mg/l}$$

TABLA 4.1 ANALISIS PARA DETERMINAR LAS IMPUREZAS FISICAS EN AGUA Y AGUAS RESIDUALES

PRUEBA	ABREVIATURA	DEFINICION	USO
♦ TURBIEDAD	UNT	Unidades Nefelométricas de turbiedad	Estimar la claridad del agua
♦ SOLIDOS			
Sólidos totales	ST		Evaluar el potencial de las aguas residuales para rehuso y determinar el proceso más apropiado para su tratamiento
Sólidos totales volátiles	STV		Rehuso y determinar el proceso más apropiado para su tratamiento
Sólidos suspendidos	SS		
Sólidos suspendidos volátiles	SSV		Materia orgánica para procesos biológicos
Sólidos disueltos totales (ST-SS)	SDT		Las pruebas de SDT evalúan la adecuabilidad de las fuentes de agua para uso municipal, industrial o agrícola
Sólidos sedimentables ml/l			Para determinar aquellos sólidos que asentarán por acción de la gravedad en un periodo de tiempo específico; los datos de la prueba se utilizan para diseño de instalaciones de sedimentación
♦ COLOR		Varios matices de amarillo, café claro, gris negro	Para evaluar la presencia de agentes colorantes naturales y sintéticos en el agua. Para evaluar la condición del agua residual (fresca o séptica)
♦ OLOR	CUMOD	Conocer umbral mínima de olor detectable	Para conocer septicidad o frescura del agua residual
♦ TEMPERATURA	°C		Para diseñar y operar sistemas de tratamiento biológico y de otro tipo; para determinar la concentración de saturación

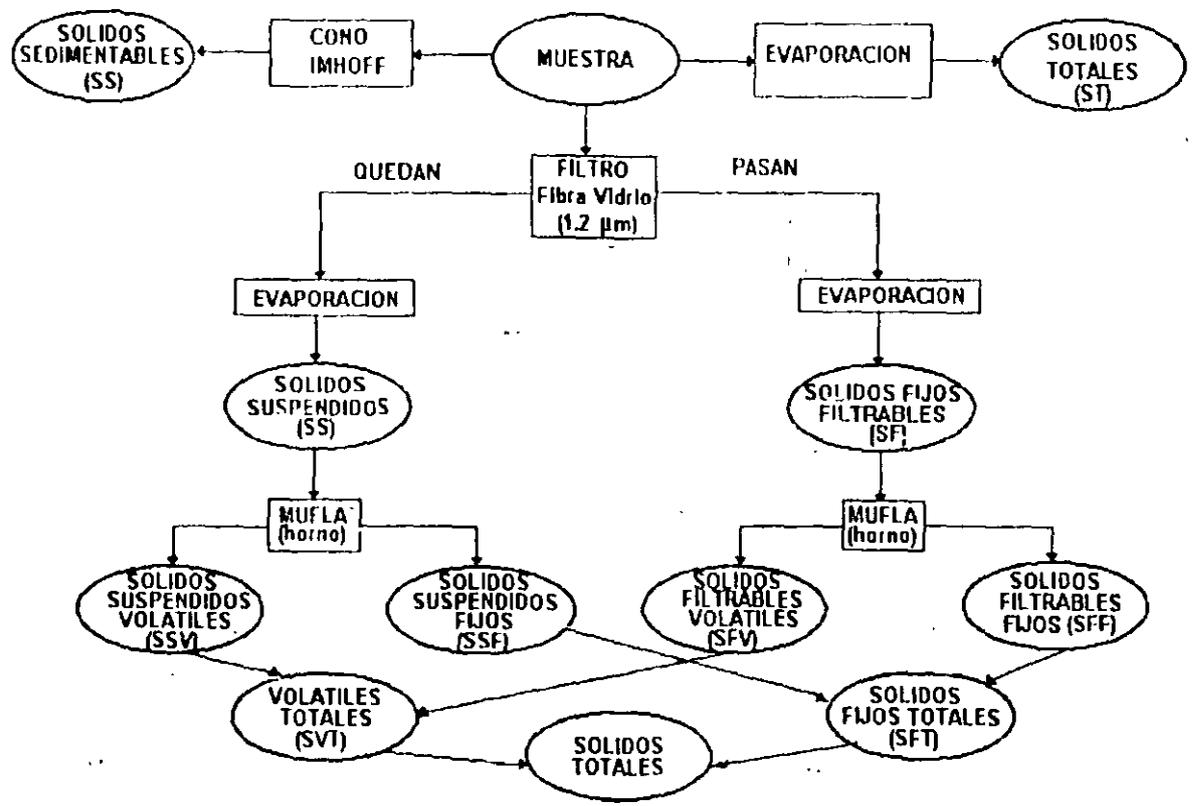


FIG. 4.1 INTERRELACION DE SOLIDOS EN AGUA Y AGUAS RESIDUALES

5

4.4 Nutrientes aportados por actividades humanas

El nitrógeno y el fósforo son esenciales para el crecimiento de plantas y animales. Por esta razón a estos elementos se les conoce como nutrientes o bioestimulantes.

Desde el punto de vista de calidad del agua son de interés:

- NITROGENO ORGANICO UREA \longrightarrow $[CO(NH_2)_2]$
- AMONIACO \longrightarrow NH_3 NITRATOS \longrightarrow NO_3^-
- NITRITOS \longrightarrow NO_2^- NITROGENO (gas) \longrightarrow N_2

ORTOFOSFATOS	POLIFOSFATOS
Fosfato trisodico (Na_3PO_4)	Exametafosfato de sodio $[Na_3(PO_3)_6]$
Fosfato disodico (Na_2HPO_4)	Tripolifosfato de sodio $Na_5P_3O_{10}$
Fosfato monosodico ($Na_2H_2PO_4$)	Pirofosfato tetrasodico $Na_4P_2O_7$
Fosfato Diamonico $[(NH_4)_2HPO_4]$	Fósforo orgánico

(La concentración de fósforo en efluentes tratadas es de 10 a 20 mg/l)

4.5 pH

Quando se disuelven en el agua contaminantes que tienen grupos H^+ ó OH^- ionizables, el equilibrio entre H_2O y OH^- cambia y el valor del pH aumenta (se toma más básico) o disminuye (se toma más ácido).

El pH es sumamente importante en la ingeniería sanitaria y ambiental, porque afecta a las reacciones químicas y a los sistemas biológicos.

4.6 Características químicas

MATERIA ORGANICA

La presencia de materia orgánica en el agua es indeseable porque:

- ◆ puede producir olores.
- ◆ puede impartir olores y sabores.
- ◆ causa disminución del oxígeno disuelto en ríos y lagos.
- ◆ interfiere con los procesos de tratamiento.
- ◆ Forma compuestos halogenados cuando se agrega cloro al agua con fines de desinfección.

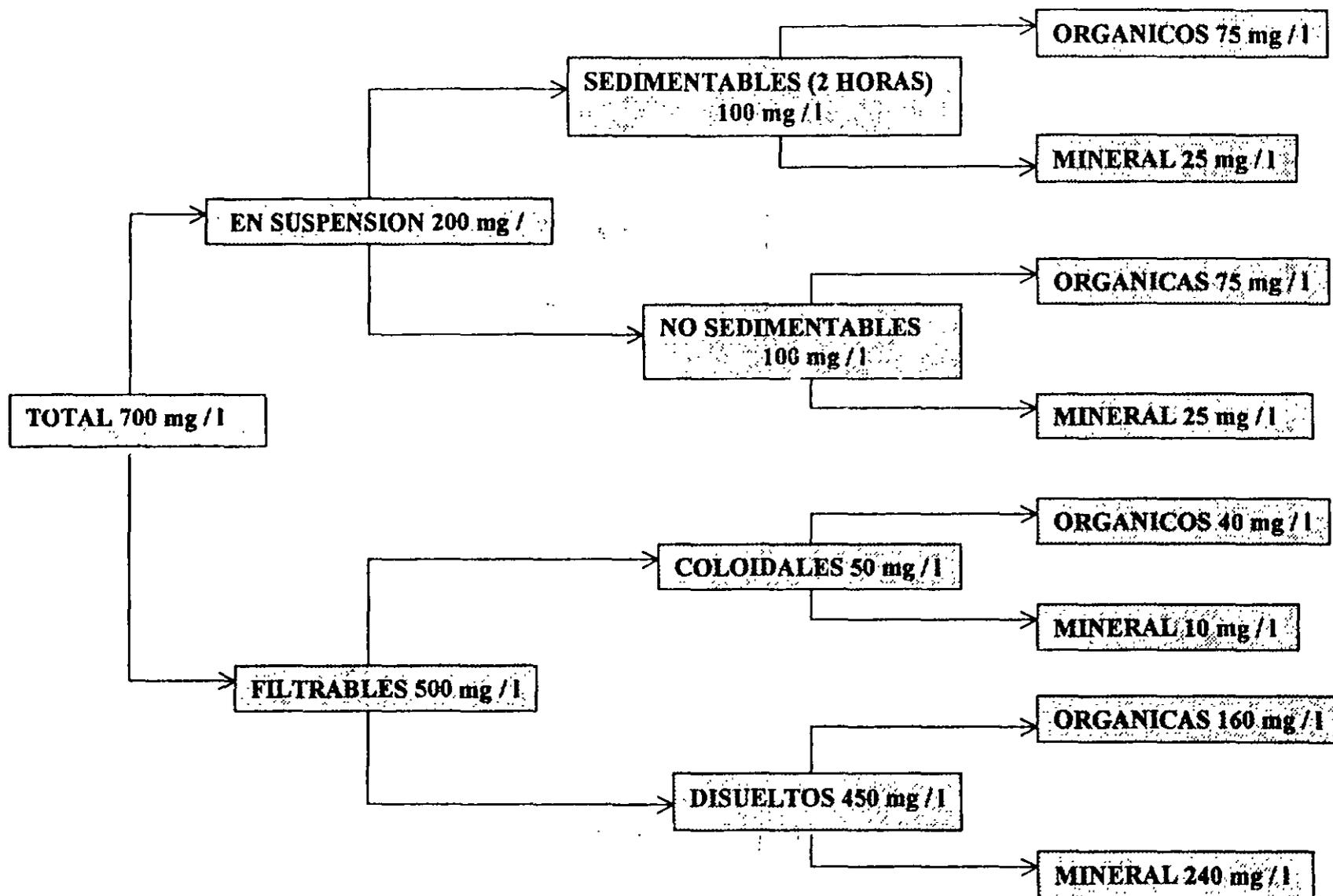


FIG. 4.2 CLASIFICACION PROMEDIO DE SOLIDOS PRESENTES EN AGUA RESIDUALES DOMESTICAS

PLAGUICIDAS Y AGROQUIMICOS

En general se agrupan en cuatro categorías principales con base en su estructura molecular.

- ◆ Hidrocarburos clorados - Aldrin, DDT
- ◆ Organo fosforados - Malation
- ◆ Carbamatos - Carbil
- ◆ Derivados de Urea - Fenuron

SOLVENTES PARA LIMPIEZA

Algunos de los compuestos orgánicos de esta categoría se sabe o se sospecha que son carcinógenos. Recientemente se han detectado en las aguas subterráneas en las proximidades de instalaciones industriales. Algunos de los más comunes son: acetona, Benceno, Alcohol metílico, Heptano, Tricloroetano.

TRIHALOMETANOS (THM)

Se ha descubierto que el cloro que se utiliza para la desinfección del agua y de las aguas residuales, puede reaccionar con algunos de las sustancias orgánicas presentes para formar CLOROFORMO (un trihalometano) y otros hidrocarburos clorados.

Las sustancias orgánicas involucradas en la reacción con cloro se conocen como precursores. Se sospecha que estos compuestos son cancerígenos.

En general los THM se forman cuando elementos del grupo de los halógenos CLORO, BROMO, YODO reaccionan con las sustancias orgánicas.

Los principales THM de interés en aguas residuales

CLOROFORMO - CHCl_3
 BROMODICLOROMETANO - CHCl_2Br
 CLORODIBROMOMETANO - CHClBr_2
 BROMOFORMO - CHBr_3

4.7 Características biológicas

Número mas probable de coliformes

Los indicadores para identificar la contaminación biológica, son los organismos coliformes totales, coliformes fecales y los estreptococos fecales.

Lo mas utilizados en México es la identificación de organismos coliformes por los métodos del Número mas probable o del filtro de membrana.

La presencia de coliformes totales indica contaminación en general, ya que muchos de estos microorganismos pueden ser de origen vegetal, animal o humano, por lo que se

hace necesario continuar la prueba y determinar cuantos de los coliformes encontrados son de origen humano.

La presencia de coliformes fecales humanos o de estreptococos fecales no se utiliza para determinar la toxicidad de estos, sino como indicador de contaminación por excreta humana, ya que las evacuaciones humanas siempre llevan bacterias patógenas procedentes de seres humanos enfermos o portadores asintomáticos de estas bacterias, es decir individuos que aunque no sientan síntomas de enfermedad en su intestino llevan las bacterias que pueden causar enfermedad (patógenas), se considera así, que si se encuentran coliformes, puede contener organismos causantes de muchas enfermedades.

4.8 Muestreo y preservación de muestras

El tipo de muestra y las técnicas de muestreo están determinadas en las Normas Oficiales Mexicanas (NOM), aquí se señalan algunas recomendaciones complementarias.

Técnicas de muestreo para aguas residuales.

Una muestra es parte de un todo, y esta muestra representará las características de este todo, en el caso que nos ocupa este todo será el agua residual que se está caracterizando, en determinado punto de la planta, ya sea de producción o de tratamiento de aguas. La mayoría de las conclusiones, decisiones y acciones que se tomen en el diseño y/o en la operación de la planta de tratamiento, dependerán en gran medida, de los resultados de la muestra.

Generalmente, las muestras se definen e identifican por el tipo y método de muestreo. Una muestra puede ser de tipo simple o compuesta y puede ser colectado por un método manual o automático.

Una muestra simple es aquella que se toma en un instante en particular, y representa las condiciones existentes en ese momento, este tipo de muestras se requieren para determinar ciertos parámetros, como por ejemplo: pH, cloro residual, oxígeno disuelto, grasas y aceites y coliformes totales y fecales. Algunas de estas determinaciones como pH, cloro residual, temperatura y oxígeno disuelto, pueden monitorearse en forma continua usando sensores. El uso de estos instrumentos reducen el tiempo entre muestreo y análisis además de ser precisos, sin embargo requieren de un programa periódico llevado por personal calificado, de limpieza, calibración y mantenimiento, de los equipos utilizados. Otras situaciones donde una muestra simple puede utilizarse es:

- ◆ Cuando el agua a muestrear no presenta variaciones considerables, en cuanto a sus características y al caudal.
- ◆ Cuando en la corriente en estudio o en la planta de tratamiento llega una descarga inusual, y a partir de esta muestra se trate de determinar el tipo y fuente de la descarga.
- ◆ Cuando el flujo de descarga de agua residual sea intermitente, por ejemplo en algunos procesos industriales.

- ◆ Cuando las muestras compuestas pueden ocultar condiciones extremas (ejem ph; temp).
- ◆ y cuando las autoridades respectivas requieren que se determinen cierto parámetros con muestras individuales.

El volumen mínimo de una muestra es de 1 a 2 litros.

Una muestra compuesta se forma por varias simples tomadas a diferentes tiempos. Estas muestras se obtienen mezclando muestras simple en volúmenes proporcionales al gasto o flujo de descarga medido en el sitio y en el momento del muestreo.

Supóngase

V = Volumen total de la muestra que se tomará

V_i = Volumen de cada muestra individual de la muestra compuesta

Q_i = Caudal instantáneo en el momento en que la muestra es tomada

Q_t = Gasto total en el momento de la muestra

n = número de muestras que deben ser mezcladas

Q_m = Caudal promedio de todas las muestras

$$\frac{V}{Q} = \frac{V}{nQ_m} = \frac{V_i}{Q_i}$$

$$V_i = \left(\frac{V}{nQ_m}\right) Q_i$$

Para pequeñas variaciones, las muestras deben tomarse a intervalo entre 2 y 24 horas o cuando la norma lo establezca.

Las muestras individuales de la muestra compuesta deben tener entre 25 y 100 ml, y el volumen del compuesto debe tener entre 2 y 4 litros

Ejemplo: Muestras tomadas en un emisor de aguas residuales

NO. DE MUESTRA	GASTO (M ³ /H)
1	250
2	215
3	190
4	165
5	155
6	205
7	290
8	330
9	420
10	510
TOTAL	2730

$$Q_m = \frac{2730}{10} = 273$$

Considerando una muestra compuesta de 3 litros, ¿cuantos mililitros de cada muestra deben tomarse?

1. Determinar el volumen de muestra necesaria para cada unidad de caudal

$$\frac{V_i}{Q_i} = \frac{V}{nQ_m} = \frac{3000}{(10)(273)} = 1.1 \text{ ml}$$

$$\frac{V_i}{Q_i} = 1.1 \quad V_i = 1.1 Q_i$$

NO. DE MUESTRA	ML DE CADA MUESTRA
1	1.1 x 250 = 275
2	1.1 x 215 = 236
3	1.1 x 190 = 209
4	1.1 x 165 = 181
5	1.1 x 155 = 170
6	1.1 x 205 = 226
7	1.1 x 290 = 319
8	1.1 x 330 = 363
9	1.1 x 420 = 462
10	1.1 x 510 = 561
TOTAL	= 3002

4.9 Técnicas de muestreo

Muestreo para análisis fisicoquímicos. Se muestrea según sean las condiciones del lugar, sumergiendo el envase en el sitio de muestreo o si es necesario se puede utilizar algún muestreador y verter su contenido en la botella o directamente según el tipo de muestreador. Es importante que los recipientes estén limpios en su exterior y procurar muestrear a contracorriente para evitar adulterar la muestra con contaminantes externos a la descarga.

En el caso de descargas de aguas residuales que fluyan libremente, en forma de chorro, se toma la muestra directamente en la descarga. Si la descarga fluye en canales o colectores, se recomienda tomar la muestra en el centro del canal o colector, de preferencia en lugares donde el flujo sea turbulento, a fin de asegurar un buen mezclado.

La elección de los puntos de muestreo está en función de los objetivos del estudio y la experiencia de quien lo realice.

Oxígeno disuelto. La toma de muestras para la determinación de oxígeno disuelto deberá efectuarse con cuidado evitando el burbujeo o agitación. En aguas poco profundas se puede muestrear directamente con una botella de boca angosta con tapón esmerilado. En el caso de muestrear a más de un metro de profundidad existen los muestreadores Winkler (específicos para oxígeno disuelto) y el Kemmerer, tomando las precauciones debidas para evitar burbujeos al introducir la muestra a la botella de 300 ml, donde se realizará el análisis. Es recomendable registrar la temperatura de la muestra lo más preciso posible en el momento de tomarla y efectuar el análisis inmediatamente, por lo menos fijar el oxígeno y después realizar la titulación con los reactivos químicos del método empleado.

Actualmente existen en el mercado medidores de oxígeno analógicos o digitales, que bien calibrados y tomando las precauciones adecuadas, permiten realizar las determinaciones de este parámetro sin complicaciones.

Grasas y aceites. Es muy importante cuidar que la muestra sea representativa, ya que una característica de las grasas y aceites es que se agrupan en la superficie de los cuerpos de agua, formando natas en determinadas zonas, por lo cual la muestra se toma superficialmente en frascos de un litro evitando derramarlos. En caso de aceites emulsionados, la muestra se toma a 20 ó 30 cm. de profundidad, cuando no haya mucha turbulencia para asegurar una mayor representatividad.

Cuando el análisis no puede efectuarse inmediatamente, se conserva la muestra a un pH de 2 o menos, adicionando 5 ml. de HCl concentrado y refrigerandola a 4°C, se recomienda no almacenarla por más de 24 horas.

Muestreo para análisis bacteriológicos. Cuando se toma la muestra directamente, se procede de la siguiente manera: tomar la botella cerca de su base, aflojar ligeramente el tapón, sumergirla cerrada (15-20 cm), con el cuello hacia abajo, colocándolo finalmente en sentido contrario a la corriente para evitar que el agua que entre a la botella toque

primero las manos, después se destapa la botella y se gira de modo que el cuello quede ligeramente mas elevado que la base, se deja que se llene, las 3/4 partes, dejando un espacio suficiente para facilitar el mezclado previo al análisis.

Identificación de los muestras y registro de campo, conservación, transporte y almacenamiento de muestras. Se seguirá lo establecido en la NOMAA-3-1980 (ANEXO)

4.10 Estimación de las descargas

Los valores específicos de utilización de agua potable son de gran importancia para el ingeniero diseñador, sobre todo en la planeación de plantas para tratamiento de aguas residuales. Dependiendo del país, el consumo específico de agua puede mostrar grandes variaciones. En Europa, un valor común es de 200 l/H-d (ATV, 1985) y, en Estados Unidos de Norteamérica, el valor puede variar entre 350 y 700 l/H-d (MetcalfEddy, 1979), En México, el ingeniero sanitario utiliza comúnmente valores entre 200 y 300 l/H-d. Considerando un consumo de agua potable de 200 l/H-d y, que del 75% al 85% del consumo se desecha como aguas residuales, se puede considerar que cada 1,000 habitantes producen 1.96 l/s de aguas residuales como promedio.

Los gastos mínimos tienen lugar durante las primeras horas de la mañana y los máximos por lo general después de medio día, las fluctuaciones se deben tomar en cuenta para el diseño y operación del tratamiento. La calidad de las aguas residuales que llegan al emisor varia constantemente, la calidad de las aguas residuales por la mañana es diferente a la calidad de la tarde.

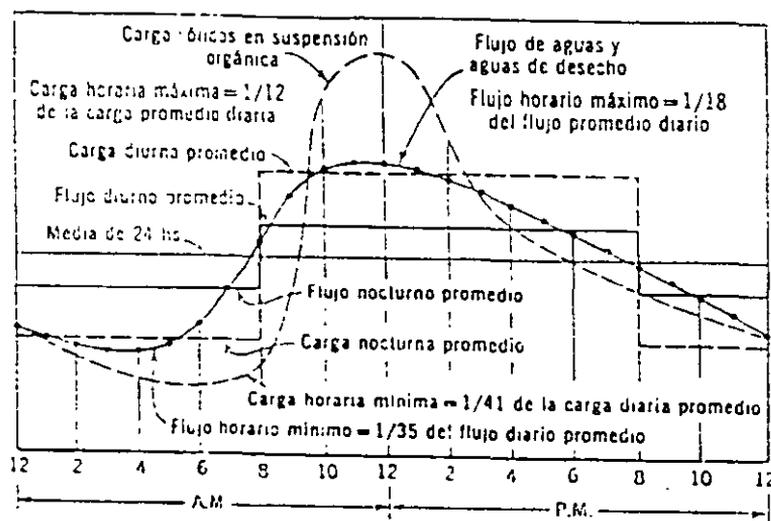


Fig 4.2 Variación de flujo y carga de contaminantes en las aguas residuales municipales.

Se sabe, debido a numerosas mediciones, que los cambios de caudales son menos bruscos conforme aumenta el número de habitantes. Las poblaciones pequeñas muestran grandes variaciones entre los caudales del día y de la noche. Conforme aumenta el tamaño del sistema de captación de aguas residuales, la magnitud de los cambios es menor debido a la capacidad de almacenamiento del sistema de drenaje.

Con objeto de amortiguar y absorber los "picos" de caudal, Metcalf & Eddy (1979) proponen la figura 4.3 para el escalamiento de los caudales promedio dependiendo de la población o de los caudales por tratar.

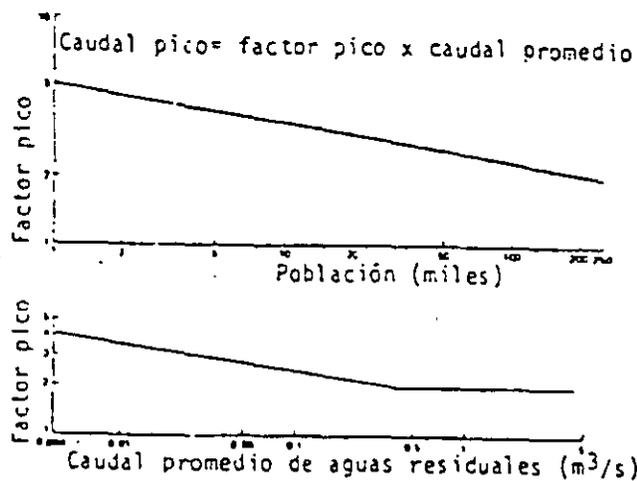


Fig. 4.3 Factores pico para descargas domiciliarias

4.11 Medición de gastos

Cuando se coleccionan las muestras en los sitios de muestreo uno de los parámetros a medir en ese momento es el gasto de la descarga, sin ese dato prácticamente son inútiles los datos que reporte el laboratorio al analizar las muestras, porque la concentración de los contaminantes generalmente se reporta en mg/l y sin el flujo de la descarga no se podrá calcular la carga total de contaminantes.

Debido a que el agua residual transporta contaminantes sólidos que tienen diversos orígenes y formas, no cualquier dispositivo para medición ha demostrado ser eficiente.

En el mercado se puede obtener una variedad de equipos para la medición de gastos, sin embargo, es importante referirse a los métodos más sencillos y económicos.

TUBERIAS A PRESION

MEDIDORES TIPO VENTURI. Los medidores tipo Venturi (Figura 4.4) ofrecen un método exacto de medir el flujo con una pérdida de carga mínima. Se usa mayormente para tuberías de gran diámetro. La garganta Venturi tiene una sección convergente y una sección divergente gradual para disminuir las pérdidas de carga.

La medida de flujo se basa en la ecuación de Bernoulli.

BOQUILLAS. Una forma acortada de medidor tipo Venturi es el medidor de boquilla, el cual tiene una entrada corta en forma de boca de campana redondeada y una expansión abrupta más allá de ella. La ecuación de descarga es similar a la del medidor Venturi, pero la recuperación de la carga de velocidad, más allá del medidor, es bastante pequeña.

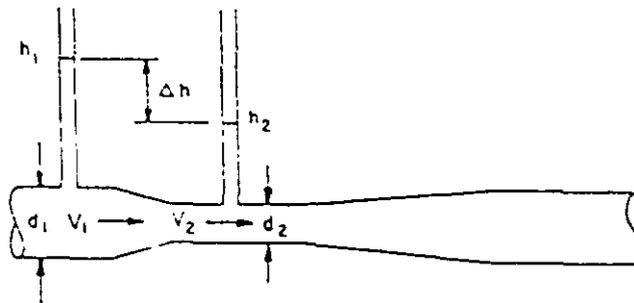


Fig 4.4 Medidor Tipo Venturi

ORIFICIOS. Un orificio, consistente de una placa delgada con un orificio central, es un método usual de medir el flujo en tuberías grandes (figura 4.5) pero el orificio tiene la ventaja de que es corto y por lo tanto puede instalarse en longitudes cortas de tubería recta. Las longitudes requeridas de tubería recta, a cada lado del orificio, son similares a las de los medidores Venturi. Para obtener resultados precisos, el orificio deberá calibrarse en el sitio.

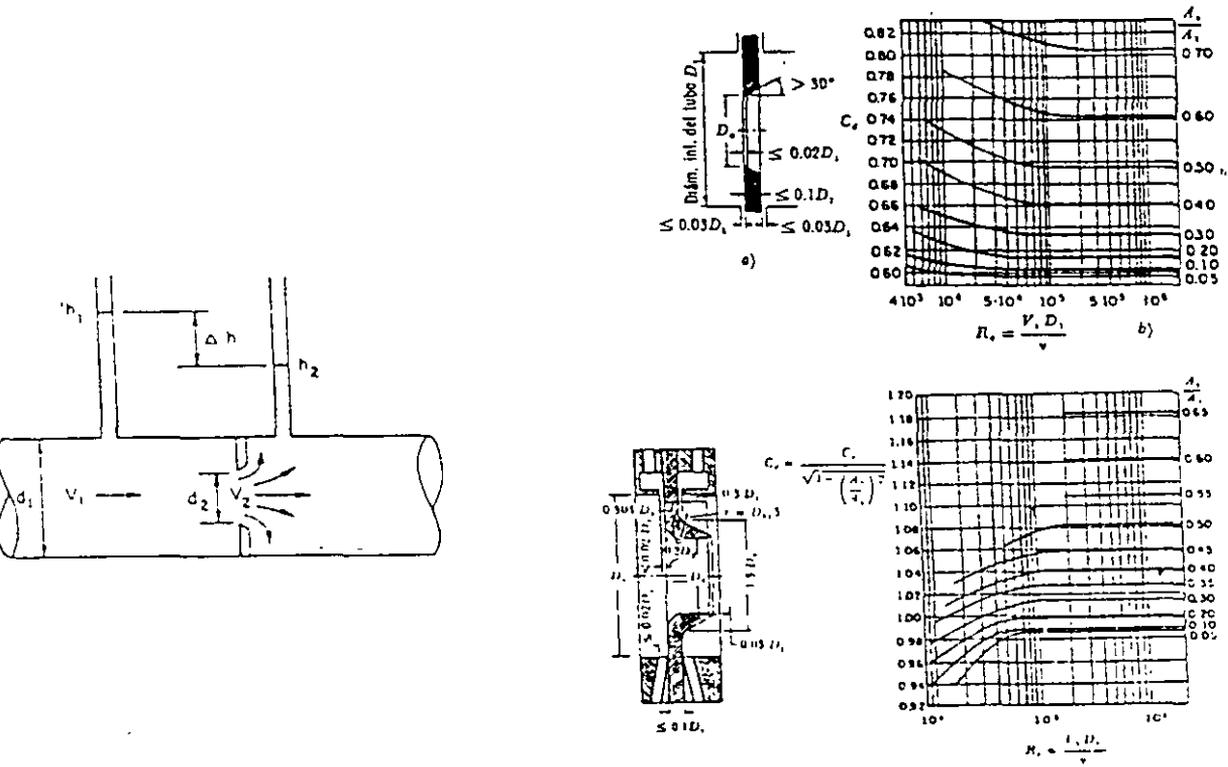


Fig 4.5 Medidor de orificio

MEDIDORES DE CODO. En el exterior de un codo, en una tubería, se ejerce una presión mayor que en el interior, debido a la fuerza centrífuga. La diferencia de presión se puede usar para medir el flujo. El medidor deberá calibrarse en el sitio.

MEDIDORES MECANICOS. Típicamente los medidores mecánicos miden flujos de agua. Un medidor mecánico común tiene un disco giratorio inclinado con un rodillo que gira una carátula. Otros tipos tienen ruedas giratorias, lóbulos o propelas. Hay también un medidor que reacciona al arrastre en una paleta curva sumergida en el flujo. El medidor registra también flujos en conductos parcialmente llenos.

ROTAMETRO. Consiste de un tubo de cristal vertical calibrado el cual tiene una reducción aumentando hacia arriba el diámetro. En el flujo ascendente a través del tubo, se suspende una boya. Las posiciones de la boya de por sí son tales, que el arrastre sobre él (que depende del flujo que pasa y del diámetro del tubo) iguala el peso sumergido. La boya podría ser, ya sea en forma de esfera o un reducido con paletas, para hacerlo girar y centrarlo por sí mismo en el tubo.

INDUCCION ELECTROMAGNETICA. Al crear un campo magnético alrededor de una tubería de material no conductor y al ionizar el líquido insertando electrodos, se induce una fuerza electromotriz que puede medirse. La ventaja del método es que no hay pérdida de carga, y una variedad de líquidos, incluyendo aguas residuales, podrían medirse por este medio. En adición se está desarrollando una técnica similar basada en la velocidad sónica de una onda de choque inducida. Esta técnica tampoco obstruirá el flujo.

MEDIDA DE MASA Y VOLUMEN. Los métodos más exactos de medida son por masa o por volumen. Para medir la masa o el peso de un fluido corriendo por cierto tiempo, el flujo se desvía dentro de un tanque de pesaje.

El volumen de flujo podría ser medido del volumen de llenado en un cierto tiempo.

CONDUCTOS A GRAVEDAD (CANALES)

Vertedores. Se le llama vertedor a un dispositivo hidráulico que consiste en una escotadura a través de la cual se hace circular el agua. Hay diferentes clases de vertedores según la forma que adopte la vena líquida siendo los más comunes: rectangular, trapecial, triangular y circulares.

Los vertedores que se usan para medir descargas o flujos relativamente pequeños son de pared delgada, cuando la longitud de la cresta del vertedor en dirección a la corriente es apreciable, se denominan vertedores de las presas para control de avenidas.

Para conocer el gasto que circulará por estos dispositivos se miden los siguientes parámetros.

- **Cresta.** Es la pared horizontal de la escotadura en contacto con el líquido, su longitud se denomina L .
- **Carga.** La carga del vertedor es la altura del chorro de agua desde el nivel de la cresta hasta la superficie, medida a una distancia mínima d antes de la cresta, para evitar que la medida esté afectada por el abatimiento del manto sobre la cresta. Esta distancia d puede variar entre 0.6 y 1.0 metros (de 5 a 10 veces la carga).
- **Carga sobre la cresta.** Es el espesor del chorro medido sobre la cresta en el plano del vertedor. La diferencia entre la carga sobre la cresta y la carga del vertedor tiene un valor aproximado de 31 % de la carga del vertedor.
- Cuando la longitud de la cresta L es relativamente pequeña comparada con el ancho B del canal de conducción, la vena del chorro sufre contracciones laterales que no se presentan cuando la longitud de la cresta es igual al ancho del canal.

Las fórmulas para el cálculo de caudales en vertedores tienen origen empírico, en esta ocasión, se presentan algunas de las fórmulas más comunes para calcular el caudal en vertedores.

Vertedor rectangular. En la figura 4.5 se presenta un vertedor rectangular. La fórmula de Francis (1852) para calcular el caudal es la siguiente:

$$Q = \alpha (L - n\beta H) H^{3/2} \text{ en el sistema inglés}$$

Siendo

$$\alpha = 3.33$$

$$\beta = 0.1$$

n = número de contracciones (en un lado o en los dos).

L = longitud de la cresta del vertedor.

H = carga del vertedor.

Cuando el chorro no tiene contracciones laterales (n = 0) se tiene:

$$Q = \alpha LH^{3/2}$$

En el sistema métrico la fórmula general es:

$$Q = 1.84 (L - 0.1 nH) H^{3/2}$$

Cuando el chorro no tiene contracciones:

$$Q = 1.84 LH^{3/2} \text{ en el sistema métrico}$$

Otro factor que puede influir en el gasto es la velocidad de llegada (v), lo cual origina un aumento en la carga del vertedor, denominada carga de presión (Ho). La ecuación general del gasto en este caso es la siguiente:

$$Q = 1.84 (L - 0.1 nH) (H + Ho)^{3/2}$$

siendo $Ho = (v^2)/(2g)$.

Estos problemas se resuelven por tanteos hasta lograr dos resultados consecutivos lo suficientemente próximos para aceptar como buena la solución.

Ejemplo 1. En un curso de agua está colocado un vertedor rectangular con dos contracciones laterales, con una longitud de cresta de 1.20 m y una carga de 0.40 m. Calcule el gasto.

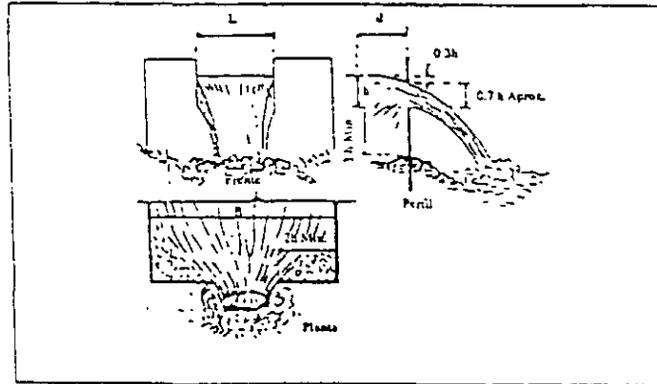


Fig. 4.6 Vertedor rectangular

Solución:

$L = 1.20 \text{ m}$
 $H = 0.40 \text{ m}$
 $n = 2$

aplicando la ecuación $Q = 1.84(L - 0.1nH)H^{3/2}$
 se tiene:

$$Q = 1.84(1.20 - 0.1 \cdot 2 \cdot 0.4)(0.4)^{3/2} = 0.521 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 2. Determine el gasto de un vertedor rectangular sin contracciones laterales con una longitud de cresta de 1.20 m y una carga de 0.40 m.

Solución:

Los datos son:

$L = 1.20 \text{ m}$
 $H = 0.40 \text{ m}$
 $\alpha_3 = 1.84$

sustituyendo los valores en la ecuación.

$$Q = 1.84 LH^{3/2}$$

$$Q = 1.84 \cdot 1.20 \cdot 0.40^{3/2} = 0.559 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los resultados de estos dos ejemplos muestran que en dos vertedores con igual longitud de cresta e igual carga, tiene mayor gasto el que no tenga contracciones laterales.

Vertedor triangular. La figura 4.8 muestra un vertedor triangular de cresta delgada. El caudal para este tipo de vertedor considera los siguientes parámetros:

El ángulo del vertedor es igual a 2α .

La carga del vertedor es la distancia del vértice del ángulo hasta la superficie libre del líquido.

En este caso el gasto está dado por la siguiente fórmula:

$$Q = C_{to} 5H^{5/2}$$

Si el ángulo formado por los lados del vertedor es igual a 90 grados se tiene $\text{tg } 45^\circ = 1,0$ y la fórmula se reduce a:

$$Q = 2.54H^{5/2} \text{ en el sistema inglés.}$$

$$Q = 1.40H^{5/2} \text{ en el sistema métrico.}$$

Estos vertedores son los más usados y proporcionan un excelente método para medir gastos pequeños. El efecto de la velocidad de llegada es similar a los vertedores rectangulares, sin embargo se ha comprobado experimentalmente que el error cometido al despreciar la velocidad de llegada es en la mayoría de las veces poco importante.

Ejemplo 3. Calcular el gasto de un vertedor triangular de pared delgada, con escotadura en ángulo recto y una carga de 38 cm.

Solución. De acuerdo a la fórmula:

$$Q = 1.40H^{5/2}$$

$$\text{Tenemos: } 1.40 \cdot 0.38^{5/2} = 0.125 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 4. Calcular el gasto en un vertedor de pared delgada, cuyo ángulo en la escotadura es de 60° y tiene una carga de 0.40 m

Solución: Aplicando la ecuación:

$$Q = 1.40 \text{tg} 30H^{5/2}$$

$$\text{Se tiene } Q = 1.40 \text{tg } 30^\circ (0.40)^{5/2} = 0.104 \text{ m}^3/\text{s}$$

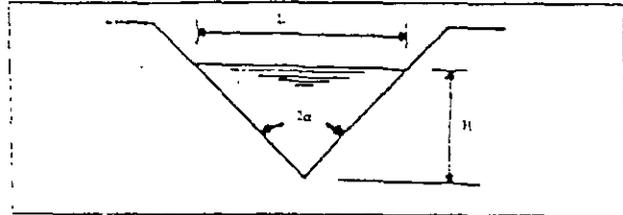


Fig. 4 7 Vertedor triangular de ángulo recto

Vertedor de Cipolletti. Es de forma trapezoidal, se caracteriza porque sus paredes laterales tienen una inclinación tal que sus proyecciones son 1 horizontal por 4 vertical, como se muestra en la Figura 4 9 El gasto se calcula por la fórmula:

$$Q = 3.367 L H^{3/2} \text{ en el sistema inglés}$$

$$Q = 1.859 L H^{3/2} \text{ en el sistema métrico}$$

Ejemplo 5 Determinar el gasto de un vertedor Cipolletti que tiene una longitud de cresta de 1.85 m y trabaja con una carga de 0.62 m

Solución. Sustituyendo los valores en la fórmula del gasto tenemos:

$$Q = 1.86 \cdot 1.85 \cdot 0,62^{3/2} = 1.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 6. Qué longitud de cresta deberá dársele a un vertedor Cipolletti para que descargue hasta 1500 l/s, con una carga máxima de 40 cm?.

Solución: Despejando L de la ecuación del gasto y sustituyendo los valores tenemos:

$$L = Q / (1.86 \cdot H^{3/2})$$

$$L = 1.5 / (1.86 \cdot 0.40^{3/2}) = 3.19 \text{ m}$$

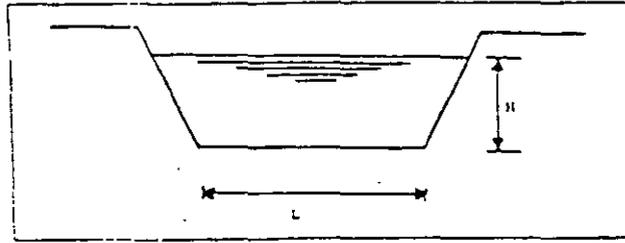


Fig. 4.9 Vertedor de Cipolletti

Flujo en alcantarillas.

Determinación del caudal conociendo dos cotas de nivel, en la descarga y aguas arriba, así como la longitud y el radio hidráulico.

Los principios hidráulicos que se aplican al flujo en alcantarillas y al flujo en tuberías de agua son los mismos. Sin embargo, las alcantarillas rara vez trabajan a tubo lleno y para cualquier alcantarilla circular, el área recta del flujo, la velocidad de flujo y la descarga varían con la altura de las aguas negras en la tubería.

Fórmula de Manning. Una fórmula sencilla que proporciona resultados exactos es la fórmula de Manning. En su forma general es:

$$V = (1.486/n) * r^{2/3} * s^{1/2}$$

siendo:

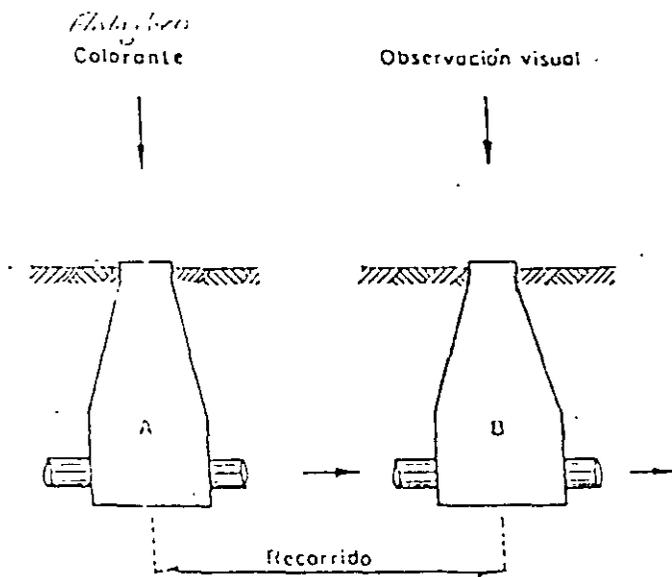
- V = velocidad de flujo, en pies por segundo.
- n = coeficiente de rugosidad
- r = radio hidráulico, en pies
- s = pendiente (diferencia de altura por cada mil unidades).

Conociendo la velocidad con la fórmula de Manning se calcula el gasto con la ecuación:

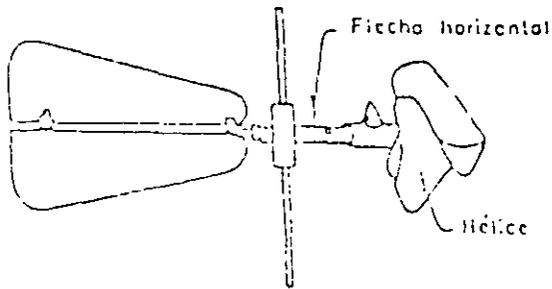
$$Q = V/A$$

Donde A es el área transversal del chorro y se calcula midiendo la altura del nivel del agua en el tubo.

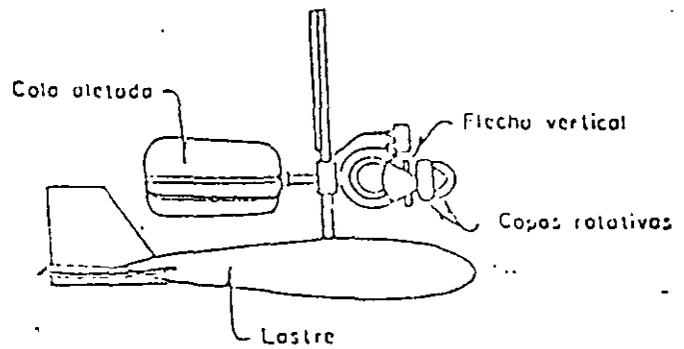
Los valores de n utilizados comúnmente son los siguientes: para tubería de arcilla vitrificada bien tendida, conductos de concreto terminados suavemente, tubos de hierro fundido y tuberías de asbesto-cemento, 0.0013. Arcilla vitrificada tendida pobremente, tubos de hierro fundido, alcantarillas de tabique bien tendidas y conductos de concreto comunes, 0.015. Tubería de metal corrugado, 0.021. Zanjas, 0.020. Canales recubiertos con piedra, 0.030.



A - Pozo de visita N° 1
 B - Pozo de visita N° 2 ...



MEDIDOR DE CORRIENTE DE HELICE



MEDIDOR DE CORRIENTE TIPO PRICE



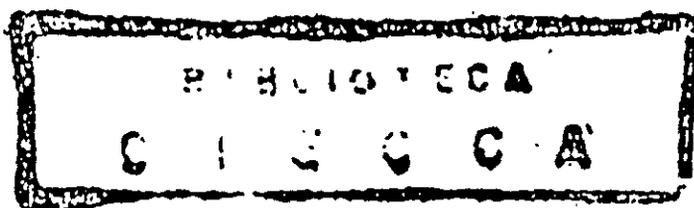
SECRETARIA DE PATRIMONIO
Y
FOMENTO INDUSTRIAL

NORMA OFICIAL MEXICANA

NOM-AA-3-1980.

"AGUAS RESIDUALES.-MUESTREO".

"RESIDUAL WATERS.-SAMPLING".



DIRECCION GENERAL DE NORMAS



SPH-DGN

NON-AA-3-1980.

P R E F A C I O

En la elaboración de esta Norma participaron los siguientes Organismos e Instituciones:

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.- DIRECCION GENERAL DE PROTECCION Y ORDENACION ECOLOGICA.

SECRETARIA DE SALUBRIDAD Y ASISTENCIA.- DEPARTAMENTO DE VIGILANCIA DE AGUAS RECEPTORAS.

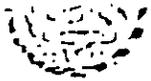
CONFEDERACION DE CAMARAS INDUSTRIALES.- DEPARTAMENTO TECNICO.

FERTILIZANTES MEXICANOS, S. A.- SUBGERENCIA DE INVESTIGACION.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.- LABORATORIO.

LABORATORIOS NACIONALES DE FOMENTO INDUSTRIAL.- DEPARTAMENTO DE CONTAMINACION.

INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL.- DEPARTAMENTO TECNICO.- OFICINA FISICO-QUIMICA.



"RESIDUAL WATERS.-SAMPLING"

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta norma establece los lineamientos generales y recomendaciones para muestrear las descargas de aguas residuales, con el fin de determinar sus características físicas y químicas, debiéndose observar las modalidades indicadas en las normas de métodos de prueba correspondientes.

2. DEFINICIONES

2.1. Agua residual.

Es el líquido de composición variada proveniente de usos municipal, industrial, comercial, agrícola, pecuario o de cualquier otra índole ya sea pública o privada y que por tal motivo haya sufrido degradación o alteración en su calidad original..

2.2. Canal abierto.

Cualquier conducto en el cual el agua fluye presentando una superficie libre.

2.3. Colector.

Es un conducto abierto o cerrado que recibe las aportaciones de agua de otros conductos.

2.4. Descarga.

Es el conjunto de aguas residuales que se vierten o disponen en algún cuerpo receptor.

2.5. Muestra simple.

Es aquella muestra individual tomada en un corto período de forma tal que el tiempo empleado en su extracción sea el transcurrido para obtener el volumen necesario.

2.6. Muestra compuesta.

Es la que resulta del mezclado de varias muestras simples.

3. APARATOS Y EQUIPO

3.1. Recipientes para el transporte y conservación de las muestras.

Los recipientes para las muestras deben ser de materiales inertes al contenido de las aguas residuales. Se recomiendan los recipientes de polietileno o vidrio.



SPFI-DGN

NOM-AA-3-1980.

-2/5-

Las tapas deben proporcionar un cierre hermético en los recipientes y se recomienda que sean de material afín al del recipiente.

Se recomienda que los recipientes tengan una capacidad mínima de 2 dm³ (litros).

3.2. Muestreadores automáticos.

Se permite su empleo siempre y cuando se operen de acuerdo con las instrucciones del fabricante del equipo muestreador dándoles el correcto y adecuado mantenimiento, asegurándose de obtener muestras representativas de las aguas residuales.

3.3. Válvulas y accesorios.

Cada toma de muestreo debe tener una válvula de cierre que permita el paso libre de las aguas residuales y de los materiales que puedan contener y proporcionar el cierre hermético de la toma. Esta válvula y los accesorios necesarios para su instalación, deben ser de materiales similares a los de las tomas y/o los conductos en que éstas se instalen.

3.4. Hielera o refrigerador.

3.5. Material común de laboratorio.

4. IDENTIFICACION DE LAS MUESTRAS

4.1. Se deben tomar las precauciones necesarias para que en cualquier momento sea posible identificar las muestras. Se deben emplear: etiquetas pegadas o colgadas, o numerar los frascos anotándose la información en una hoja de registro. Estas etiquetas deben contener como mínimo la siguiente información.

Identificación de la descarga.

Número de muestra.

Fecha y hora de muestreo.

Punto de muestreo.

Temperatura de la muestra.

Profundidad de muestreo.

Nombre y firma de la persona que efectúa el muestreo.

4.2. Hoja de registro.

4.2.1. Se debe llevar una hoja de registro con la información que permita identificar el origen de la muestra y todos los datos que en un momento dado permitan repetir el muestreo.



SPH-1/CN

NDH-AA-3-1980.

-3/5-

4.2.2. Se recomienda que la hoja de registro contenga la siguiente información:

Los datos citados en el inciso 4.1.

Resultados de pruebas de campo practicadas en la descarga muestreada.

Cuando proceda, el gasto o flujo de la descarga de aguas residuales que se muestreo.

Descripción detallada del punto de muestreo de manera que cualquier persona pueda tomar otras muestras en el mismo lugar.

Descripción cualitativa del olor y el color de las aguas residuales muestreadas.

5. PROCEDIMIENTO

5.1. Cualquiera que sea el método de muestreo específico que se aplique a cada caso, debe cumplir los siguientes requisitos.

5.1.1. Las muestras deben ser representativas de las condiciones que existan en el punto y hora de muestreo y tener el volumen suficiente para efectuar en él las determinaciones correspondientes.

5.1.2. Las muestras deben representar lo mejor posible las características del efluente total que se descarga por el conducto que se muestrea.

5.1.3. Al efectuarse el muestreo, deben anotarse los datos según los incisos 4.1 y 4.2.2.

5.2. Muestreo en tomas.

5.2.1. Se recomienda, se instalen tomas en conductos a presión o en conductos que permitan el fácil acceso para muestrear a cielo abierto con el objeto de caracterizar debidamente las aguas residuales. Las tomas deben tener un diámetro adecuado para muestrear correctamente las aguas residuales en función de los materiales que puedan contener, deben ser de la menor longitud posible, y procurarse situarlas de tal manera que las muestras sean representativas de la descarga. Se recomienda el uso de materiales similares a los del conducto, de acero al carbón o de acero inoxidable.

5.2.2. Se deja fluir un volumen aproximadamente igual a 10 veces el volumen de la muestra y a continuación se llena el recipiente de muestreo.

5.3. Muestreo en descargas libres.

5.3.1. Cuando las aguas residuales fluyan libremente en forma de chorro, debe emplearse el siguiente procedimiento.



SM11-DGN

NON-AA-3-1980.

-4/5-

5.3.1.1. El recipiente muestreador se debe enjuagar repetidas veces antes de efectuar el muestreo.

5.3.1.2. Se introduce el recipiente muestreador en la descarga o de ser posible, se toma directamente la muestra en su recipiente.

5.3.1.3. La muestra se transfiere del recipiente muestreador al recipiente para la muestra cuidando de que ésta siga siendo representativa.

5.4. Muestreo en canales y colectores.

5.4.1. Se recomienda tomar las muestras en el centro del canal o colector de preferencia en lugares donde el flujo sea turbulento a fin de asegurar un buen mezclado.

5.4.1.1. Si se va a evaluar contenido de grasas y aceites se deben tomar porciones, a diferentes profundidades, cuando no haya mucha turbulencia para asegurar una mayor representatividad.

5.4.2. El recipiente muestreador se debe enjuagar repetidas veces con el agua por muestrear antes de efectuar el muestreo.

5.4.3. El recipiente muestreador, atado con una cuerda y sostenido con la mano de preferencia enguantada, se introduce en el agua residual completamente y se extrae la muestra.

5.4.4. Si la muestra se transfiere de recipiente, se debe cuidar que ésta siga siendo representativa.

5.5. Cierre de los recipientes de muestreo.

Las tapas o cierres de los recipientes deben fijarse de tal forma que se evite el derrame de la muestra.

5.6. Obtención de muestras compuestas.

5.6.1. Se recomienda que las muestras sean compuestas (ver inciso 2.4), para que representen el promedio de las variaciones de los contaminantes. El procedimiento para la obtención de dichas muestras es el siguiente:

5.6.1.1. Las muestras compuestas se obtienen mezclando muestras simples en volúmenes proporcionales al gasto o flujo de descarga medido en el sitio y momento del muestreo.

5.6.1.2. El intervalo entre la toma de cada muestra simple para integrar la muestra compuesta, debe ser el suficiente para determinar la variación de los contaminantes del agua residual.

5.6.1.3. Las muestras compuestas se deben tomar de tal manera que cubran las variaciones de la descarga durante 24 horas como mínimo.

5.7. Preservación de las muestras.

Solo se permite agregar a las muestras los preservativos indicados en las Normas de Métodos de Prueba.

5.8. Preservar la muestra durante el transporte por medio de un baño de hielo y conservar las muestras en refrigeración a una temperatura de 277K (4°C).

5.9. Se recomienda que el intervalo de tiempo entre la extracción de la muestra y su análisis sea el menor posible y que no exceda de tres días.

6. APENDICE

6.1. Observaciones.

6.1.1. Es muy importante tomar las debidas precauciones de seguridad y de higiene en el muestreo en función del tipo de aguas residuales que se estén muestreando.

7. BIBLIOGRAFIA

7.1. 1978.-Annual Book of ASTM Standards.- D 3370-76 "Standard Practices for Sampling Water.- Tomo 31.

7.2. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. American Public Health Association, American Water Works Association y Water Pollution Control Federation.- 14 th, edition.

7.3. Gaging and Sampling Industrial Wastewaters.- J.G. Rabosky y Donald D. Horaido, Chemical Engineering/January s. 1973, Vol. 30 Núm. 1.

7.4. Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación Aguas.

7.5. NOM-Z-13 Norma Oficial Mexicana "Guía para la Redacción Estructuración y Presentación de las Normas Oficiales Mexicanas"

7.6. British Standard 1328-1969 "Methods of Sampling Water Used Industry".

8. CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

No concuerda con ninguna por no existir norma internacional sobre el tema.

México, D. F., a 11 Feb. 1980

EL DIRECTOR GENERAL.

DR. ROMÁN SERRA CASTAÑOS.

toma de muestras

1



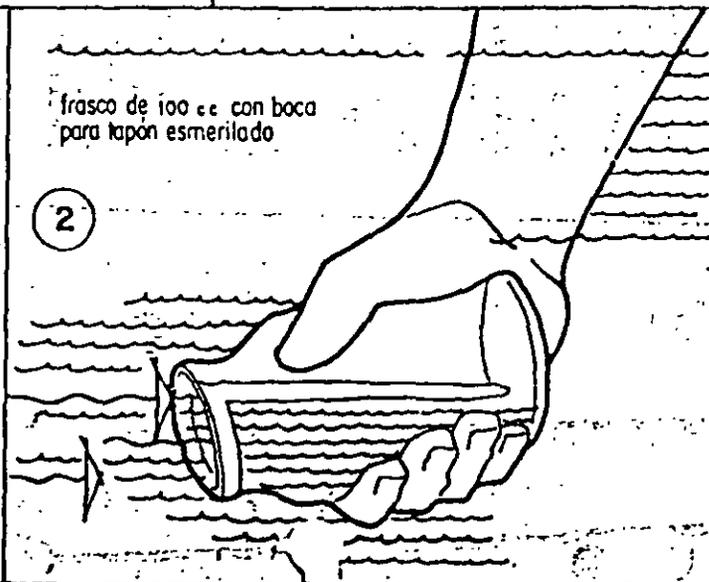
flamear la llave antes de tomar la muestra

Toma de muestras para análisis bacteriológicos. Figs. 1 y 2.

Si la muestra se toma en casas, edificios o hidrantes públicos, primero debe flamearse la boca de la llave para matar los gérmenes que contenga. Déjese escurrir el agua libremente por algún tiempo y llénesse el frasco sin pegarlo a la llave.

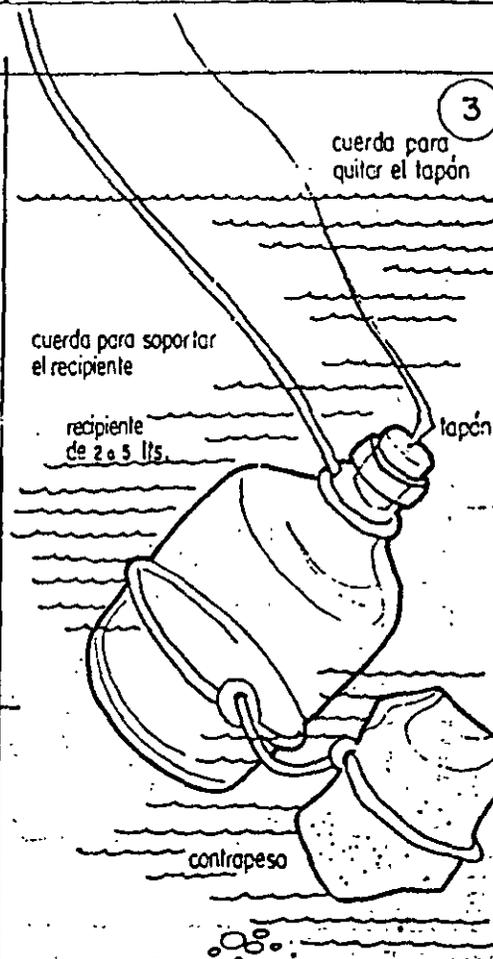
Si la muestra se toma de una corriente, debe sumergirse el frasco hasta una profundidad mínima de 15 cms. con la boca puesta en dirección contraria a la corriente para evitar la entrada del agua que ha estado en contacto con las manos.

2



frasco de 100 cc con boca para tapon esmerilado

3



cuerda para quitar el tapón

cuerda para soportar el recipiente

recipiente de 2 a 5 lts

tapón

contrapeso

Una manera de tomar muestras para análisis químico:

Quando el volumen de agua es considerable, se tomará la muestra con el equipo que aparece en la Fig. 3. Se bajará el garrafón a una profundidad media, se tirará del cordel sujetado al tapón para quitarlo y se dejará que se llene, lo cual se sabe cuando no salen más burbujas de aire.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
ESTACIONES DE BOMBEO

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 5 ESTACIONES DE BOMBEO

- 5.1 NECESIDAD DE BOMBEO
- 5.2 RECOMENDACIONES PARA LAS INSTALACIONES
- 5.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS CARCAMOS
- 5.4 TIPOS DE BOMBAS
- 5.5 POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA
- 5.6 INSTALACIONES DE BOMBAS SUMERGIDAS
- 5.7 DISEÑO Y DIMENCIONAMIENTO DEL CARCAMO

5.1 NECESIDAD DE BOMBEO

La necesidad de bombeo del agua viene dado por las condiciones topográficas y por transportar las aguas residuales de un punto a otro, entre los que no existe la necesaria diferencia de cotas para que pueda realizarse el recorrido por gravedad.

Esta necesidad de bombeo puede presentarse en los siguientes casos:

- Incorporación de aguas residuales de un punto bajo al colector.
- Entre tramos de las alcantarillas, colectores o emisor.
- En la entrada a la planta de tratamiento.
- En un desagüe de la planta de tratamiento hacia el cauce receptor. En forma continua si el nivel del cauce receptor está siempre a una cota mas alta, o en forma intermitente, en algunas épocas del año en que dicho nivel se eleva.

En las alternativas de solución no olvidar que una estación de bombeo presenta los siguientes inconvenientes, costo de la instalación, gasto de energía y riesgo de inundación, cuando no se dispone de altura suficiente para instalar una desviación del gasto.

La estación de bombeo, en su sentido mas general está formada por los siguientes elementos, que en el estudio deben definirse y justificarse:

- Tanque regulador de la aspiración ó cárcamo.
- Conductos de la aspiración.
- Instalaciones destinadas a proteger las bombas.
- Bombas.
- Impulsores.

5.2 RECOMENDACIONES PARA LAS ESTACIONES DE BOMBEO

Es importante que la ubicación de una estación de bombeo se seleccione sólo después de realizar estudios extensos y detallados de las necesidades actuales y futuras del área que será servida por el sistema, de los factores económicos del diseño del sistema y ubicación de la estación, y del impacto en el ambiente local.

Se dará cuidadosa atención, especialmente en áreas no desarrolladas o parcialmente urbanizadas, al crecimiento futuro probable debido a que la ubicación de la estación de bombas, determinará en muchos casos, el desarrollo completo del área. La parte estética también influirá en la selección del sitio en forma tal que la ubicación de la estación no afecte adversamente el área vecina.

Los detalles que deben considerarse durante la ubicación de una estación de bombeo, incluye las condiciones del sitio, dueños del terreno, drenaje del terreno y de la localidad, patrones de tránsito, accesibilidad para vehiculos, disponibilidad de utilidades y servicios comunales tales como: energía eléctrica (voltaje y carga), agua potable, protección contra incendios y teléfono.

La selección final de la ubicación debe ser el resultado del balance adecuado de las necesidades técnicas, económicas y ambientales.

En relación con la construcción de las estaciones se sugieren las siguientes recomendaciones :

- El edificio de bombas deberá emplazarse fuera de la zona de avenidas extraordinarias o debidamente protegido, para evitar la entrada del agua en el mismo.
- Se dispondrá, en la entrada a la cámara de toma, una rejilla que retenga las impurezas gruesas en función de la tubería de aspiración y capacidad de la bomba.
- Los conductos de succión, contruidos generalmente en hierro o en acero, estarán provistos de la correspondiente válvula de pie y accesorios necesarios para acomodar su sección al orificio de la bomba.
- El edificio destinado a proteger las bombas, deberá ser de fácil acceso, bien iluminado, bien aireado y con espacio suficiente de modo que se pueda circular libremente alrededor de los equipos. Se construirá, siempre que la variación de la capa freática lo permita, en el nivel superior al de la máxima cota alcanzada por ésta.
- Se tendrán en cuenta, tanto en el estudio como en la obra, los cimientos, obras de aislamiento del equipo motor y terreno, para evitar las posibles consecuencias debidas a las vibraciones de las máquinas.
- Si el caudal es pequeño y los equipos de poco volumen, éstos podrán ubicarse en pozos registros del colector.
- Las centrales enterradas serán de material impermeable y sus paredes interiores y pavimentos lisos y lavables. Las canaletas que en el suelo sirvan de paso a las líneas eléctricas o tuberías, se cubrirán con chapa estnada o rejilla de celdas de aluminio.
- Las puertas serán de amplitud suficiente para dar paso a las piezas de mayor tamaño. En caso contrario se preverán salidas especiales.
- Se instalarán puentes-grúa para el manejo de las piezas, en las instalaciones cuya importancia asi lo requieran.

5.3 CARACTERISTICAS DE LOS CARCAMOS

Un cárcamo de bombeo consiste en un tanque que almacena la suficiente cantidad de agua para ser extraida con un determinado equipo de bombeo. De aquí que el diseño de los cárcamos está en función del tipo de bomba a utilizar y de la curva de caudal contra tiempo.

Se han desarrollado métodos para determinar el volumen requerido del cárcamo. Con esto se pretende que el ciclo de bombeo (tiempo con bomba en operación más tiempo con bomba sin extracción) tenga una duración mayor que el tiempo mínimo recomendado por los fabricantes para que una bomba específica o un sistema de bombas no tengan fallas por sobrecarga en el sistema de arranque. Sin embargo, aunque desde el punto de vista

mecánico sea preferible operar las bombas por períodos largos, tiempos grandes de retención hidráulica no son compatibles con el mantenimiento de condiciones aerobias en las aguas residuales.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

1. Se buscará por una parte que el tiempo de un ciclo de bombeo entre arranques consecutivos, o entre incrementos de velocidad de una bomba sea un valor que no ocasione fallas por sobre carga del sistema de arranque al ser demasiado frecuentes, y por otra parte que no sea tan grande como para causar problemas de septicidad.
2. Aunque la retención hidráulica en el cárcamo se basa en los caudales medios, los gastos mínimos y máximos determinarán el tamaño del cárcamo.
3. Se deben obtener resultados favorables para cualquier combinación de gastos influentes y de bombeo.
4. Para bombas grandes el tiempo de un ciclo de trabajo no deberá ser menor de 20 minutos, mientras que para bombas más pequeñas el tiempo de un ciclo hidráulico puede reducirse hasta 10 minutos.
5. Se recomienda que el máximo tiempo de retención hidráulica en el cárcamo no sea mayor de 2 horas y de preferencia se deben tener tiempos menores de 30 minutos.
6. No existe un método único para dimensionar los cárcamos que sea aplicable a todas las condiciones.
7. Por estar al final del drenaje, las bombas deben tener capacidad suficiente para absorber los cambios en los caudales recibidos del influente.
8. Cuando se trata de un cárcamo pequeño, en la práctica se recomienda tener un volumen suficiente igual a dos veces el gasto máximo del influente en litros por minuto, solamente para proteger el equipo de arranque de un sobrecalentamiento y fallas causadas por paros e inicios demasiado frecuentes.
9. En las grandes instalaciones la capacidad efectiva del cárcamo húmedo es conveniente que no exceda de 10 minutos del gasto promedio en 24 horas, no es conveniente que el cárcamo sea muy grande porque se tienen problemas de operación y mantenimiento (se deposita material arenoso y orgánico en exceso ya aumenta la cantidad de grasas y otras sustancias en los muros laterales y la superficie).
10. Los cárcamos pueden ser estrechos, pero no menores de 1.2 metros para tener un rápido acceso y cuando la operación continua es muy importante, es conveniente dividir el cárcamo en dos secciones, apropiadamente interconectados para facilitar reparaciones, limpieza y hasta ampliaciones.

Las características de la curva diaria del caudal; las alturas de succión y descarga; el tipo y cantidad de tubería y piezas especiales y la eficiencia de las bombas, determinarán la potencia total requerida del equipo. Mientras que la disponibilidad de fondos económicos, condicionarán el que se tenga o no la distribución de bombas con distintas capacidades de tal forma que para cualquier combinación de caudales influentes y de bombeo no se exceda el número de arranques permisibles en un tiempo dado y no se generen condiciones anaerobias por retenciones prolongadas del agua dentro del cárcamo.

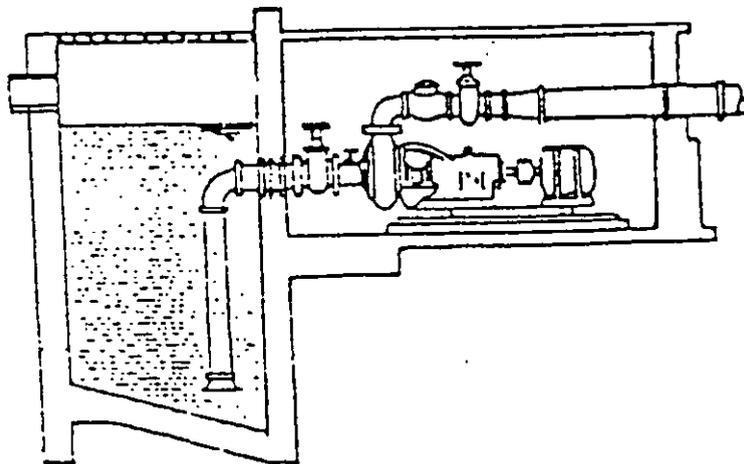


Fig. 5.1 Eomba centrifuga de flecha horizontal

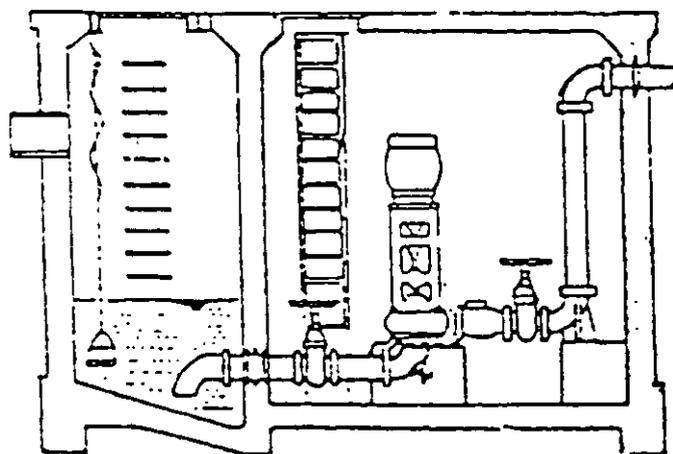


Fig. 5.2 Instalación de bomba de eje vertical en cárcamo seco.

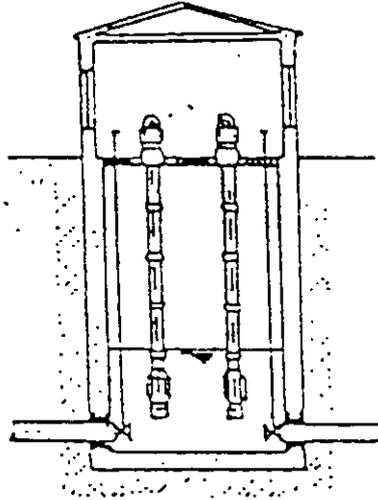
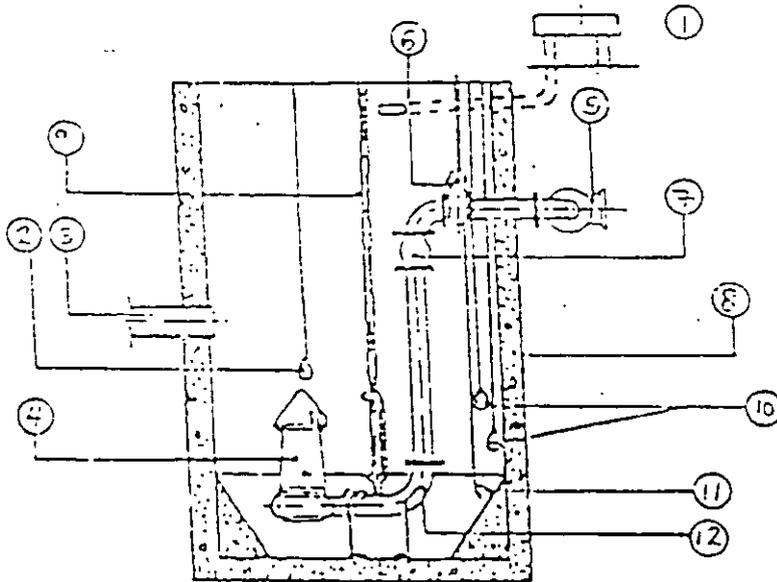


Fig. 5.3 Instalación en cárcamo húmedo con motor fuera del agua.



- | | | |
|----------------------------|-------------------------|-----------------------------------|
| 1. Panel de control; | 5. Tubería de descarga; | 9. Guía para izaje de bomba; |
| 2. Sensor nivel de alarma; | 6. Válvulas; | 10. Sensor nivel de arranque; |
| 3. Tubo de llegada; | 7. Valvula Check; | 11. Sensor nivel de paro; |
| 4. Bomba sumergible; | 8. Paredes del cárcamo; | 12. Conexión al tubo de descarga. |

Fig. 5.4 Cárcamo para bombas sumergibles.

TIPOS DE CARCAMO

a) **Cárcamo seco.** También llamado cámara seca, la cual se usa para almacenar equipo de bombeo, controles y equipo dependiente, está físicamente separada del foso de humedad por paredes, el equipo de bombeo se encuentra en este compartimiento contiguo al tanque que recibe el agua. Pudiendo ser el eje horizontal o vertical aunque la línea de succión entra en posición horizontal al tanque que retiene el agua, ver figuras 5.1 y 5.2.

El tamaño de estos cárcamos depende, en primer lugar del número y tipo de bombas seleccionadas y las tuberías necesarias para su operación. Se recomienda disponer como mínimo de 0.9 metros de distancia entre las bombas y los muros mas cercanos y cuando menos 1.2 metros entre las descargas de las bombas. Se necesita suficiente espacio entre bombas para sacarlas de sus cases, y espacio suficiente entre las tuberías del influente y la de succión, también espacio suficiente para hacer algunas reparaciones en el sitio, para realizar inspecciones o para sacar las bombas a la superficie en caso de reparación. El espacio entre el cárcamo seco y la tubería de succión de la bomba, depende del tamaño del tubo, válvulas y de su colocación.

El cárcamo debe estar bien iluminado y ventilado con accesorio a prueba de explosión, debe contar también con un drenaje adecuado en el piso, con un pequeño cárcamo y una bomba para desalojar el agua y el aceite que penetre por fugas en los sellos de las conexiones, el líquido se enviará al cárcamo. La tubería de desalajo se ubicarán a un nivel mas alto que el nivel máximo que pueda tener el cárcamo.

b) **Cárcamo húmedo.** La función de un foso húmedo es recibir y almacenar temporalmente las aguas que llegan. Las bombas se instalan dentro del tanque que almacena el volumen requerido de agua, pudiendo ser impulsadas a través de un eje vertical conectado a un motor instalado en la superficie del tanque, ver figura 5.3, o estar acopladas al motor formando una sola estructura "bombas sumergibles", ver figura 5.4.

Probablemente, el punto más controversial en el diseño de las cámaras húmedas es la pendiente del fondo que se necesita para disminuir la deposición de sólidos.

Un gran número de agencias estatales reguladoras indica una pendiente de fondo mínima de 1:1 a la entrada de la bomba.

En la figura 5.5 se muestra un número de los aditamentos de tubería de succión de las bombas más comunes en cámaras húmedas de aguas residuales. Las entradas en forma de boca de campana son muy superiores a las entradas rectas que se muestran en las figuras 5.5 b y c. Lo acampanado elimina los extremos afilados en los cuales se podría acumular material y reduce las pérdidas de carga y vórtice. Debido a que hay menor posibilidad de formación de vórtices en la cámara húmeda, las entradas a y f son superiores a cualquier otro arreglo. Para conseguir las velocidades de arrastre a la entrada y aún mantener las condiciones hidráulicas óptimas de entrada, la campana (donde se usan entradas acampanadas colocadas hacia abajo) no deberían estar a una distancia mayor de $D/2$ ni menores que $D/3$ sobre el piso de la cámara húmeda. La sumergencia requerida sobre una tubería o sobre el extremo acampanado se muestra en la tabla 5.1

Para evitar problemas causados por vórtices, entrada de aire, cavitación y vibración, deben mantenerse condiciones adecuadas de aproximación. La meta del diseño es obtener una distribución uniforme del flujo dentro del entorno adecuado de velocidades.

Tabla 5.1 Sumergencia requerida sobre una tubería o entrada de boca de campana

VELOCIDAD EN DIÁMETRO D (PIES/SEG)	SUMERGENCIA REQUERIDA (PIES)
2	1
5	2
7	3
11	7
15	14

Nota: Pies x 0.3048 = m

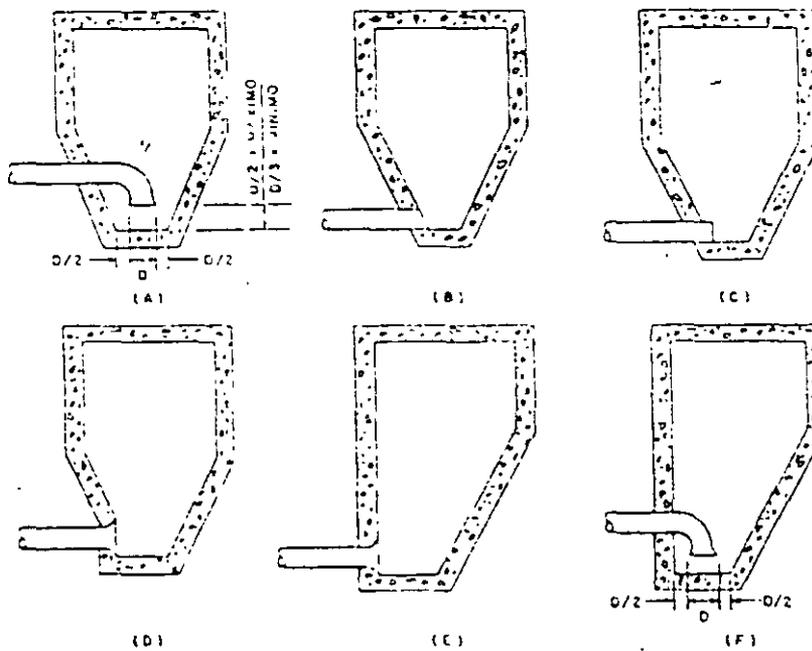


Fig. 5.5 Arreglos típicos para la instalación de la tubería de succión en el foso húmedo de las estaciones de bombas para aguas residuales.

LA CLASIFICACIÓN DE LAS ESTACIONES, ATENDIENDO A SU CAPACIDAD DE FLUJO

- Estaciones muy pequeñas, menos de 6 l/seg. (100 Gal/Min). Se usan generalmente eyectores neumáticos o bombas desmenuzadoras para servir desde 1 a 50 edificios aislados, con líneas de descarga menores de 100 mm. (4 pulgadas). Se puede permitir un solo eyector o una sola bomba, pero se prefiere el uso de unidades duplicadas por razones de confiabilidad. Se usan estaciones tanto del tipo paquete como construidas en sitio.
- Estaciones pequeñas, 6 a 20 l/seg (100 a 300 Gal/Min). Generalmente se usan bombas inatascables capaces de manejar sólidos de 65 mm de diámetro y preferiblemente de 80 mm. (2,5 y 3 pulgadas), descargando en líneas de 100 mm. (4 pulgadas). Se requieren bombas dobles excepto en casos excepcionales con bombas dimensionadas para manejar el flujo máximo. Se deben tomar provisiones para cualquier crecimiento futuro, tales como: el operar bombas en paralelo, proporcionar mayor capacidad al impulsor de las bombas iniciales, incrementar la capacidad de la bomba, o dejar espacio para acomodar una tercera bomba. Tanto las estaciones prefabricadas como las que se construyen en sitio usan foso húmedo preferiblemente, y los motores se instalan tanto sobre el terreno como enterrados o sumergidos. Las succiones de las bombas son sumergidas o de auto cebado. El uso de bombas de auto cebado se limita a una altura de succión práctica con un máximo de 4,5 a 5,5 M (15 a 18 pies). Se pueden usar eyectores neumáticos en lugar de bombas, pero no presentan la flexibilidad para acomodar futuras expansiones. En climas cálidos se puede usar el equipo expuesto a la intemperie.
- Estaciones medianas, 20 a casi 200 l/seg. (300 a 3000 Gal/Min.). Generalmente se usan bombas inatascables duplicadas, con posible previsión para aumentar en el futuro la capacidad de la bomba. Cada bomba tendrá capacidad en exceso del caudal máximo de diseño. Este tamaño es el más popular en las estaciones prefabricadas pero también se usa ampliamente en estaciones construidas en sitio. En el pasado, se prefería que las estaciones de aguas residuales se instalaran en foso seco, pero con la nueva tecnología disponible se da atención cuidadosa al uso de bombas sumergibles, bombas suspendidas en fosos húmedos y a bombas de tornillo.

Las consideraciones para la selección de bombas para bombeo de aguas pluviales son similares a las de aguas residuales

- Estaciones Grandes, sobre 200 l/seg. (3.000 Gal/Min.). Se pueden usar dos bombas, pero la eficiencia de la operación sobre las variaciones de flujo, usualmente determinan el uso de tres o más bombas. Las capacidades se deben seleccionar de tal manera que cuando la bomba mayor esté fuera de servicio, las otras puedan manejar los caudales máximos. En estaciones prefabricadas no se consiguen capacidades mayores de 400 l/seg (6000 Gal/Min.). Las bombas sumergibles están disponibles en capacidades mayores de los 1.200 l/seg (20.000 Gal/Min) para aguas residuales y hasta 6.000 l/seg (100.000 Gal/Min) para aguas pluviales. La ubicación más generalizada en estaciones de aguas residuales es en un foso seco. El uso de bombas de tornillo inclinado ha estado incrementándose para cargas de bombeo pequeñas. Las estaciones pluviales usan indistintamente bombas de foso seco, suspendidas en foso húmedo o de tornillo inclinado. Las bombas de tornillo inclinado son de capacidad limitada: 4.000 l/seg y 4 M. (70.000 Gal/Min. y 12 pies).

ESTACIONES PREFABRICADAS.

Las estaciones prefabricadas están disponibles en varias formas de arreglos normales limitados a eyectores, bombas de foso húmedo y bombas de foso seco para servicio de aguas residuales. Estas unidades compactas se controlan automáticamente y vienen completas, incluyendo ventilación y dehumidificadores, accesorios y piezas de repuesto.

Las capacidades máximas de las unidades en paquete han aumentado rápidamente desde su aparición en el mercado. Aunque existen estaciones de 4 M. (12 pies) y capacidades de alrededor de 400 l/seg (6.000 Gal/Min.), la más común es un paquete con foso seco (con un foso húmedo construido en el campo), que emplea dos unidades de bombeo en una cámara de alrededor de 2,5 metros de diámetro (8 pies) o menor y una capacidad del orden de 3 a 100 l/seg (50 a 1.500 Gal/Min.).

Los tipos de arreglos disponibles en estaciones prefabricadas son los siguientes:

1. Eyectores neumáticos simples o dobles colocados uno sobre el otro o colocado uno al lado del otro con cubierta cilíndrica.
2. Bombas convencionales inatascables o de auto-cebado instaladas dentro de foso seco que les sirve de cubierta o dentro de cilindros verticales o techos de arco y piso rectangular. Las bombas inatascables verticales se consiguen en estaciones de tipo paquete, cilíndricas, suspendidas en foso húmedo.
3. Bombas sumergidas de motor inatascable. Estas han salido recientemente al mercado en estaciones de tipo paquete con foso húmedo cilíndrico, con facilidades para levantar la bomba.

5.4 TIPOS DE BOMBAS**Bombas de Embolo**

La bomba de émbolo está formada por los elementos que se señalan en la Figura 5.6. El émbolo se moverá hacia adelante y hacia atrás, al girar el manubrio con velocidad constante. Al moverse hacia atrás dejará un vacío delante suyo, que la presión atmosférica obligará al agua a que lo llene por la tubería de aspiración, (en este período la válvula de escape se cerrará y la de aspiración se abrirá). Al correr el émbolo hacia adelante se cerrará la válvula de aspiración, y se abrirá la de escape, de manera que el émbolo impulsará el agua por el tubo de descarga.

Este tipo de bomba se utiliza para impulsiones de pequeñas alturas.

Bombas centrífugas

La bomba centrífuga consiste, en su más simple forma, en una rueda de álabes, llamada también impulsor, que gira dentro de una cámara concéntrica.

Las paletas imprimen al agua un movimiento de remolino forzado, y se engendran presiones dinámicas. Figura 5.7

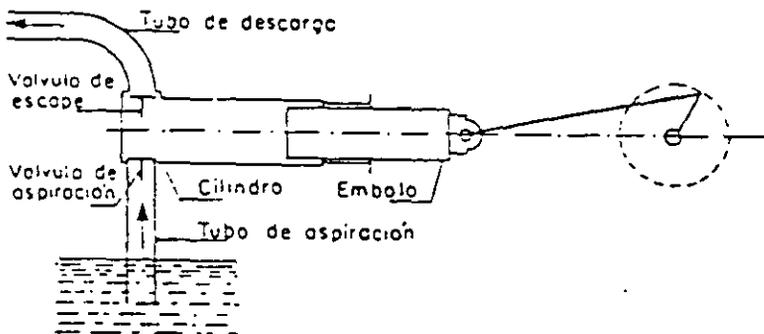


Figura 5.6 Bomba de émbolo

La bomba centrífuga es una generadora de presión dinámica. Por eso, cuando se interpone en una tubería, se debe considerar la corriente, no como producida por el agua impulsada, sino porque la presión engendrada modifica el gradiente hidráulico, de modo que provoca la circulación.

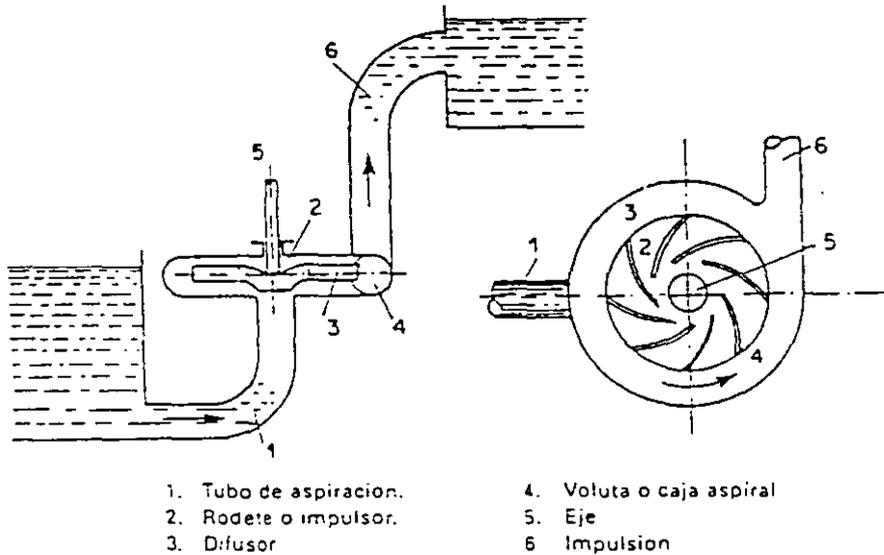


Figura 5.7 Bomba centrífuga

Centrífugas horizontales

- El motor y la bomba, con su eje horizontal, están situados fuera del agua.
- La bomba ha de ser del tipo de rodete abierto.
- Ha de instalarse siempre en carga cuando se trate de bombeo de agua bruta.
- El rendimiento típico es del 80%.
- Suele ser la solución más económica

Centrífugas verticales.

- La bomba está sumergida, y el motor, unido a la bomba mediante un eje vertical, está fuera del agua.
- Resto de características similares a las centrífugas horizontales.
- Precio ligeramente superior al de aquéllas.

Centrífugas sumergibles

- El motor y la bomba están sumergidos dentro del agua.
- La bomba ha de ser de rodete abierto.
- El rendimiento decrece ligeramente respecto de las centrífugas horizontales. Alrededor del 75%.
- El precio puede llegar a ser doble que el de las centrífugas horizontales, pero presentan grandes ventajas de mantenimiento respecto a aquéllas.

Bombas axiales o de hélice

En la figura 5.8 se ve esquematizado este tipo de bombas. Tiene, generalmente, tres series de paletas: La primera es de paletas directrices de entrada; la segunda de paletas giratorias o de la hélice propiamente dicha, y la tercera de paletas directrices de salida.

Las de entrada hacen que el agua penetre hacia el eje de la rueda impulsora sin velocidad tangencial alguna; las paletas de la hélice comunican al agua una componente tangencial, y las de salida absorben de nuevo esta componente e impulsan el agua por el tubo de descarga y en el mismo sentido de su eje.

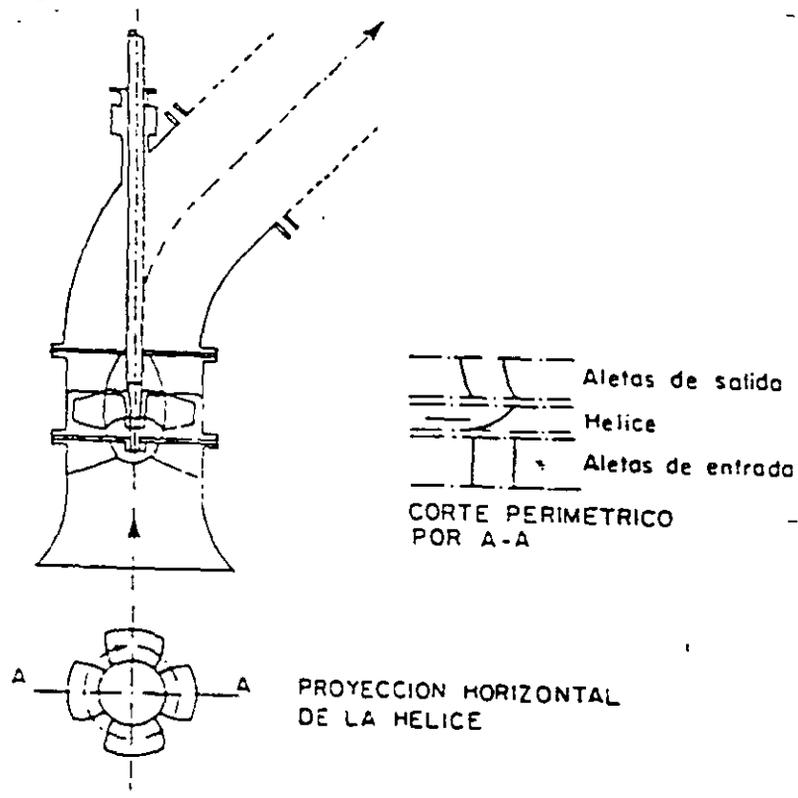


Fig. 5.8 Bomba de hélice

Este tipo de bomba se emplea para grandes caudales y alturas de 14 a 15 m en elevación. Su rendimiento es del 75 a 90%.

Las bombas helicoidales de rodete preparado para suprimir desplazamiento radial y de traslación según el eje son válidas para 25 a 35 m de elevación.

Bombas Volumétricas

Las bombas centrífugas de paletas son bombas volumétricas generalmente utilizadas como bombas de trasvase. figura 5.9

Bombas de Tomillo

- Se basan en el funcionamiento de un tornillo de Arquímedes sobre un canal de fondo circular construido en obra de fábrica o bien dentro de una camisa tubular metálica.
- Pueden bombear el agua con sólidos de gran tamaño sin peligros de atascamiento.

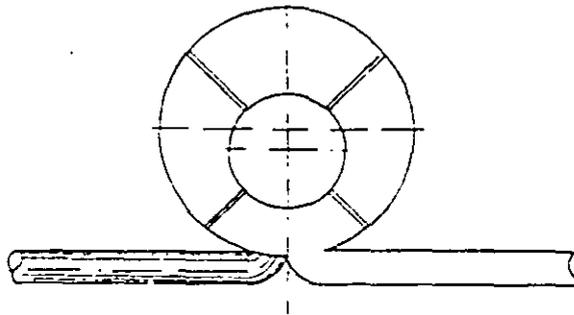


Figura 5.9 Bomba volumétrica

- La altura máxima de bombeo con un solo tornillo está limitada a 4.6 m. Para mayores alturas debe pensarse en más de una etapa de bombeo.
- El ángulo máximo del tornillo respecto de la horizontal es de 30-35°.
- La curva de funcionamiento altura-caudal, de una bomba de este tipo, es plana. Es decir, para una alta constante, el consumo es sensiblemente proporcional al caudal a bombear. Esto significa:
 - a) Que el rendimiento se mantiene constante para cualquier caudal dentro de unos límites.

b) Que la bomba autoregula su consumo de energía para los distintos caudales.

- El rendimiento oscila alrededor del 70%.

Bombas trituradoras

- Son bombas rotativas con dispositivos interiores de trituración, consistentes generalmente en peines giratorios, cuyos dientes exteriores discurren entre canales, produciendo la trituración de los residuos entre diente y canal.
- Pueden ser, como en el caso de las bombas centrifugas, horizontales, verticales y sumergibles.
- Su rendimiento es del orden del 30%.
- Su funcionamiento dificulta la depuración posterior, ya que generalmente es más sencillo separar del agua los sólidos más grandes.

Bombas Dilaceradoras

- Suelen consistir en bombas centrifugas, cuyos álabe, dotados de elementos de corte, dilaceran los sólidos que contiene el agua.
- El resto de características es similar al de las bombas trituradoras, aunque su rendimiento puede subir hasta el 40%.

Otros tipos de bombas

Pueden citarse otros tipos de bombas, como las de dosificación, neumáticas, eólicas y solares.

Bombas para aguas residuales.

En los bombeos de aguas residuales la naturaleza del agua a evacuar es el dato más importante para poder elegir con garantía la bomba adecuada. El procedimiento de selección de bombas, exclusivamente por el caudal y presión requeridas, sin tener en cuenta la naturaleza específica del líquido, se traduce en un mantenimiento continuo y costoso.

Una clasificación muy generalizada de las aguas de alcantarillado es la siguiente:

- aguas residuales domésticas.
- aguas residuales industriales.
- aguas residuales de granjas.
- aguas blancas de escorrentía.
- aguas de filtraciones del terreno.
- aguas con elementos abrasivos en suspensión.

Es fundamental elegir una bomba para cada tipo de agua, como garantía del funcionamiento de la bomba y del sistema de impulsión establecido.

Existen múltiples tipos de bombas, siendo difícil llevar a cabo una clasificación total de las mismas, aunque en general, existen dos grandes grupos fundamentales para las aguas residuales:

- bombas de desplazamiento positivo
- bombas rotacionales o rotodinámicas.

Y dentro de estos dos grupos la mayor parte de las bombas son centrífugas. La diferencia fundamental, entre los distintos tipos de bombas centrífugas, se basa en el rodete o impulsor.

BOMBAS CENTRIFUGAS

Impulsor de un canal o monocanal

El principal problema de los impulsores alabes, aparece con los sólidos arrastrados por las aguas.

Este tipo de impulsor se utiliza para aguas negras domésticas, aguas de oficinas, viviendas, chalets, locales comerciales, etc. Suele tener un paso de sólidos entre 50 mm de diámetro y 125 mm.

Por regla general no toleran los sólidos fibrosos y largos, pueden dar lugar a atascos en su interior. Tampoco son válidos para aguas abrasivas estos impulsores. El desgaste se produciría en la única arista de su álabe y terminaría desequilibrándose, repercutiendo esta anomalía en el eje mismo de la bomba, pudiéndose producir incluso una grave avería electro-mecánica.

El esquema tipo se presenta en las figuras siguientes, (5.10, 5.11, 5.12 y 5.13)

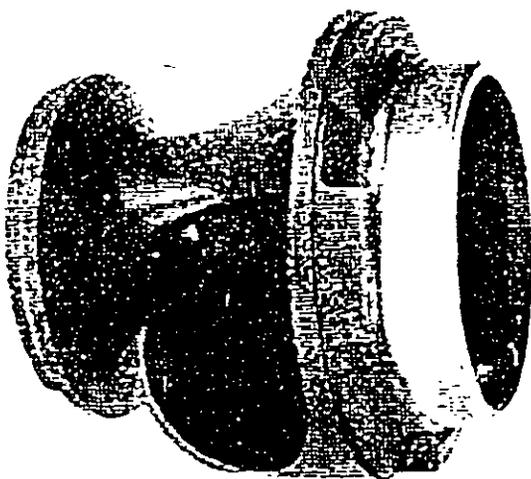


Fig. 5.10 Impulsor monocanal

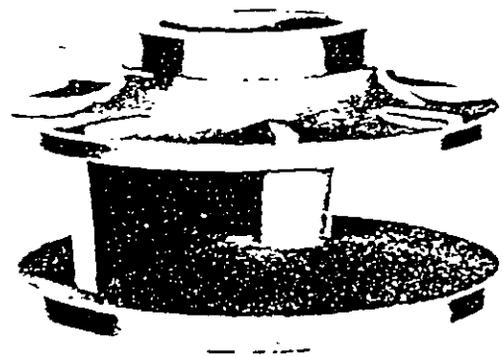


Fig. 5.11 Impulsor monocanal

Se emplean principalmente para extraer aguas residuales, lodos y aguas pluviales en las estaciones de bombeo y en las plantas tratadoras de los municipios. Dentro de la industria se emplean para bombeo de agua de refrigeración, agua de procesos y aguas residuales, medios agresivos y corrosivos.

Funcionan perfectamente en estaciones de bombeo pequeñas y simples. Las bombas son extraordinariamente eficaces y seguras en el funcionamiento. Se montan con rapidez y sencillez en tubos de guía o cables, y luego son descendidas al pozo de la bomba.

El impulsor es de canal cerrado en caja de bomba. La forma y el tamaño del canal hace que tenga muy poca tendencia a obstruirse.

Su diseño es muy compacto como puede verse en la figura, 5.10 y 5.11 en la que se representa una bomba Flygt modelo c.

La simplicidad de la instalación en un pozo de bombeo de aguas residuales, con este tipo de bomba sumergida queda reflejado en las siguientes figuras 5.12 y 5.13.

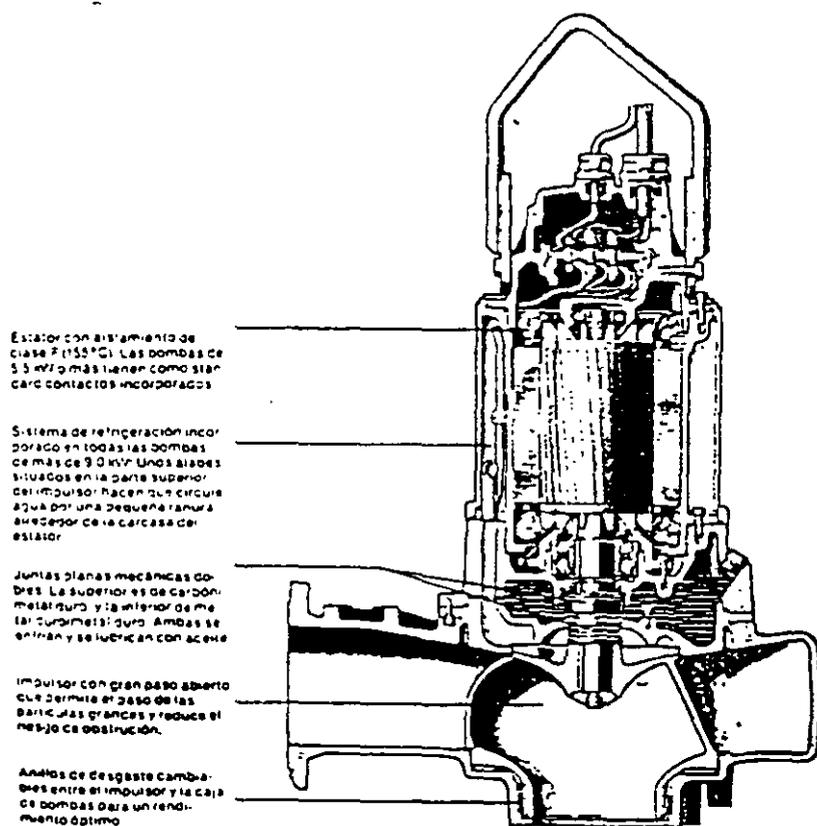


Fig. 5.12 Bomba con impulsor monocanal

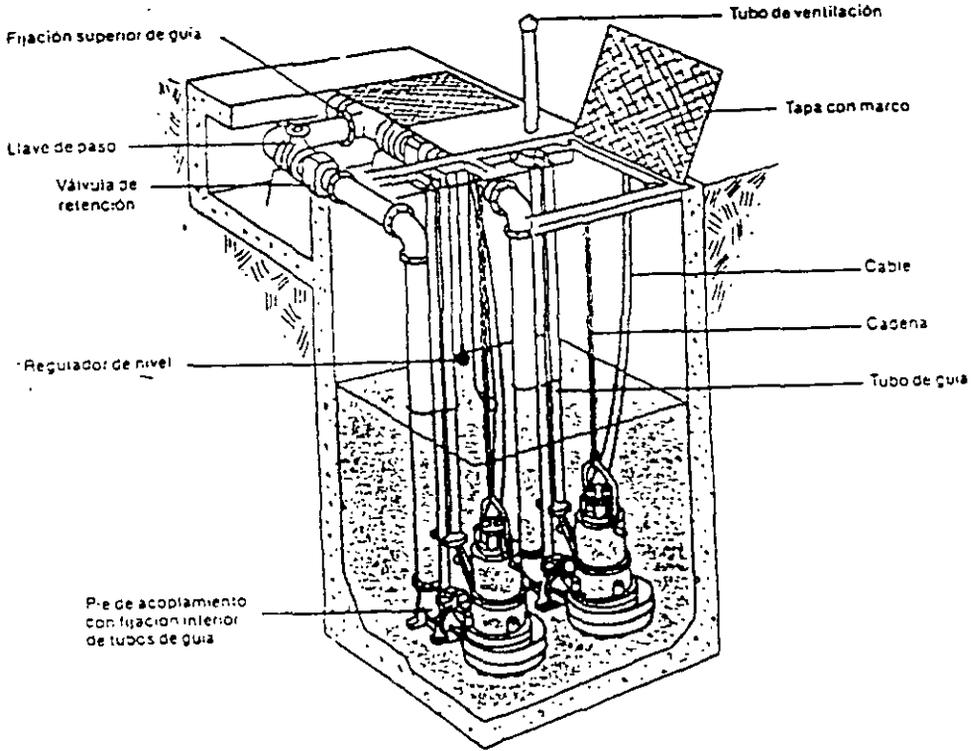


Fig. 5.13 Instalación de bombas con impulsores monocanal tipo Flygt

Impulsor cerrado de dos canales:

Este tipo permite aumentar las secciones de paso siendo normales entre 35 mm y 145 mm.
Fig. 5 14

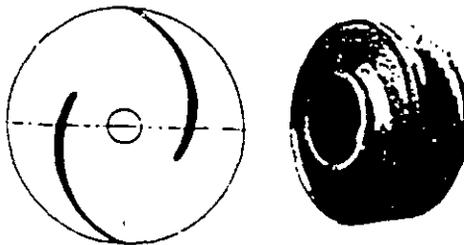


Fig. 5.14 Impulsor cerrado de dos canale

Bien diseñadas y para grandes caudales, pueden alcanzarse rendimientos en las bombas del orden del 80 al 85%.

Sigue teniendo problemas con matenas filamentosas, trapos, etc.

El desgaste, ante la acción de materiales abrasivos, no produce desequilibrio, por simetría.

Este tipo puede utilizarse perfectamente para aguas de escomentia superficial y aguas negras de alcantarillado.

Impulsor para bombas de paso libre

La impulsión se consigue por la formación de torbellinos. El impulsor consiste en una placa con nervaduras de altura constante o de tipo cónico. Fig. 5.15 y 5.16



Fig. 5.15 Impulsor de paso libre



Fig. 5.16 Impulsor de paso libre

Está especialmente fabricado para líquidos altamente viscosos, que contienen lodos y pequeñas o grandes partículas sólidas. El bombeo se logra debido a que el impulsor crea un torbellino rápido con el consiguiente incremento de presión en el líquido. Esto hace que la mayor parte de las partículas arrastradas en el líquido no entren nunca en contacto con el impulsor; el desgaste resulta muy reducido. La abertura de paso, en una bomba con impulsor de torbellino, es casi tan grande como la abertura de entrada de la bomba.

El rendimiento de estas bombas es mediocre, precisando motores sobredimensionados. Los riesgos de obstrucción por el contrario son mínimos.

No presentan problemas para paso de elementos sólidos con dimensiones de 80 a 125 mm. Son adecuados para bombear aguas residuales con material de fibra larga y un alto contenido de sustancia seca.

BOMBAS DE TORNILLOS DE ARQUIMIDES

Origen, aplicación y ventajas.

En el siglo III a. C., el matemático y físico ARQUIMIDES inventó un artilugio consistente en un tubo enrollado en espiral sobre un eje inclinado para elevar aguas. Fig. 5.17

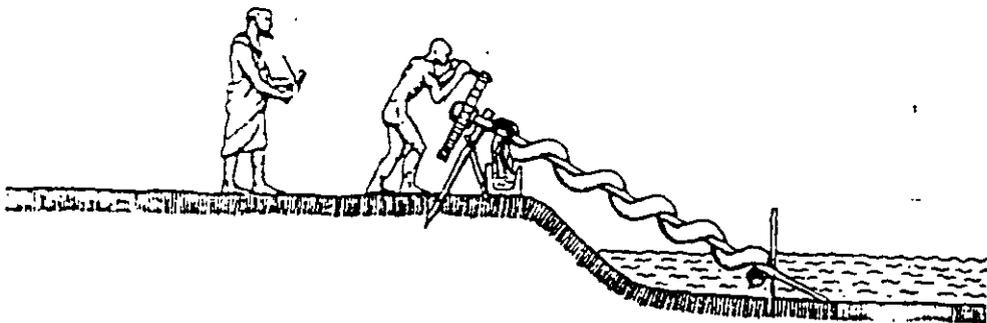


Fig. 5.17 Artilugio de Arquímedes

Se sabe que los romanos utilizaron dicha máquina de elevación de aguas en las minas de oro en España. Fig. 5.18



Fig. 5.18 Máquina elevadora de aguas tipo tomillo

hoy en día se sigue utilizando el Tomillo de Arquímedes" para elevar aguas cargadas de elementos sólidos. Este sistema tiene la ventaja de elevar con un motor de velocidad constante el caudal de agua que llegue al depósito de entrada, desde cero hasta su capacidad máxima.

Su aplicación está en:

- Elevación de aguas residuales en colectores
- Elevación de aguas en entrada y salida de las depuradoras
- Retorno de lodo decantado al reactor biológico
- Elevación de aguas de escorrentía
- Introducir en las estaciones de tratamiento y depuración un caudal constante, tomando de un depósito de regulación.

Las ventajas de este tipo de elevación son:

- a) No precisan rejillas o elementos de desbaste previos.
- b) No requieren un pozo de toma amplio y profundo
- c) Tiene un rendimiento alto del 33% al 70%
- d) Funcionan a velocidades relativamente bajas 20 a 120 r.p.m., reduciéndose considerablemente el fenómeno de abrasión.
- e) No precisa regulación ante oscilaciones de caudal.
- f) No rompe los lodos activados

En la figura 5.19 aparecen designados los principales elementos del tomillo de Arquímedes y en la figura 5.20 una instalación completa.

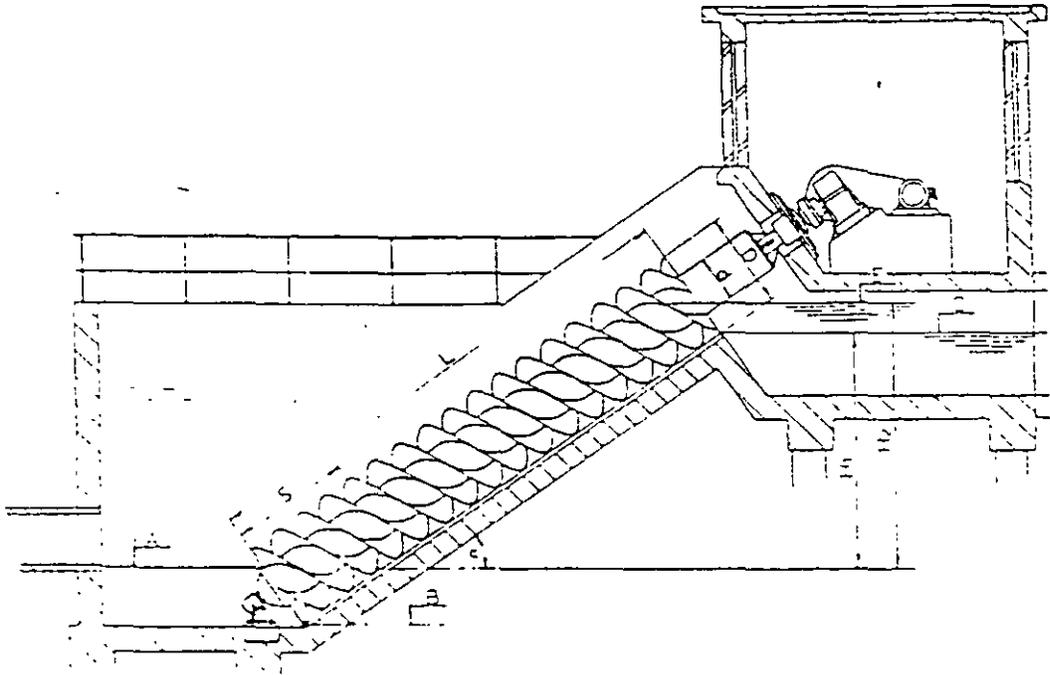


Fig. 5.19

- A = Máxima cota de llenado en depósito de entrada.
- B = Cota de solera del depósito de entrada
- C = Cota de nivel del vertedero superior
- E = Máximo nivel de descarga.
- a = Angulo de elevación
- D = Diámetro del tomillo.
- d = Diámetro del tubo soporte.
- L = Longitud de las hojas del tomillo.
- S = Paso de la hélice.
- H₁ = Altura del vertedero.
- H₂ = Máxima elevación

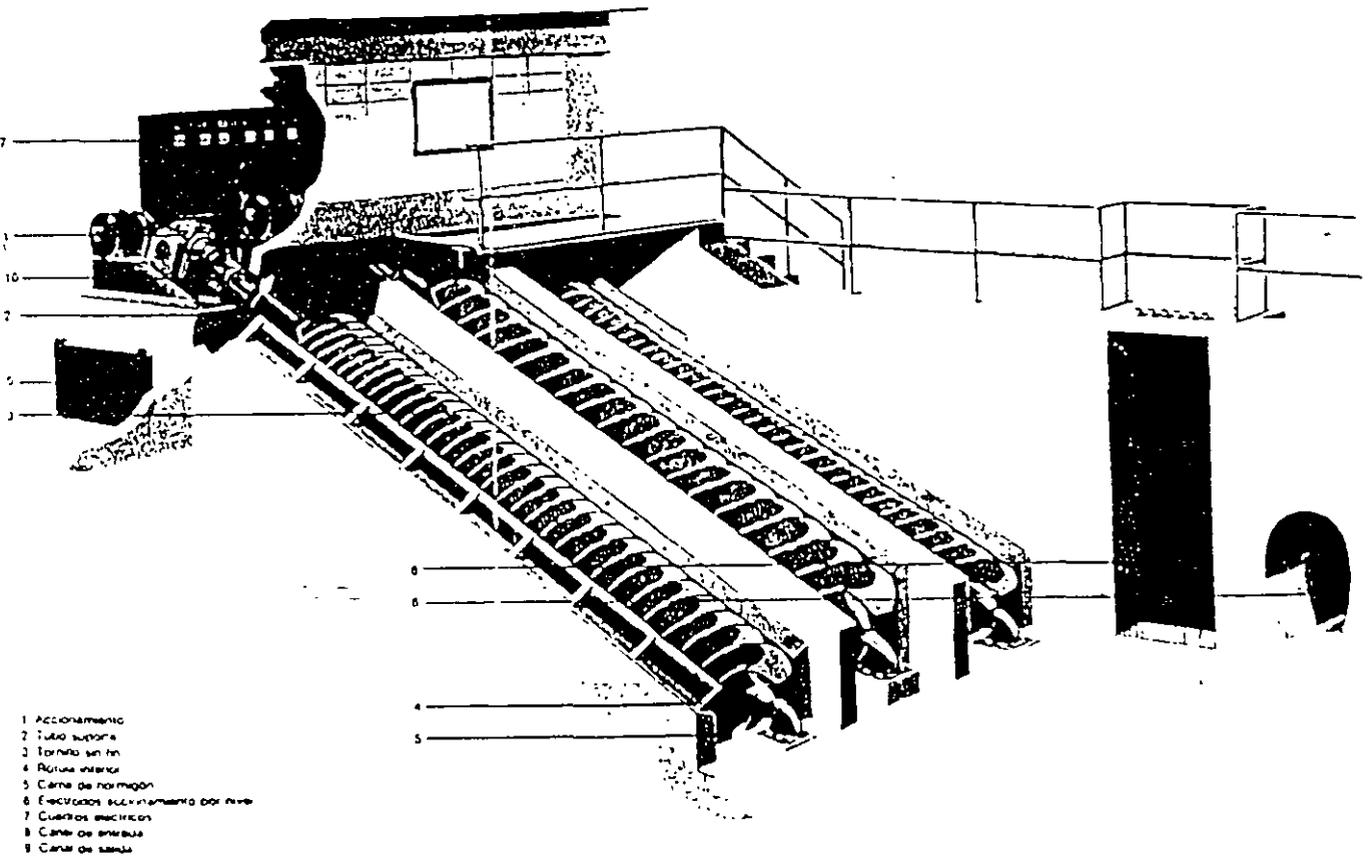


Fig. 5.20 Instalación completa con tornillos de Arquimedes

Bombas de capacidad variable. Los caudales de aguas pluviales y aguas residuales fluctúan de hora en hora, diariamente y según la estación del año. Para mantener el número de bombas y el tamaño de la estación en el mínimo de economía, es aconsejable considerar el uso de equipos de bombeo de capacidad variable.

Hay varias maneras de usar equipo de bombeo de capacidad variable. Con excepción de las unidades de muy alta capacidad, el tipo más común de unidad de capacidad variable es la bomba accionada por motor de velocidad variable. Algunas de las unidades de impulsión que se han usado son: motores de rotor embobinado controlado por reóstato; motores controlados de frecuencia variable; motores de velocidad constante con acoplamiento de corriente-eddy o acoplamientos hidráulicos; motores de rotor embobinado con recuperación estática; motores de corriente directa (motores c-d) y máquinas de combustión interna. En velocidades reducidas, las cargas de bombeo están siempre en las curvas del sistema, pero las eficiencias de los motores de velocidad variable son también proporcionalmente más bajas y deberían considerarse en cualquier diseño general de estación.

En unidades de bombas verticales grandes de baja carga, se pueden usar bombas de velocidad constante de caudal mixto y de propela con álabes de espaciamento variable. Donde la curva del sistema es plana, la hidráulica de unidades de espaciamento variables tiene como resultado máximas eficiencias y bajos momentos de arranque. Los mecanismos para cambiar el espaciamento del impulsor mientras la bomba está en operación son complejos y costosos. Hay un gran número de estas instalaciones en América. Actualmente sin embargo, ninguna firma de los Estados Unidos fabrica este tipo de unidad.

Con unidades de baja velocidad específica, las capacidades de la bomba de velocidad constante pueden cambiarse estrangulando la válvula de descarga. La desventaja es que en capacidades disminuidas la bomba está siempre operando en cargas mayores que las de la curva del sistema y en eficiencias de bombeo menores. Además el estrangulamiento de las válvulas podría causar problemas de obstrucción debido a los escombros en las aguas de lluvia y las aguas residuales.

El almacenamiento del foso húmedo podría hacerse suficientemente grande para permitir el ciclaje de la bomba de velocidad constante (un ciclo es igual a la suma del tiempo de arranque y parada de la bomba). La frecuencia de arranques del motor está regida por la habilidad del motor para auto enfriarse después de haber consumido un 500% a 600% de la corriente regular que requiere para arrancar. El abanico del motor funciona solo cuando el motor está prendido, no mientras está apagado. Motores bajo 20 kW (25 hp), pueden tolerar seis ciclos por hora sin sobrecalentarse y por lo tanto, sin reducir la vida del motor. Según aumentan los tamaños de los motores así aumenta el tiempo del ciclo de operación, que se considera seguro hasta que cuando se llega aproximadamente a los 400 kW (500 hp), se considera un máximo de uno o dos arranques en 24 horas. Sin embargo, debido a que esta frecuencia no es requerida por todos los fabricantes, cada selección de diseño debería considerarse en sus propios méritos.

Las bombas de velocidad constante y álabes de separación variable, o las de velocidad variable y álabes de espaciamento fijo, casi siempre se usan para eliminar completamente el ciclaje. La capacidad de la bomba se controla usualmente por el nivel en el foso húmedo.

OTROS TIPOS DE BOMBAS, IMPULSORES E INSTALACIONES

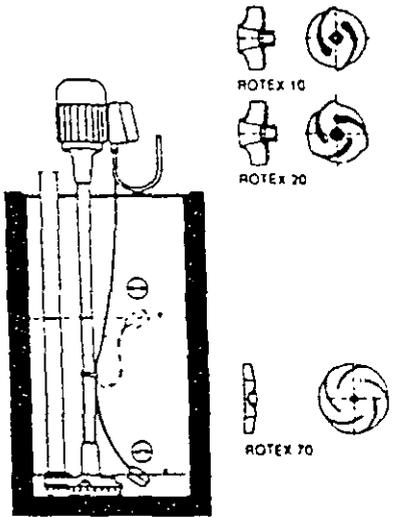


Fig. 5.21 Bombas e instalaciones (ROTEX)

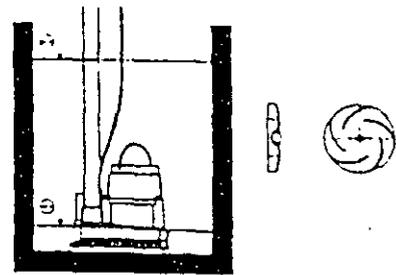


Fig. 5.22 Bombas e instalaciones (TURBO-DRAINER)

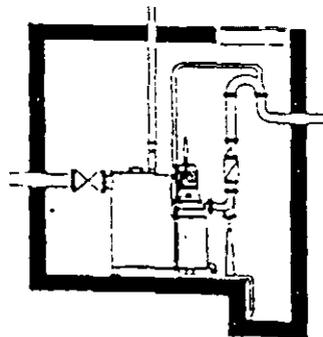


Fig. 5.23 Bombas e instalaciones (COMPACTA)

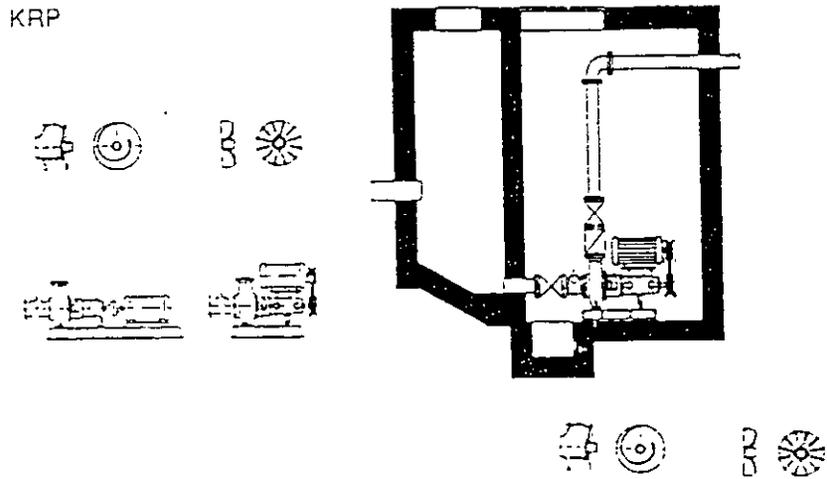


Fig. 5.24 Bombas e instalaciones (KRP) (KVR)

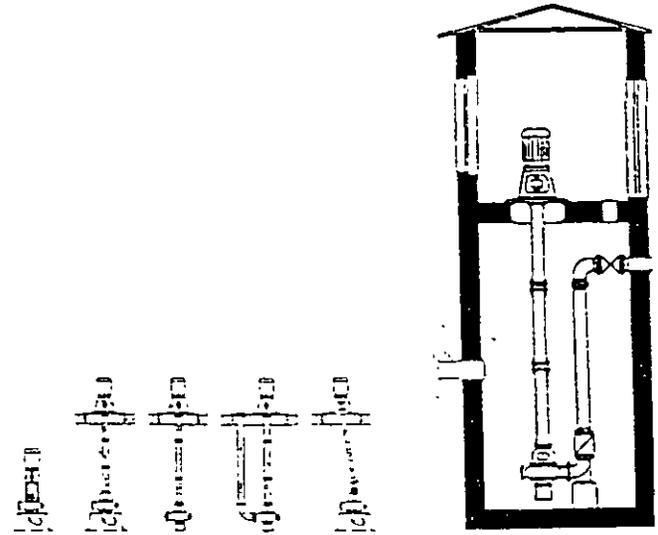


Fig. 5.25 Bombas e instalaciones

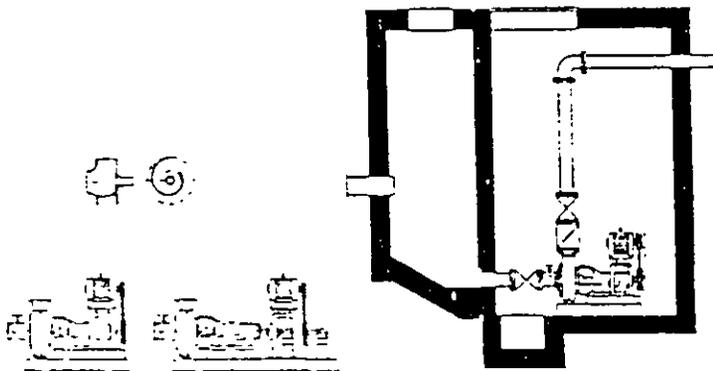


Fig. 5.26 Bombas e instalaciones (KRK) (KRM)

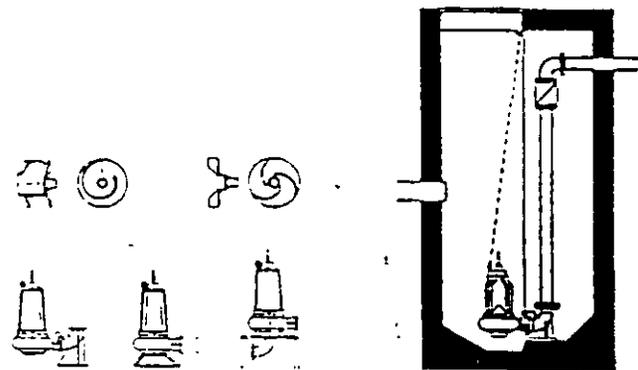


Fig. 5.27 Bombas e instalaciones

KVM

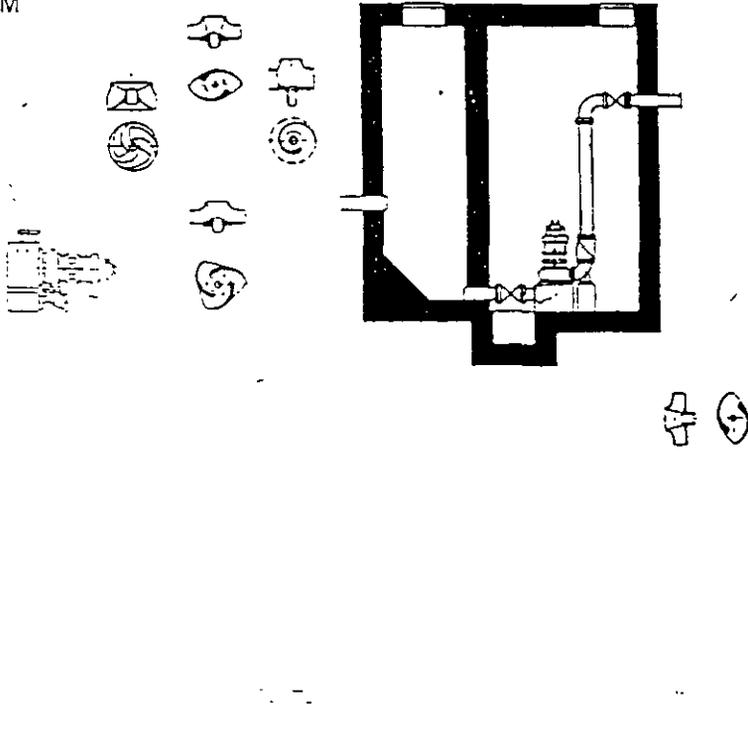


Fig 5.28 Bombas e instalaciones (KVM) (EKW)

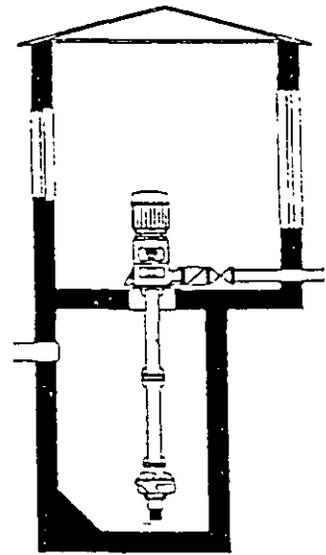


Fig. 5.29 Bombas e instalaciones

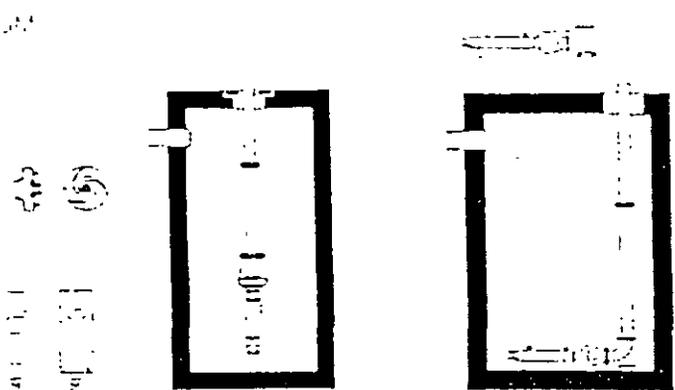


Fig. 5.30 Bombas e instalaciones (KSM) (SPK,SPV)

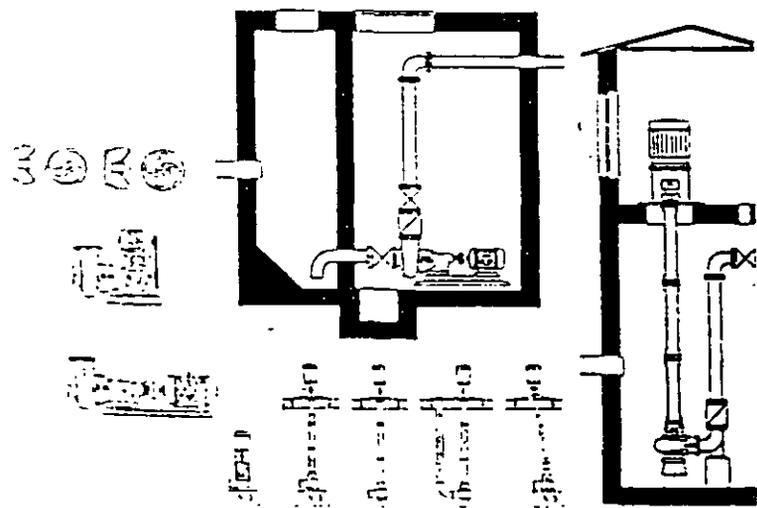


Fig. 5.31 Bombas e instalaciones

5.5 POTENCIA DE BOMBEO NECESARIO

La potencia requerida para el bombeo se calcula con la siguiente fórmula

$$HP = 1.25 \frac{QH}{76\eta}$$

- 1.25 = coeficiente para aguas residuales
- Q = gasto (m³/seg)
- H = altura de elevación total mas pérdidas de carga (m)
- η = eficiencia de la bomba (adimensional)

$$KWH = HP \times 0.7457$$

Por catálogo se busca la marca, el tipo y el caballaje de la bomba que mas se acomode al diseñador (costo, eficiencia, confianza, antecedentes, etc) y se determina el número de bombas.

$$\text{No. de bombas} = \frac{\text{HP calculado}}{\text{potencia de la bomba seleccionada}}$$

CONDICIONES DE SUCCION

La aspiración nunca puede ser superior a 10.33 m al nivel del mar. La máxima aspiración se determina con la siguiente expresión.

$$H_a = 10.33 - (A+B+C+D)$$

Además se recomienda utilizar 0.9 H_a para evitar cavitaciones.

- A = Pérdidas en la tubería de succión
- B = Pérdidas debidas a la altitud (presión atmosférica a 0°C y al nivel del mar es de 10.33 m, disminuyendo 1.16 mm por metro de altura).
- C = Pérdidas debidas a la temperatura

Pérdidas de presión en metros de columna de agua

°C	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
m	0.10	0.22	0.47	0.80	1.35	2.10	3.20	4.75	7.20	10.33

D = Pérdidas debidas a la construcción de la bomba, que varían con el diámetro, la velocidad de giro y la carga neta positiva de succión (CNPS). En las bombas sumergidas, la colocación por debajo de la columna de agua será P/0.9 siendo P el valor de CNPS para el caudal elegido.

CAUDAL A ELEVAR Y TIEMPO DE FUNCIONAMIENTO DE LAS BOMBAS

El caudal "Q" a elevar se calcula en función del volumen diario de agua a elevar y del tiempo de funcionamiento del grupo.

Para las instalaciones en funcionamiento teórico continuado se tomará por seguridad un tiempo de funcionamiento igual a 20 horas. Con frecuencia se estima el tiempo de funcionamiento entre 8 y 12 horas. Cuando las bombas funcionen con motores eléctricos se reduce el tiempo de funcionamiento.

Será obligatorio instalar dispositivos de cebado en las bombas centrífugas antes de su puesta en servicio. Cuando se quiera conseguir alturas manométricas elevadas será preciso el empleo de bombas multicelulares, colocando en serie varias bombas centrífugas. Por el contrario para grandes gastos y pequeñas alturas el acoplamiento se hará en paralelo.

La reserva contra averías se establecerá a base de un grupo de reserva de igual capacidad que el trabajo, si la potencia instalada es inferior a 10 HP. Cuando la potencia sea superior a 10 HP se instalarán tres grupos, dos de trabajo y uno de reserva.

En poblaciones de crecimiento rápido, en que las previsiones de caudal son muy elevadas, se instalarán bombas suficientes para la mitad del caudal previsto y reserva de las necesarias para el máximo caudal para, en su día, ampliar la instalación de trabajo al doble, quedando de reserva la misma. Los grupos de reserva podrán estar accionados por motores de combustión interna o eléctricos, no siendo admisibles los primeros cuando estén situados a profundidades mayores a 4,00 m., o en lugares de ventilación insuficiente.

5.6 INSTALACIONES DE BOMBAS SUMERGIDAS

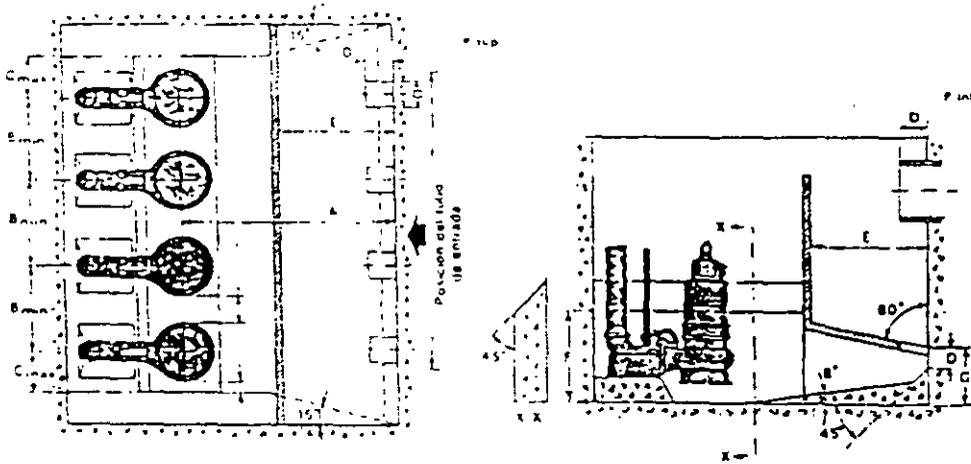


Fig. 5.32 Estación de bombeo en planta y alzado

Según estudios realizados en la Universidad de Nottingham, pueden darse las siguientes recomendaciones para la entrada a la arqueta de bombas y su volumen.

Tubo de entrada

El tubo de entrada no necesita estar localizado de forma central en la pared opuesta a las bombas, aunque puede resultar ventajoso si se encuentra en la región central. El saliente del tubo deberá ajustarse de modo que el agua entre en las condiciones de caudal máximo, choque contra la división vertical antes de ser deflectada al fondo de la cámara tranquilizadora de entrada. En el caso de caudal reducido y de nivel de agua bajo, el agua no deberá caer directamente sobre las aberturas del fondo de la cámara tranquilizadora. Es conveniente, por no decir necesaria, la instalación de una jaula de rejilla en salida de la tubería de entrada para retirar sólidos.

Aberturas de entrada (sumidero tipo foso). La entrada del sumidero debería estar por debajo del nivel mínimo del líquido y tan alejado de las bombas como lo permita la geometría del sumidero. El afluente no debería chocar contra la bomba, ni entrar en forma de chorro directo a la entrada de la bomba, o entrar al foso de tal manera que cause rotación del líquido en el foso. Donde sea necesario se puede usar una boquilla de distribución para prevenir chorros, y para evitar rotación se pueden usar deflectores (mamparas) Fig. 5.33.

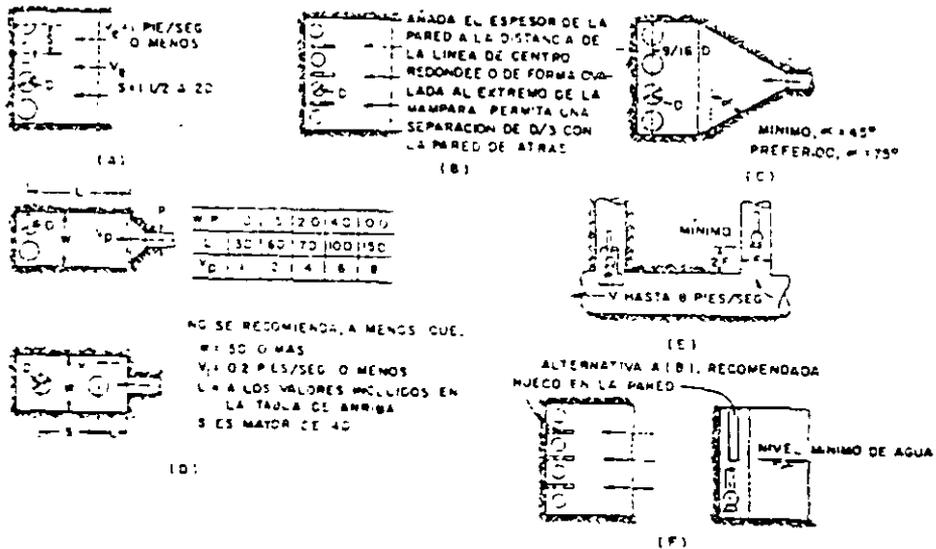


Fig 5.33 Condiciones recomendadas para el canal de aproximación en instalaciones de bombas múltiples.

Cámara tranquilizadora de entrada

Una pared vertical situada frente al tubo de entrada impide que el agua entrante caiga directamente al pozo de bombas y produzca burbujas de aire. La energía cinética del agua queda reducida cuando golpea contra la pared y tiene lugar una desaireación satisfactoria en la cámara tranquilizadora.

La cámara de bombeo

El diseño de la cámara de bombeo asegura un flujo regular de agua, sin turbulencias ni remolinos, hacia las bombas. El caudal entrante se distribuye por medio de los agujeros que hay en el fondo de la cámara de entrada, situados frente a cada una de las bombas.

Con el fin de evitar la formación de remolinos, con aspiración de aire, entre la bomba exterior y la pared lateral, ésta se acerca a la bomba, y se sitúa a una altura aproximada a la mitad del estator del motor.

Las burbujas de aire, que entran con el agua en la cámara de bombeo, se elevan hacia arriba a lo largo del fondo inclinado de la cámara tranquilizadora de entrada, y salen a la superficie cerca de la pared divisoria vertical.

Debido a que el agua está en movimiento por todas partes, existe poco riesgo de sedimentación, siempre y cuando no se hayan sobrepasado las dimensiones indicadas.
Fig. 5.32.

La dimensión más conveniente a incrementar con el fin de obtener un mayor volumen de pozo es la distancia desde la cámara de entrada a las bombas.

Nivel mínimo de agua

El nivel mínimo de agua en la cámara de las bombas, es decir, el nivel de parada de las bombas, tiene que ser lo suficientemente alto para que los agujeros del fondo de la cámara de entrada queden siempre sumergidos (dimensión G en la fig.5.32) Además deberá tenerse en cuenta que el nivel de agua más bajo quede determinado por la CNPS requerido para la bomba, y en cualquier caso no deberá ser inferior a la parte alta del alojamiento del impulsor de la bomba.

5.7. DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DEL CARCAMO

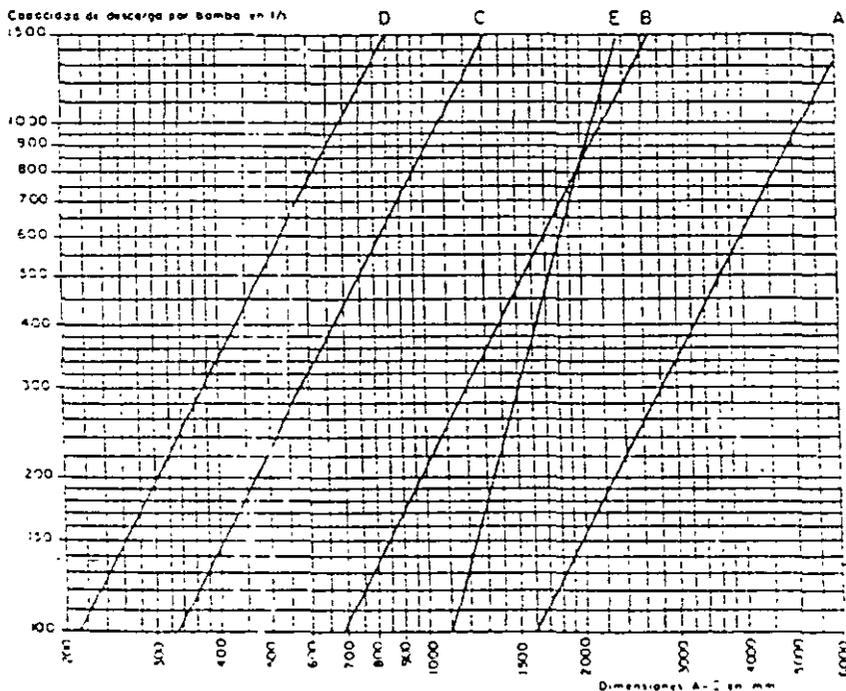


Fig. 5.34 Diagrama para determinar las dimensiones A-E

CRITERIOS PARA DETERMINAR EL VOLUMEN DEL CARCAMO

Siendo que el caudal medio de aportaciones de aguas residuales en l/s, la capacidad de la bomba será $Q_{\epsilon} = 2Q_m$

La capacidad mínima útil del cárcamo será dado por :

- CRITERIO EUROPEO

$$V = \frac{0,9 Q}{Z} \text{ (m}^3\text{)}$$

V= Volumen mínimo útil del pozo (m³)
 Q_ε = Capacidad de la bomba (l/s)
 Z = Frecuencia del arranque (N/hora)

• CRITERIO AMERICANO

$$V = \frac{\theta Q_{\epsilon}}{4} \text{ (lts)}$$

V = Volumen requerido en litros

θ = Tiempo mínimo en minutos de un ciclo o incremento de velocidad de una bomba

Q_ε = Capacidad de la bomba en lts X min, o incremento de la capacidad de bomba por una bomba adicional

Ejemplo :

Q_ε = 20 lts/seg

Z = 3

θ = 20 min

$$V = \frac{0.9 Q_{\epsilon}}{Z} = \frac{0.9 \times 20}{3} = 6 \text{ m}^3$$

$$V = \frac{\theta Q_{\epsilon}}{4} = \frac{20 \times 20 \times 60}{4} = 6000 \text{ litros}$$

CASO 1

El tamaño de la estación está determinado por el número y dimensiones de las bombas, así como por la capacidad de descarga por bomba

Las dimensiones A, B, C, D y E marcadas en la fig 5.32 se determinan mediante la gráfica de la fig 5.34 en función de la capacidad de descarga por bomba.

La superficie del pozo de bombas puede determinarse con ayuda de los datos dimensionales de la fig 5.35. Los diferentes niveles de arranque pueden calcularse conjuntamente con los cálculos del volumen del pozo. Si la altura disponible es insuficiente, el volumen necesario del pozo se obtiene normalmente incrementando la dimensión A.

Dimensión B: El espacio entre dos carcasas de bombas no deberá ser nunca inferior a 200 mm.

Dimensión C: El espacio entre la pared y la carcasa de la bomba nunca deberá ser inferior a 100 mm.

Cálculo de los volúmenes necesarios para el depósito de bombeo

Normalmente, con bombas sumergidas, se va a depósitos de tamaño inferior al utilizado en las instalaciones de cámara seca.

Una característica significativa en las bombas, fundamental para el cálculo del volumen de los depósitos, es el número posible de arranques y paradas por hora. Esto para evitar problemas mecánicos y térmicos.

VOLUMEN REQUERIDO

El volumen del pozo de bombas aquí indicado tiene que ser considerado como un volumen mínimo para un funcionamiento satisfactorio en las condiciones más desfavorables, con respecto al número de arranques.

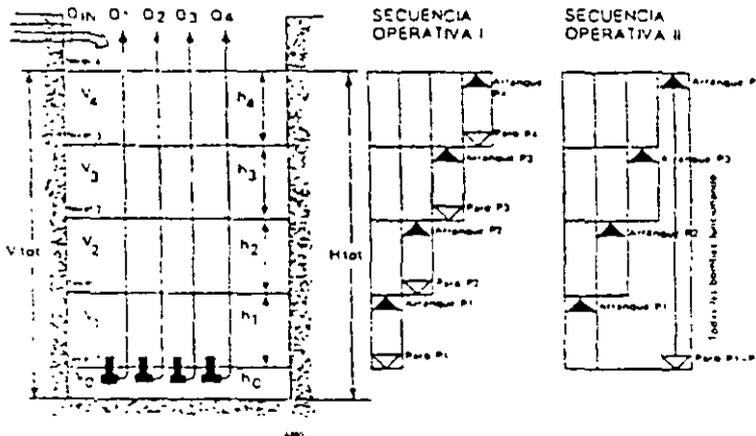


Fig. 5.35 Secuencia operativa para 4 bombas

Las curvas de sistema esquemáticas de la fig. 5.36 muestran que el caudal por bomba varía según el número de bombas funcionando. Puede usarse el valor medio entre el arranque y el paro para el cálculo de cada volumen parcial.

El volumen total requerido para el pozo de bombas se obtiene añadiendo, a los volúmenes parciales así obtenidos, el volumen residual (V_0) entre el fondo de la cámara y el nivel mínimo o de paro.

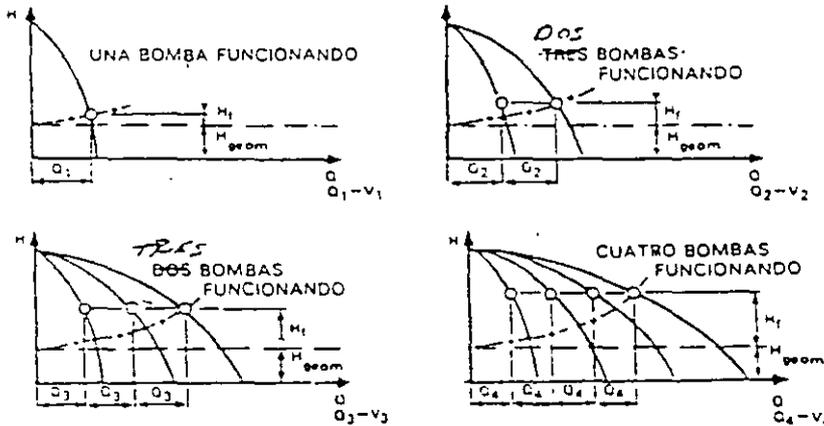


Fig. 5.36 Curvas de sistema esquemáticas

En el caso de la secuencia operativa I, el volumen necesario de la cámara de bombeo puede calcularse fácilmente empleándose el diagrama I. Fig.5.37.

Empezar con el caudal correspondiente a las bombas de cada curva de sistema. Continuar hacia arriba en sentido vertical hasta la línea que representa el tiempo mínimo del ciclo y leer luego el volumen parcial requerido del pozo en el eje vertical.

El ejemplo ilustra el cálculo del volumen del pozo de bombas requerido para una estación con cuatro bombas idénticas, conectadas a una tubería de descarga común.

$$V_{tot} = V_0 + V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

Las diferencias de nivel entre los varios niveles de arranque se calculan dividiendo los volúmenes antes mencionados por la superficie (A) del pozo de bombas.

$$h_1 = \frac{V_1}{A}, \quad h_2 = \frac{V_2}{A}, \quad \text{etc.}$$

El diagrama II (fig. 5.38) puede emplearse para calcular los volúmenes parciales del pozo de bombas para la secuencia operativa II.

Empezar con el tiempo mínimo del ciclo (T), en el diagrama, y luego desplazarse en sentido vertical hacia arriba hasta la curva que representa el caudal para cada bomba y leer el volumen parcial requerido en la escala vertical (escala V₁, para P₁, escala V₂ para P₂, etc.)

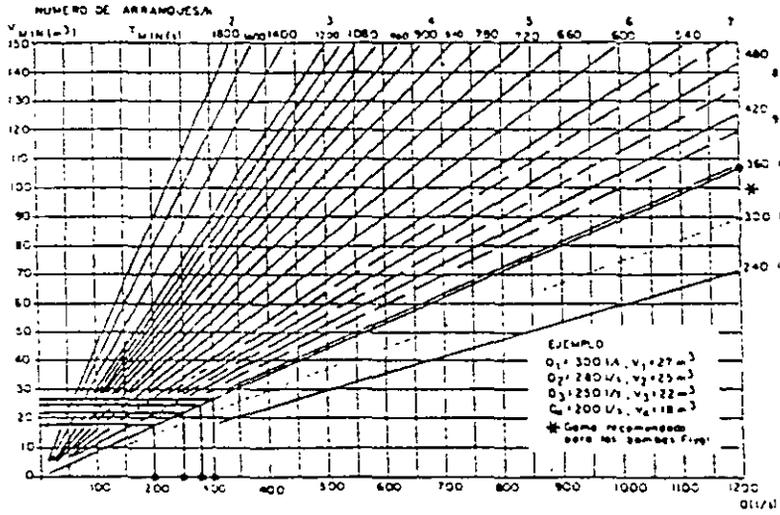


Fig. 5.37 Diagrama 1. Secuencia operativa I

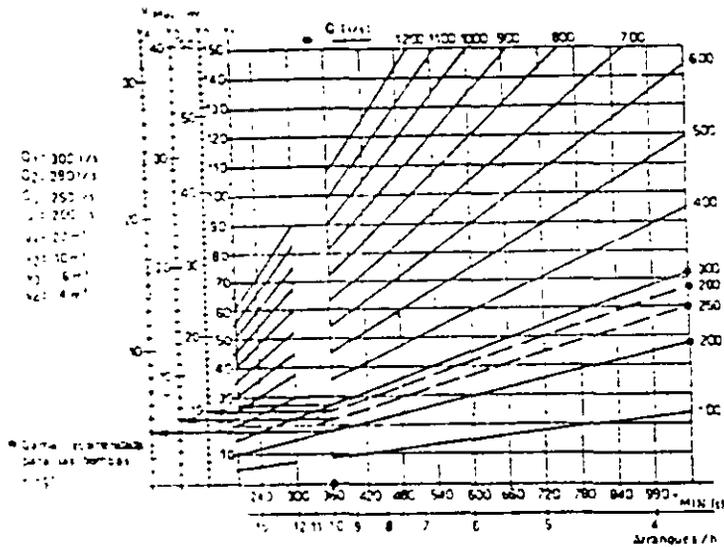


Fig. 5.38 Diagrama 2. Secuencia operativa II

CASO 2

Selección del número y capacidad de las bombas.

Cuando se trata de manejar un caudal constante, basta con equipar el cárcamo de bombeo con dos equipos, uno en operación y el otro en espera. Sin embargo, cuando el caudal presenta máximos y mínimos es conveniente manejar tres equipos. Uno con capacidad por encima del caudal mínimo; un segundo con capacidad por encima del caudal medio de tal forma que sumen el caudal máximo y; un equipo de servicio auxiliar que tenga capacidad para el caudal máximo.(Fig. 5.39)

Dimensionamiento del cárcamo.

En función del tamaño del sistema de tratamiento en cuestión y de las bombas seleccionadas, se procede a proponer las dimensiones superficiales del cárcamo.

- a) Una bomba en operación y otra en espera para manejar cualquier caudal. El nivel de paro de la bomba se obtendrá de datos del fabricante. Para obtener el nivel de arranque, una vez propuestas las dimensiones superficiales, se calcula el volumen de agua a vaciar al transcurrir el tiempo mínimo de operación recomendado por el fabricante. Revisando luego el tiempo que transcurre entre arranques consecutivos para cualquier combinación caudal influente y de bombeo y el máximo tiempo que se retiene el agua en el cárcamo.

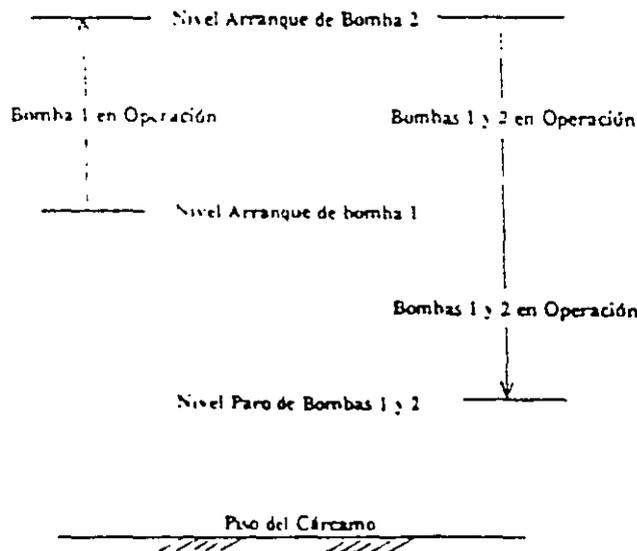


Fig. 5.39 Secuencia operativa para 2 bombas

b) Combinación de equipos de bombeo de baja y alta capacidad. Será necesario determinar primero el nivel de arranque para el equipo de menor capacidad cuando se presenten los caudales mínimos.

El caudal de la bomba 1 (B_1) es mayor que el caudal entrante Q_{ent} de aguas residuales.
 Tiempo de un ciclo de operación = tiempo trabajando + tiempo sin operar

$$T = T_{servicio} + T_{fuera}$$

$$T_{fuera} = \frac{\text{Volumen desde nivel de para hasta nivel de arranque de Bomba 1}}{\text{Caudal mínimo de aguas residuales}}$$

$$T_{fuera} = \frac{V_1}{Q_{ent}}$$

$T_{servicio}$ = Tiempo en que Bomba 1 vacía V_1 ; desde arranque hasta paro.

$$T_{servicio} = \frac{V_1}{B_1 - Q_{ent}}$$

Sustituyendo en la primera ecuación se tiene que el tiempo de un ciclo de operación será:

$$T = \frac{V_1}{B_1 - Q_{ent}} + \frac{V_1}{Q_{ent}}$$

$$T = V_1 \left(\frac{1}{B_1 - Q_{ent}} + \frac{1}{Q_{ent}} \right)$$

Derivando el tiempo de un ciclo T con respecto al caudal entrante Q_{ent} e igualando a cero, se obtiene el valor mínimo para un ciclo.

A partir de $\frac{dT}{dQ_{ent}} = 0$, se llega a la expresión: $B_1 = 2 \times Q_{ent}$

Sustituyendo en la penúltima ecuación con $T = T_{\text{mínimo}}$

$$T_{\text{mínimo}} = V_1 \left(\frac{1}{B_1 - B_2/2} + \frac{1}{B_1/2} \right) = V_1 \left(\frac{1}{B_1/2} + \frac{1}{B_1/2} \right) = \frac{2V_1}{B_1/2}$$

$$T_{\text{mínimo}} = 4 \times \frac{V_1}{B_1} = 2 \times \frac{V_1}{Q_{\text{ent}}}$$

El tiempo mínimo de un ciclo de operación $T_{\text{mínimo}}$ se obtiene de las especificaciones del fabricante.

El caudal de la bomba 1 (B_1) debe proponerse por encima del caudal mínimo de aguas residuales $Q_{\text{ent}} > Q_{\text{mínimo}}$.

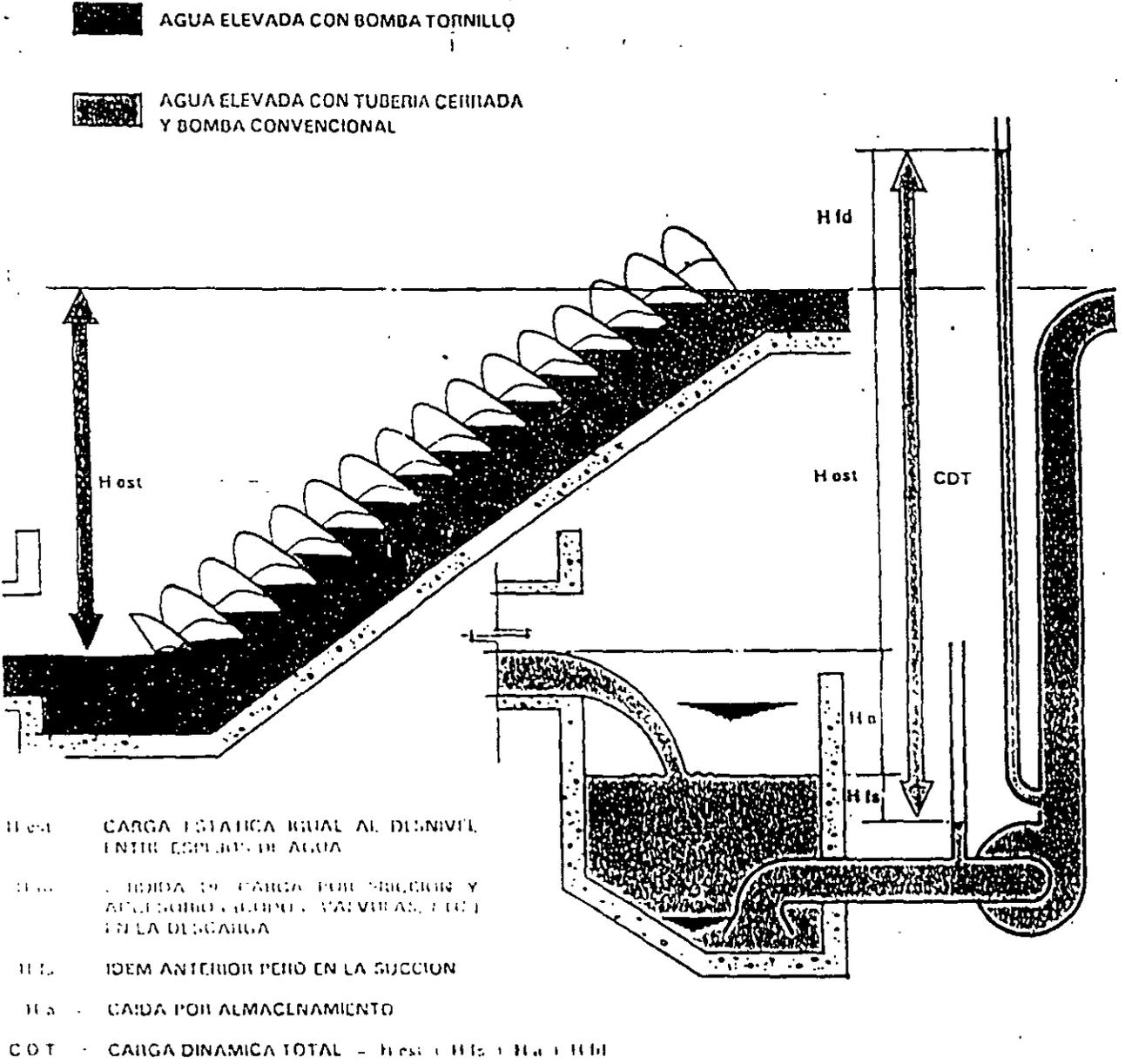
El volumen V_1 se calcula substituyendo el resto de valores conocidos. El nivel de arranque de la bomba 1 se determina proponiendo las dimensiones superficiales del cárcamo.

$$V_1 = T_{\text{mínimo}} \times B_1/4 = T_{\text{mínimo}} \times \frac{Q_{\text{ent}}}{2}$$

Cuando el caudal de entrada Q_{ent} sea mayor que la descarga de la bomba 1 B_1 , el nivel de agua seguirá ascendiendo por encima de nivel de arranque de Bomba 1 hasta llegar al nivel de arranque de bomba 2. A partir de este punto ambas bombas permanecerán en operación hasta vaciar el tanque en nivel de paro de bombas.

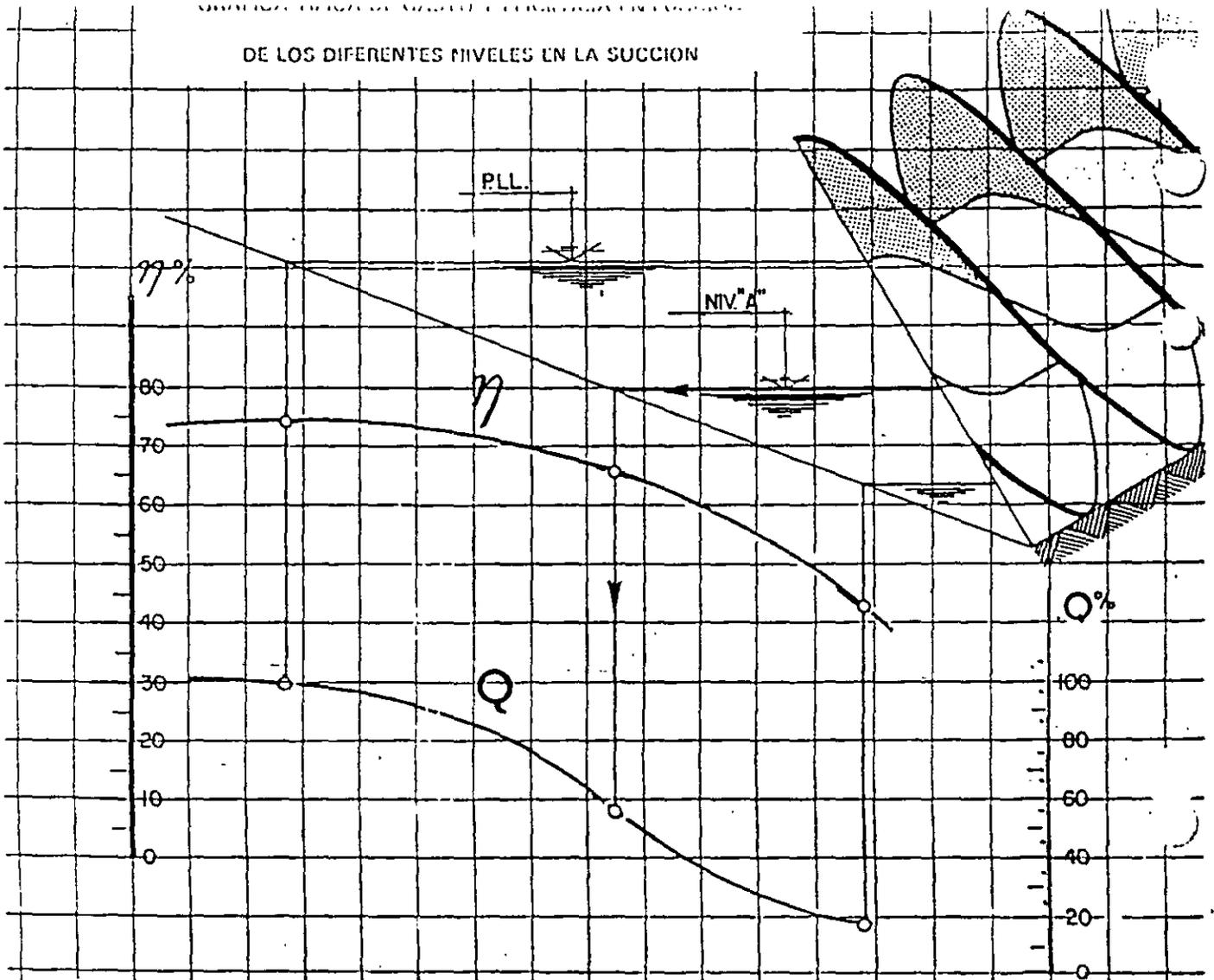
El volumen V contenido desde nivel de paro de bombas hasta nivel de arranque de bomba 2 se determina multiplicando la suma de la descarga de ambas bombas por el tiempo mínimo recomendado de operación. Por diferencia se obtiene el volumen V_2 por encima de V_1 .

Deberá revisarse que para cualquier combinación de caudales influente y de bombeo, no se sobrepase la frecuencia recomendada de arranques y no se retenga por demasiado tiempo el agua en el cárcamo.



El esquema superior muestra las ventajas hidráulicas que resultan de eliminar las tuberías de conducción y los requisitos de sumergencia, con relación a los equipos convencionales. La eliminación de las pérdidas por fricción y pérdidas menores en las líneas de conducción (codos, válvulas, inserciones y accesorios varios) se traduce en una reducción de la potencia y por tanto menor consumo de energía, limitándose ésta a la esencialmente requerida para vencer el desnivel de bombeo.

DE LOS DIFERENTES NIVELES EN LA SUCCION



Esta gráfica típica relaciona la eficiencia y el gasto de una bomba tornillo en función del tirante de agua en la succión. Puede observarse que el abatimiento del espejo de agua se traduce en una reducción del gasto bombeado. Con ello se están reproduciendo las condiciones de un sistema funcionando por gravedad, eliminando las pautas impuestas por cualquier otro tipo de bombas.

Por otro lado, la gráfica muestra que la curva de rendimiento es sensiblemente plana, y por tanto un descenso en el nivel y en el caudal del agua por elevar tiene poco efecto en la eficiencia.

Por ejemplo:

Si el nivel de agua en la succión desciende del nivel máximo de diseño (P. LL. = Punto de llenado) hasta el nivel "A", el gasto de bombeo se reduce al 56% del gasto de diseño mientras que la eficiencia varía del 75% al 66%.

Las ventajas de operación que se derivan de este comportamiento son muy importantes:

- a) Mayor rendimiento a caudales variables con menor número de bombas.
- b) Se minimiza la frecuencia de arranques y paros de la unidad motriz.
- c) Gasto de bombeo variable de acuerdo con el caudal del influente, sin que se requiera motor de velocidad variable o cualquier otro dispositivo.

EJEMPLO DEL DIMENSIONAMIENTO DE UNA BOMBA DE TORNILLO

Datos de diseño:

Gasto: 5,000 gal/min

Carga estática: 21 ft

Empleo de la tabla de selección:

Si no se proporciona la inclinación, nos podemos auxiliar de la tabla que se muestra a continuación, proporcionada por un proveedor de este tipo de bombas, y en la cual podemos observar lo siguiente:

- En la columna de 30°, para un diámetro de 84 in y una sola espiral se tiene un gasto de 14338 gpm y una carga de 21.2 ft, lo que resulta inadecuado.
- En la columna de 38°, para un diámetro de 78 in y una espiral, se tiene un gasto de 5867 gpm y una carga de 26.4 ft.
- En la misma columna de 38° pero ahora con dos espirales se tiene para un diámetro de 60 in, un gasto de 6008 gpm y una carga de 22 ft
- En la columna de 38° pero ahora con tres espirales se tiene para un diámetro de 54 in un gasto de 5527 gpm y una carga de 21.9 ft.

Análisis

De la tabla de selección, en la columna de 30° el gasto es demasiado grande para la carga de 21 in.

La columna de 38° ofrece tres bombas, así que debe seleccionarse la que resulte mas económica. La solución lógica podría ser la bomba mas pequeña ya que se asocia a costos de construcción menores, pero en algunos casos, bombas de tornillo con dos espirales pueden ser mas baratas que bombas de tornillo con tres espirales.

En este caso se selecciona la bomba de 54 in de diámetro, en la tabla se obtiene una capacidad de 5527 gpm a una velocidad de 40.5 rpm, por lo que se determinará la velocidad requerida para suministrar un gasto de 5000 gpm. La capacidad de bombeo es directamente proporcional a la velocidad.

Determinación de la velocidad

$$40.5 \times \frac{5,000}{5,527} = 40.5 \times .9 = 36.45 \text{ rpm}$$

Cuando la bomba de tornillo ha sido adecuadamente seleccionada, se determinará la potencia del motor

Calculo de la potencia

La potencia al freno (break horsepower, bhp) se calcula con el gasto (gpm) y la carga (ft) respectivamente:

$$\text{bhp} = \frac{(\text{gal/min}) (\text{ft})}{3960}$$

$$\text{bhp} = \frac{5000 (21)}{3960} = 26.51$$

La potencia del motor se calcula a partir de la potencia al freno (bhp) tomando en cuenta la eficiencia de la espiral, el motor, la reducción de velocidad por acoplamiento, cadenas o bandas, etc. Para una selección conservadora se considera una eficiencia total (η) del 70 %, y posteriormente se selecciona el motor con la potencia comercial superior mas cercana.

$$\text{motor hp} = \frac{\text{bhp}}{\text{eff}}$$

$$\text{motor hp} = \frac{26.51}{70\%} = 37.87 \text{ or } 40 \text{ hp motor}$$

SELECCIÓN DE BOMBAS DE TORNILLO
(Datos proporcionados por fabricantes)

TUBOS ESTANDAR			INCLINACIÓN DE 30° CAPACIDAD (GPM) / CARGA (FT)			INCLINACIÓN DE 38° CAPACIDAD (GPM) / CARGA (FT)		
DIAMETRO DE TORNILLO	DIAMETRO Y ESPESOR DE PARED	VELOCIDAD RPM	UNA ESPIRAL	DOS ESPIRALES	TRES ESPIRALES	UNA ESPIRAL	DOS ESPIRALES	TRES ESPIRALES
18"	8.625	84.3	377/9.9	532/9.7	638/9.5	187/12.2	362/11.9	425/11.7
21"	10.75	76.1	564/11.5	762/11.2	915/11.0	274/14.1	518/13.8	610/13.5
24"	12.75	69.6	770/12.7	1041/12.4	1249/12.3	375/15.6	708/15.3	833/15.0
27"	14.0	64.3	1014/13.0	1370/12.5	1644/12.2	493/15.9	932/15.4	1096/14.9
30"	16.0	60.0	1297/14.1	1752/13.5	2103/13.2	631/17.2	1192/16.6	1402/16.1
36"	18.0	53.1	1984/14.9	2682/13.9	3218/13.6	965/18.2	1824/17.1	2145/16.6
42"	20.0	47.9	2705/15.3	3843/14.5	4612/14.1	1337/19.1	2613/17.9	3074/17.3
48"	24.0	43.9	3884/16.9	5248/16.2	6298/15.5	1889/20.6	3569/19.9	4199/19.3
54"	30.0	40.5	-	6909/18.2	8291/17.9	2487/23.5	4698/22.5	5527/21
60"	30.0	37.8	6533/18.6	8835/17.9	10602/17.1	3181/23.1	6008/22.0	7068/21.4
66"	36.0	35.5	-	11036/19.1	13243/18.5	3973/25.0	7505/23.5	8829/22.9
72"	42.0	33.5	-	13521/20.9	16225/20.3	4868/27.2	9194/25.8	10817/25.1
78"	42.0	33.5	-	16229/20.5	19588/19.9	5867/26.4	11083/25.3	13039/24.6
84"	42.0	31.7	14338/21.2	19376/20.0	23251/19.6	6975/26.1	13176/24.9	15501/23.9
90"	48.0	30.2	16844/22.8	22762/21.7	27314/21.2	8194/28.2	15478/26.9	18209/26.0
96"	54.0	28.9	-	26462/23.2	31745/21.7	9526/29.9	17994/28.7	21170/28.0
102"	54.0	27.6	22558/24.0	30484/22.9	36581/21.4	10974/29.5	20729/28.3	24387/27.6
108"	60.0	26.5	-	34835/22.4	41802/21.8	12540/30.4	23668/28.5	27868/26.2
114"	60.0	24.6	29245/24.6	39500/22.1	47424/21.2	14227/30.1	26874/27.4	31616/25.3
120"	60.0	23.8	32964/23.3	44545/21.8	53455/20.4	16037/29.7	30291/26.8	35637/24.5



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
SELECCIÓN DE PROCESOS Y CRITERIOS
PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 6 SELECCION DE PROCESOS Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

- 6.1 INFORMACION BASICA DEL PROYECTO
- 6.2 GASTOS DE DISEÑO Y CAPACIDAD DE LA PLANTA
- 6.3 CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES Y CALIDAD DEL EFLUENTE
- 6.4 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO Y SELECCION DE OPERACIONES Y PROCESOS
- 6.5 TRABAJOS PRELIMINARES Y EVALUACION DE ALTERNATIVAS
- 6.6 CRITERIOS PARA EL DISEÑO
 - 6.6.1 TIPOS DE TRATAMIENTO Y OPERACIONES UNITARIAS
 - 6.6.2 PRINCIPALES CRITERIOS GENERALES
 - 6.6.3 LINEAMIENTOS GENERALES DE DISEÑO
- 6.7 CONTROL DE GASTOS
- 6.8 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

6.1 INFORMACION BASICA DE PROYECTO

DATOS DE PROYECTO

En los proyectos de aguas residuales los datos básicos de diseño son:

- a) población actual y de diseño
- b) aportación (0.75 de la dotación)
- c) calidad del agua cruda
- d) calidad del agua tratada
- e) climatología
- f) temperatura del agua y del aire
- g) altura sobre el nivel del mar
- h) destino o reuso del agua tratada
- i) terreno disponible, superficie, topografía, altura del nivel freático, tipo y capacidad de carga del terreno e idoneidad del mismo para construcción de bordos.

6.2 GASTOS DE DISEÑO

El caudal de aguas residuales es un dato esencial para el diseño de la planta de tratamiento. También es primordial conocer las variaciones de dicho caudal para diseñar correctamente el funcionamiento hidráulico de la planta.

En el caso de no tenerse un estudio que nos indique los caudales en el emisor a través del tiempo, lo que nos permitiría conocer los gastos mínimo, medio, máximo instantáneo y máximo extraordinario de una población, se puede determinar la aportación de aguas residuales con base en el número de habitantes y del volumen que desalojan al día.

Al volumen de agua residual desalojada por habitante en el día, se le llama aportación y representa un porcentaje de la dotación. La Comisión Nacional del Agua tiene establecido en el Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento un porcentaje de aportación de 75%.

GASTO MEDIO

El gasto medio es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. La CNA considera que el alcantarillado se debe construir hermético, por lo que recomiendo que no se adiciona al caudal de aguas residuales el volumen por infiltraciones.

En función de la población, la aportación, el gasto medio de aguas residuales en la descarga se calcula con:



Q_{med} = Gasto medio de aguas residuales en l/seg

A_p = Aportación de aguas residuales (0.75 dotación) en l/hab/día

P = Población en número de habitantes

86,400 = segundos que tiene un día.

Para localidades con zonas industriales que aportan al sistema de alcantarillado volúmenes considerables, se debe adicionar al Gasto Medio, el gasto de aportación de las industrias

Gasto Minimo (Q_{min})

El gasto minimo Q_{min} , es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en las descargas. Para efectos de cálculo se acepta que el valor del gasto mínimo es igual a la mitad del gasto medio.

$$Q_{min} = 0.5 Q_{med}$$

GASTO MAXIMO INSTANTANEO (Q_{max})

El gasto máximo instantáneo es el valor del máximo escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se consideran criterio ajenos a las condiciones socioeconómicas de cada lugar.

El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir de un coeficiente propuesto por W.G. Harmon, conocido como coeficiente de Harmon (M)

$$M = \frac{3.8}{1 + 0.0001 P}$$

Donde P es la población servida en miles de habitantes. Este coeficiente de variación máxima instantánea, se aplica considerando que:

- En poblaciones de 1000 o menos habitantes el coeficiente M es constante e igual a 3.8
- Para poblaciones mayores de 63,454 habitantes, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17 es decir se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue la ley de variación establecida por Harmon.

Así, la expresión para el cálculo del gasto máximo instantáneo es:

$$Q_{max} = M Q_{med}$$

Donde:

Q_{max} = Gasto máximo instantáneo en l/seg.

M = Coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea

GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como por ejemplo en la época de lluvias las bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado. Este coeficiente varía de 1 a 2, normalmente se toma el valor de 1.5 sobre todo en las poblaciones donde la tubería no es hermética.

La expresión para el cálculo del gasto máximo extraordinario resulta

$$Q_{Max} = CS Q_{Med}$$

Donde:

Q_{Max} = Gasto máximo extraordinario en l/seg
 CS = Coeficiente de seguridad, (1 a 2, generalmente 1.5)

$$Q_{Max} = 1.5 Q_{Med}$$

GASTOS DE DISEÑO

- Vertedor alivio _____ $Q_{Mín}$ y Q_{Med} .
- Bombeo _____ $Q_{Mín}$ y Q_{Med}
- Rejillas _____ $Q_{Mín}$
- Desarenador _____ $Q_{Mín}$
- Sedimentador primario _____ Q_{medio}
- Sistema Biológico _____ Q_{medio}
- Tratamiento Terciario _____ Q_{medio}

CAPACIDAD DE LA PLANTA

La planta debe diseñarse para tratar el gasto medio diario aunque algunas unidades se diseñarán para tratar el gasto máximo diario, como es el caso de rejillas, desarenadores y tanques de contacto de cloro.

MODULACION

Dependerá del tamaño de la instalación , de la curva de crecimiento de gastos y de las dimensiones máximas recomendadas para algunos equipos. En general las plantas mayores de 100 lt/s tendrán por lo menos dos unidades de igual capacidad.

La vanación del caudal y de la fuerza de las aguas residuales, son mayores en pequeñas comunidades que en las grandes, por lo que deben proyectarse con mayor flexibilidad den sus elementos de funcionamiento.

6.3 CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Este capítulo de la información básica, consistente en los datos básicos para la caracterización y la medición de los caudales se vio en el capítulo cuarto, pero es necesario tomar en consideración lo siguiente:

En caso de amplia variación de los datos obtenidos o pocos análisis, pueden emplearse para efluentes de aguas negras de carácter eminentemente doméstico, los valores per cápita que se mencionan en el cuadro 6.1.

CALIDAD DEL EFLUENTE

La calidad del efluente en cada caso particular es fijada por la COMISION NACIONAL DEL AGUA (CNA) y se debe cumplir con las normas NOM-001-ECOL 1996, NOM-002-ECOL 1996 y la norma NOM-003-ECOL-1997.

En general, los requisitos de control de calidad para una planta de tratamiento son pre-establecidos para el proyecto y son de dos tipos.

- a) Calidad del efluente, donde se fijan los valores límites de los parámetros que lo normen.
- b) Criterios de calidad de los cuerpos receptores. Frecuentemente se utiliza una combinación de los dos criterios.

Una vez establecida la zona del vertido y los cauces receptores con incidencia sobre el proceso de autodepuración, se puede seguir el siguiente método:

- Se analizan los regímenes hidrográficos de los distintos cursos en estudio, así como sus características físicas: (velocidad, anchura, sección, etc.) estas últimas por mediciones directas.
- Se realizan los programas de análisis de aguas en los ríos en estudio, y en los vertidos urbanos e industriales.
- Se realizan asimismo estimaciones zonales de población y empleo al año horizonte (25 años), así como de la evolución industrial.
- Por último, se establecen los actuales y futuros usos previstos de las aguas en los diversos tramos en estudio

CUADRO 6.1 CARACTERISTICAS DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS

DETERMINACION	RANGO DE VALORES gr/capita x día
• DBO ₅	45 – 54
• DQO	1.6 a 1.9 x DBO ₅
• Sólidos totales	170 – 220
• Sólidos suspendidos	70 – 145
• Sólidos disueltos	50 – 150
• Grasas	10 – 30
• Alcalinidad	20 – 30
• Cloruros	4 – 8
• Nitrógeno total (N)	5 – 12
Orgánico	0.4 x N total
Amoniacal	0.6 x N total
• Fósforo total (P)	0.8 - 4.0
Orgánico	0.3 x P total
Inorgánico	0.7 x P total

6.4 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO Y SELECCION DE OPERACIONES Y PROCESOS

Anteriormente se mencionó que el influente varía en cantidad y calidad y esto debe tomarse en cuenta en el proceso de selección, hay que entender esto porque los procesos y operaciones unitarias deben tener la capacidad de manejar estas variaciones constantemente. A esta capacidad se le ha llamado "equilibrio" y se define como la tolerancia inherente que tiene el proceso de tratamiento de aguas residuales para las cargas de contaminantes que recibe la planta.

En general los principales objetivos del tratamiento de aguas residuales son:

- a) Remoción de sólidos suspendidos y flotantes.
- b) Tratamiento de material orgánico biodegradable.
- c) Eliminación de organismos patógenos.

Una vez establecidos los objetivos del tratamiento para un proyecto específico, el grado de tratamiento puede determinarse comparando las características de las aguas residuales crudas con los requisitos de la calidad del efluente.

En una planta de tratamiento las varias combinaciones de operaciones y procesos unitarios trabajan como un "sistema" para el diseño deben usarse sistemas apropiados a las

facilidades de diseño. La mayor parte de la selección de procesos es la evaluación de varias combinaciones de operaciones y procesos unitarios y sus interacciones.

Parte de la selección de procesos puede incluir consideraciones de igualación de gasto y reducción de cargas en las unidades de tratamiento. El proceso de evaluación debe hacerse en todas las unidades, además deben tomarse en cuenta las alternativas del proceso de lodos. El análisis del balance de masas representa un elemento crítico en la evaluación.

Para lograr el tratamiento deseado, pueden obtenerse alternativas con combinaciones de procesos que deberán evaluarse en sus aspectos constructivos, de adquisición de equipos, costos de inversión, operación y mantenimiento, simpleza operativa, disponibilidad de personal capacitado, área, topografía y características geológicas del terreno destinado a la construcción de la planta, para con ello seleccionar la mejor alternativa que sirva para desarrollar el proyecto ejecutivo.

Los contaminantes de las aguas residuales se remueven por medios físicos, químicos y biológicos. Los métodos individuales comunmente se clasifican como operaciones unitarias físicas y procesos unitarios químicos y biológicos.

Las operaciones unitarias físicas comprenden:

- Desbastado (cribado)
- Mezcla
- Floculación
- Igualación
- Sedimentación
- Flotación y
- Filtración
- Igualación y homogenización

Los procesos químicos son :

- Precipitación
- Transferencia de gases
- Adsorción y
- Desinfección

Los procesos biológicos emplean actividad biológica para la remoción de contaminantes orgánicos biodegradables.

En tratamiento de aguas residuales, al empleo de operaciones unitarias físicas se le denomina TRATAMIENTO PRIMARIO; si se incluye la mezcla y floculación se le llama PRIMARIO AVANZADO; a la utilización de procesos químicos o biológicos se les refiere como TRATAMIENTO SECUNDARIO y a los que incluyen procesos químicos se les conoce como TRATAMIENTO TERCARIO.

CUADRO 6.2 OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS UTILIZADOS PARA REMOVER CONTAMINANTES

CONTAMINANTES	OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS
<ul style="list-style-type: none"> • Sólidos suspendidos y flotantes 	Sedimentación Cribado y desmenuzado Flotación Filtración Mezcia Floculación
<ul style="list-style-type: none"> • Orgánicos biodegradables 	Lodos activados Filtros rociadores Discos biológicos Lagunas de estabilización Lagunas aeradas Tanques sépticos Filtros anaerobios Tratamientos en medios naturales.
<ul style="list-style-type: none"> • Organismos patógenos 	Cloración Hipocloración

Las operaciones y procesos mencionados arriba se utilizan para el tratamiento del llamado TREN DEL AGUA, que a su vez genera lodos con alto contenido orgánico, los cuales deben tratarse en el denominado TREN DE LODOS, para convertirlos en productos inocuos. Los métodos recomendados para el tratamiento de lodos y su disposición se encuentran en la tabla 6.3.

6.5 TRABAJOS PRELIMINARES

Antes de proceder a la evaluación de las alternativas deben elaborarse:

- a) DIAGRAMAS DE FLUJO para los trenes de agua y de lodos usando las combinaciones apropiadas seleccionadas de los cuadros 6.1 y 6.2 dependiendo del contaminante a ser removido.
- b) Determinación del tamaño y de las facilidades físicas necesarias, usando los criterios que adelante se detallan para los datos del PROYECTO, gastos, cargas orgánicas, etc.
- c) Balance hidráulico y de sólidos.

Donde se indiquen los volúmenes de agua y sólidos que entran y salen de cada operación o proceso unitario.

d) Perfil hidráulico.

De particular importancia es la determinación del perfil hidráulico, en atención a las pérdidas y selección de los puntos de control.

Los perfiles permitirán asegurar que el gradiente hidráulico es adecuado para que el gasto máximo de aguas negras fluya por gravedad, sin originar desbordamiento o generación de tirantes inconvenientes y para establecer requisitos de carga para las bombas, donde sea necesario su empleo.

e) Planta general. Se elaborará el arreglo de las unidades de tratamiento en Planta, tanto de construcción inmediata como futuras, incluyendo los edificios de control y administrativos, subestación eléctrica, almacenes, etc. Para ello se deberán considerar los siguientes factores:

- ⇒ Geometría y topografía del terreno
- ⇒ Mecánica del suelo
- ⇒ Nivel freático y recomendaciones para las cimentaciones.
- ⇒ Localización del influente y sitio de vertido
- ⇒ Accesos al terreno.
- ⇒ Tipos de procesos seleccionados.
- ⇒ Efecto de la longitud de tuberías en el tratamiento.
- ⇒ Eficiencias y funcionamiento de la planta.
- ⇒ Confiabilidad y economía en la operación.
- ⇒ Estética y funcionalismo.
- ⇒ Control ambiental.
- ⇒ Áreas adicionales para expansiones futuras.

CUADRO 6.3 OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS PARA EL TRATAMIENTO DE LODOS

FUNCION	OPERACIONES DE PROCESOS UNITARIOS Y METODOS DE TRATAMIENTO
• ESPESAMIENTO	ESPESADO POR GRAVEDAD
• ESTABILIZACION	CON CAL
	DIGESTION ANAEROBIA
	DIGESTION AEROBIA
• ACONDICIONAMIENTO	COAGULACION QUIMICA
• SECADO	FILTROS DE VACIO
	FILTROS DE BANDA HORIZONTAL Y RODILLOS A PRESION
	LECHOS DE SECADO
• DISPOSICION	RELLENOS
	ACONDICIONAMIENTO DE TERRENOS

EVALUACION DE ALTERNATIVAS

Costo de la planta.

Para la evaluación de alternativas se requerirá además de la estimación de la obra civil, la elaboración de especificaciones preliminares de los equipos de proceso, bombeo y medición, para obtener un estimado de costo, la cuantificación y costo e instalación de la fontanería, los requisitos de energía para determinar el tamaño y costo de la subestación y centro de control de motores, así como el costo de sistemas de fuerza, tierras y alumbrado tanto interior como exterior.

Se hará también la estimación de las obras accesorias como son guarniciones, banquetas, calzadas, ornamentación y delimitación perimetral.

Costo de Operación, Mantenimiento, Reposición (OMR)

Para completar la evaluación de alternativas se hará el análisis de los costos de operación, mantenimiento y reemplazos menores (OMR) con precios actualizados de consumo de energía, productos químicos y sueldos del personal de operación.

Costo del tratamiento

Con base en el costo de la planta, los costos O. M.R. y la amortización de la inversión, se hará el análisis del costo del tratamiento, que deberá presentarse en $\$/m^3$ para la capacidad de diseño de la planta, costo en $\$/hab \times año$ y en $\$/kg$ de DBO_5 removida.

6.6 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

La ingeniería de los procesos de tratamiento, parte de trabajos de campo para la caracterización cualitativa y cuantitativa del agua residual. esta es evaluada en función de la calidad deseable para el agua tratada, se proponen procesos aplicables y se realizan experimentaciones de tratabilidad, simulando en laboratorio dichos procesos con muestras del agua residual en cuestión, de las que se obtienen los parámetros de diseño para la ingeniería básica de los sistemas de tratamiento. En esta fase se lleva a cabo un análisis conceptual técnico y económico de alternativas de tratamiento, diseñando dimensionalmente las unidades sin considerar la selección de equipos específicos.

Una vez que se selecciona el sistema más conveniente, el diseño básico se ajusta a las características de equipos existentes y se desarrolla el diseño ejecutivo o de detalle, incluyendo diseño hidráulico, arquitectónico, electromecánico, estructural y de instrumentación. En cada planta de tratamiento existirá una secuencia de procesos, llamada TREN DE TRATAMIENTO, acorde a los requerimientos del caso.

La ubicación de una planta de tratamiento es definitiva y su capacidad medida en módulos fijos, crece a partir de un valor inicial o de primera etapa hasta un valor máximo, que corresponde a la generación de aguas residuales en el área servida saturada.

6.6.1 TIPOS DE TRATAMIENTO Y OPERACIONES UNITARIAS

El agua residual sin tratamiento previo no puede ser utilizada prácticamente para ningún uso sin inconvenientes serios. Según el empleo a que se destine el agua tratada, deben llevarse a cabo distintas operaciones de tratamiento, de manera secuencial.

Desde el punto de vista técnico, es necesario considerar dos condiciones:

- La transformación en la calidad del agua mediante un proceso, o mediante la combinación de varios, siempre es limitada. A cada uno se asocia un grado o porcentaje de remoción de cada parámetro, que depende, a su vez, de la calidad del agua original, de la secuencia de los procesos de tratamiento, de las condiciones ambientales en que se desarrollan y del volumen del agua por tratar.
- La calidad de las aguas crudas, lo mismo que el caudal, varía no solamente con la ubicación geográfica de la población, sino con la época del año y la hora del día. La confiabilidad del tratamiento requiere estas variaciones.

En el tren de agua el conjunto de procesos de tratamiento se clasifica en los siguientes grupos:

- a) Tratamiento preliminar. Remoción del material grueso mediante su cribado o desmenuzado, así como de arenas, grasas o ambas.
- b) Tratamiento primario. Permite remover, mediante sedimentación, sólidos orgánicos e inorgánicos; comprende también la remoción de natas o grasas flotantes y la espumación, cuando es necesario.
- c) Tratamiento secundario. Se refiere al tratamiento biológico, en el cual la materia orgánica, al servir de alimento a una masa biológica, se convierte en materia removible por sedimentación secundaria. Se divide convencionalmente en procesos de medio fijo y procesos de medio suspendido.
- d) Tratamiento avanzado o terciario. Corresponde al conjunto de procesos físicos y químicos para remover contaminantes remanentes en un agua tratada a nivel secundario, o bien, aumentar la eficiencia en la remoción de uno o varios parámetros en los niveles primario y secundario.
- e) Desinfección y Control viral. Se aplican al agua tratada a cualquier nivel, para reducir la población de bacterias patógenas y virus.

Lo anterior se muestra con mas detalles en las figuras 6.1, 6.2, 6.3, 6.4, 6.5, 6.6.

El cuadro 6.4 resume las características de los procesos más usuales, y el Cuadro 6.5 y 6.6 los rangos o valores aproximados de su eficiencia en la remoción de los principales contaminantes.

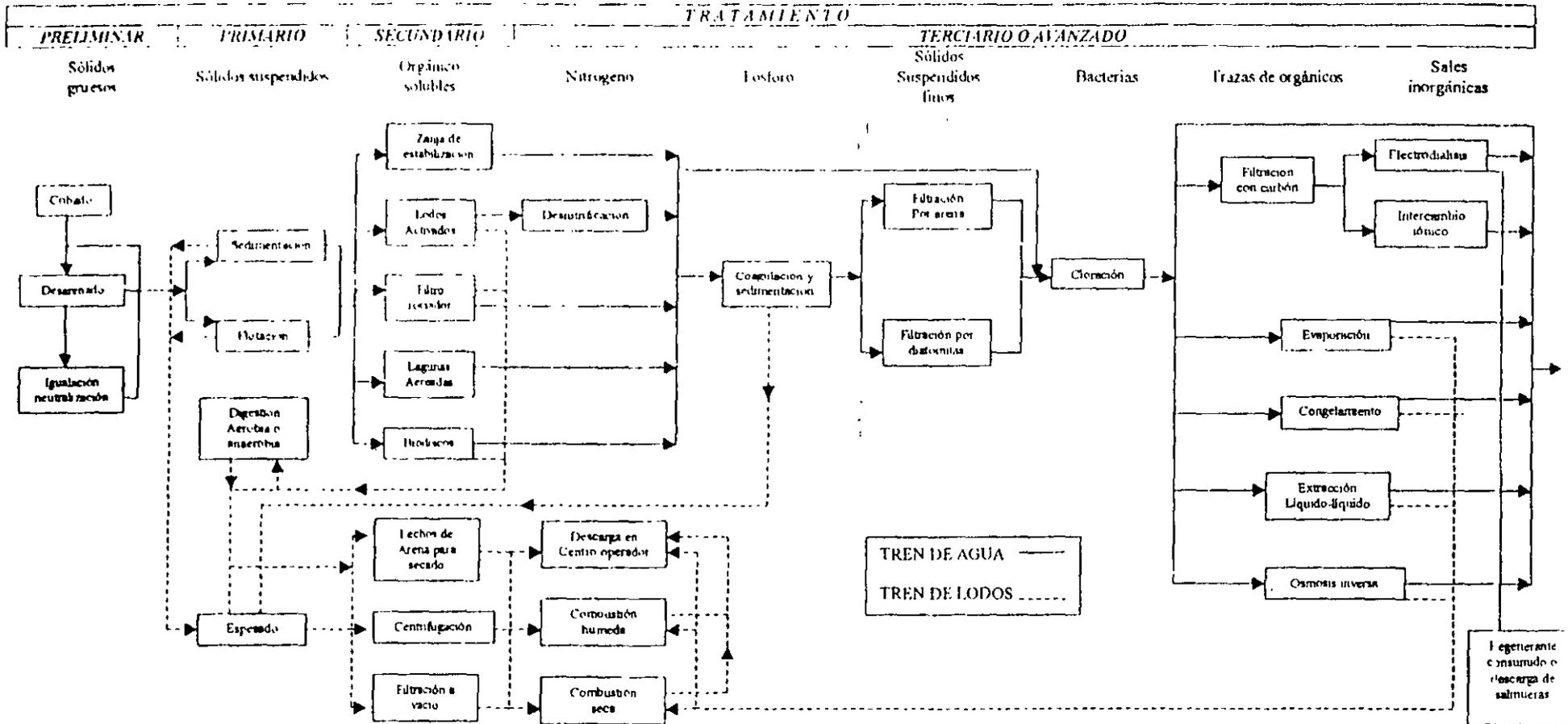
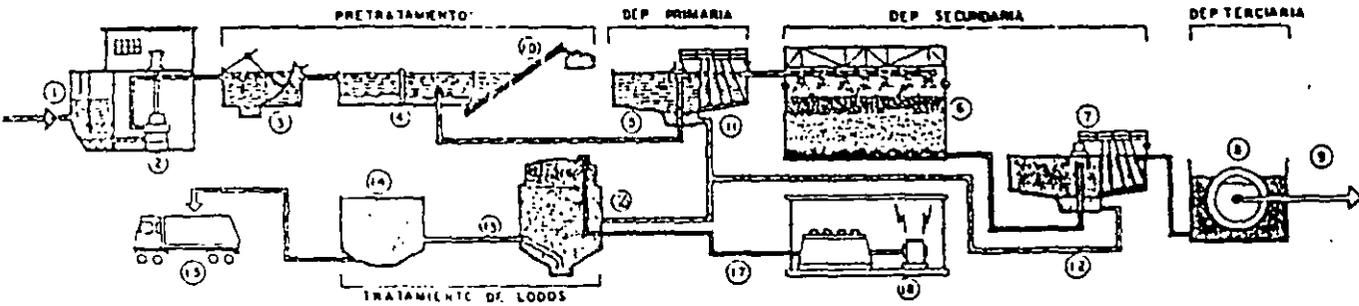


FIG 6.1 Alternativas de operaciones unitarias para tratamiento de aguas residuales



- 1 • ENTRADA DE AGUAS RESIDUALES
- 2 • DEPOSITO E INSTALACION DE BOMBEO
- 3 • DESBASTE POR REJILLAS
- 4 • DESARENADO Y DESENGRASADO
- 5 • DECANTACION PRIMARIA
- 6 • REACTOR BIOLOGICO DE LECHE BACTERIANO
- 7 • DECANTACION SECUNDARIA
- 8 • TAMIZADO FINAL
- 9 • VERTIDO AL RIO DE LAS AGUAS DEPURADAS
- 10 • ELIMINACION DE ARENAS Y GRASAS
- 11 • RETIRADA DE LODOS PRIMARIOS
- 12 • RETIRADA DE LODOS SECUNDARIOS
- 13 • DIGESTION PRIMARIA DE LODOS
- 14 • DIGESTION SECUNDARIA Y ESPESADO DE LODOS
- 15 • EVACUACION DE LODOS, PREFERENTEMENTE PARA FINES AGRICOLAS
- 16 • PRODUCCION DE GAS EN EL DIGESTOR PRIMARIO
- 17 • SALIDA DE GAS DE DIGESTION
- 18 • PRODUCCION DE ENERGIA CON EL GAS DE DIGESTION

Fig 6.2 Esquema de una depuradora convencional

PROCESO UNITARIO					
REJAS GRESAS					
REJAS FINAS TAMICES					
DESARENADO					
DECANTACION					
FLOTACION					
PARTICULA TIPICA ELIMINADA	CUERPOS FLOTANTES	PARTICULAS DISCRETAS	SOLIDOS SEDIMENTABLES INORGANICOS	SOLIDOS SEDIMENTABLES ORGANICOS	SOLIDOS FLOTANTES ORGANICOS

Fig. 6.3 Depuración Primaria o física

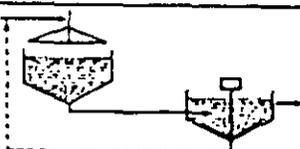
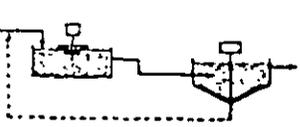
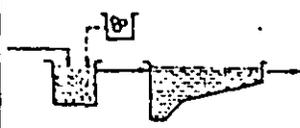
PROCESOS UNITARIOS	DE NATURALEZA BIOLÓGICA	DE NATURALEZA FÍSICO-QUÍMICA
LECHOS BACTERIANOS a) Reactor biológico b) Separación física		
FANGOS ACTIVADOS a) Reactor biológico b) Separación física		
FLOCULACION-DECAANTACION a) Coagulación-floculación b) Separación física		
PARTÍCULA TÍPICA ELIMINADA	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN

Fig. 6.4 Depuración Secundaria (*)

(*) Normalmente precedidos por procesos unitarios de los incluidos en la depuración primaria.

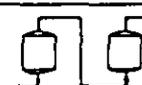
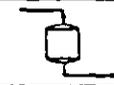
PROCESOS UNITARIOS				
AIREACIÓN				
ABSORCIÓN POR CARBÓN				
FILTRACIÓN				
CAMBIO IÓNICO				
SEPARACIÓN POR MEMBRANA				
DESINFECCIÓN				
PARTÍCULA TÍPICA ELIMINADA	GASES DISUELTOS	MATERIA ORGÁNICA DISUELTA	MATERIA MINERAL DISUELTA (IONES)	MICROORGANISMOS BACTERIAS Y VIRUS

Fig 6 5 Depuración Terciaria (*)

(*) Como complemento de la depuración secundaria.

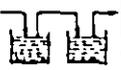
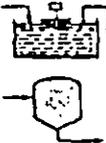
	Mejora y homogenización	Concentración de materia sólida	Eliminación del agua (parcial)	Reducción biológica de materia orgánica	Destrucción de la materia orgánica	Reducción de patógenos-virus
Acondicionamiento						
Espesamiento						
Deshidratación						
Digestión a) Aeróbica b) Anaeróbica						
Incineración						
Desinfección						

Fig. 6.6 Procesos unitarios empleados en el tratamiento de lodos

PROCESO DE TRATAMIENTO	DESCRIPCION
<p>TRATAMIENTO PRELIMINAR Y TRATAMIENTO PRIMARIO</p>	<p>El tratamiento preliminar incluye remoción del material grueso por medio de rejillas, desmenuzando del material removido para su reintegración al agua por tratar y remoción de arenas, gravas y otros sólidos pesados inertes. El tratamiento primario abarca la sedimentación primaria, con aditivos coagulantes o sin ellos, y la remoción de sólidos flotantes y grasas; ocasionalmente se aplica cloro en esta fase.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • ESPUMACION 	<p>Se basa en la formación de espumas mediante inyección de aire y recolección superficial, con objeto de remover parcialmente la concentración de detergentes refractarios.</p>
<p>TRATAMIENTO SECUNDARIO</p>	
<ul style="list-style-type: none"> • LAGUNAS DE ESTABILIZACION 	<p>En ellas se produce la oxidación biológica de las aguas residuales mediante procesos aerobios, caso en el cual se denominan de <u>oxidación o aerobias</u>, aerobios y anaerobios, en las lagunas <u>facultativas</u>, o totalmente anaerobios. Básicamente, la oxidación es generada por procesos fotosintéticos de algas microscópicas bajo la acción solar; este proceso es sensible a la temperatura, la relación precipitación- evaporación, la insolación y la velocidad del viento. En su diseño debe cuidarse que el tiempo de retención, de unos 30 días, no se vea perjudicado por la ocurrencia de corto circuitos del flujo. Normalmente tiene trantes de 1 a 1.5 metros.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • LODOS ACTIVADOS 	<p>Se basa en la formación de un sistema biológico, en el cual los sólidos orgánicos contenidos en las aguas residuales sirven de alimento a una masa microbiana en un medio suspendido y provisto de oxigenación adecuada; se complementa con sedimentación secundaria, para la remoción de los sólidos biológicos y la recirculación de una parte de los mismos. Tiene distintas variaciones, como las siguientes:</p> <p><u>Flujo de pistón.</u> El suministro de aire a lo largo del reactor es variable.</p> <p><u>Mezcla completa.</u> Las concentraciones de alimento, microorganismos y aire son uniformes en el reactor de aeración.</p> <p><u>Aeración por pasos.</u> El influente y el aire son introducidos al reactor en distintos puntos del proceso.</p> <p><u>Oxigenación con oxígeno puro.</u> Permite el ingreso de mayores cargas o la disminución del tiempo de retención.</p> <p><u>Aeración extendida.</u> Se diseña con mayores tiempos de retención hidráulicos, y opera con altas concentraciones de sólidos en una mezcla completa, produciendo un efluente nitrificado y lodos más estables.</p> <p><u>Zanjas de oxidación.</u> Representan una variación del sistema de aeración extendida, con agitación mecánica y oxigenación por difusión.</p> <p>Los sistemas de aeración extendida resisten mayores fluctuaciones en la carga orgánica o hidráulica, son de fácil operación y producen lodos mineralizados, aunque pueden tener alto consumo de energía. En todos los procesos de lodos activados, la sedimentación eficiente es esencial para un desempeño adecuado del sistema.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • FILTROS PERCOLADORES O ROCIADORES 	<p>Es un sistema biológico de medio fijo, en el cual el agua residual se hace percolar a través de un lecho de piedras o elementos plásticos, en la superficie de los cuales se forma una película bacteriana que aprovecha la materia orgánica del influente, se acompaña de un sedimentador secundario, del que puede hacerse recircular parte del gasto al filtro. El sistema es fácil de operar, es posible atenuar, mediante la recirculación, los choques de carga orgánica influente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • DISCOS BIOLÓGICOS 	<p>Es el segundo sistema usual de medio fijo; en éste, un sistema rotatorio de discos, construidos en material plástico, se encuentra sumergido parcialmente en las aguas residuales, formando una película biológica en su superficie. En este sistema no hay recirculación.</p>

PROCESO DE TRATAMIENTO	DESCRIPCION
TRATAMIENTO TERCARIO	
<ul style="list-style-type: none"> • COAGULACION-SEDIMENTACION 	<p>Consiste en:</p> <ul style="list-style-type: none"> - adición de coagulantes químicos a las aguas residuales para remoción de contaminantes mediante precipitación. - mezclado rápido de los productos químicos con el agua. - mezclado lento para permitir la formación de floculos. - y sedimentación sin ninguna mezcla para separar los floculos formados. <p>Se emplean como coagulantes cal, sales de aluminio, sales de fierro y polimeros. Es un proceso complicado en su operación y mantenimiento, y depende más del control adecuado del proceso químico que de la calidad del influente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • FILTRACION 	<p>El efluente de otro proceso se hace percolar a través de un medio filtrante granular, por gravedad o por bombeo, hasta que éste se obstruye y es necesario efectuar un retrolavado. Los medios filtrantes se componen de dos o más lechos distintos; se utilizan para el efecto arena, antracita, carbón activado y resina. Se requiere de un monitoreo cuidadoso de la calidad del efluente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • RECARBONATACION 	<p>Consiste en añadir CO_2 al agua tratada previamente con cal, con objeto de reducir su pH y evitar posterior sedimentación de depósitos de calcio. Puede llevarse a cabo también añadiendo un ácido débil, aunque así no se logra la remoción del calcio del efluente. Su operación no es complicada.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • ADSORCION CON CARBON ACTIVADO 	<p>El agua percola en un medio de carbón activado, en el que la materia orgánica soluble es absorbida en los poros de las partículas de carbón hasta que éste pierde su capacidad de adsorción; requiere de regeneración o sustitución periódica, no de retrolavado.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • NITRIFICACION 	<p>Consiste en oxidar el nitrógeno amoniacal a nitrógeno de nitratos, mediante el empleo de procesos de tratamiento biológico en reactores mezclados, con tiempos de retención y manejo de concentraciones de sólidos adecuados, o mediante procesos de dos pasos, para remoción de materia carbonácea y de nitrógeno, respectivamente. Requieren, además, de mayor control de la calidad del agua influente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • DENITRIFICACION 	<p>Es un proceso en el que el nitrógeno de nitratos es reducido a gas nitrógeno, evitando la oxigenación de la mezcla o, incluso, inyectándole metanol como fuente complementaria de carbón.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • CLORACION A PUNTO DE QUIEBRE 	<p>Consiste en la dosificación de cloro para oxidar la materia orgánica nitrogenada hasta lograr mantener cloro residual libre. Se aplica como complemento a otros sistemas de remoción de contaminantes orgánicos y nutrientes.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • OSMOSIS INVERSA 	<p>Consiste en la inversión del proceso de osmosis mediante la aplicación de presión en el lado de mayor concentración de sales, puede presentarse taponamiento de la membrana, por lo que se utiliza para efluentes con alto grado de tratamiento previo.</p>
DESINFECCION	
<ul style="list-style-type: none"> • CLORACION 	<p>Se utiliza cloro como oxidante para desinfectar las aguas residuales tratadas, monitoreando el cloro residual para controlar la dosificación. Su eficiencia depende de diversos factores. En ocasiones es necesario decolorar los efluentes, mezclándolos con dióxido de azufre.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • OZONACION 	<p>Se utiliza ozono como oxidante para remover virus, bacterias y otros organismos patógenos, así como olor, color y sabor del agua tratada, presenta eficiencia y confiabilidad altas, aunque no tiene capacidad residual para protección de los efluentes.</p>

CUADRO 6.5

ABREVIATURAS:

DBO₅: Demanda Bioquímica de oxígeno (5 días-20° C); **DQO**: Demanda Química de oxígeno; **COLIF**: Coliformes Totales; **SAAM**: Sustancias Activas al Azul de Metileno; **NO₂-NO₃**: Nitrógeno de nitritos y nitratos; **N (NH₂)**: Amoniaco; **PO₄**: Fosfatos Totales; **COND.**: Conductividad; **ALC**: Alcalinidad Total; **GR/AC**: Grasa y Aceite; **DZA. TOT.**: Dureza total; **pH**: potencial hidrógeno; **S.SED.**: Sólidos Sedimentables; **SDF**: Sólidos Disueltos Fijos; **SDV**: Sólidos Disueltos Volátiles; **SSF**: Suspendidos Fijos; **SSV**: Suspendidos Volátiles; **TURB**: Turbiedad; **CLS.**: Cloruros **N:D**: No se ha definido de manera concluyente. (+) Se produce un incremento;

1. Considerando sales de Magnesio y Calcio.
2. Considerando Magnesio, Calcio y Hierro.
3. Incluyendo sólidos disueltos fijos y volátiles (totales)

(Los espacios en blanco indican que no hay remoción considerable)

CUADRO 6.6 REMOCION O DESTRUCCION DE BACTERIAS Y PROTOZOARIOS POR DIFERENTES PROCESOS DE TRATAMIENTO

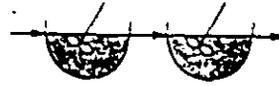
PROCESO	REMOCION, EN %	
	BACTERIAS	HUEV. PROT.
• REJILLAS GRUESAS	0-5	=====
• CRIBAS FINAS	10-20	=====
• CAMARAS DESARENADORAS	10-25	=====
• SEDIMENTADORES	25-75	30-70
• PRECIPITACION QUIMICA	40-80	=====
• FILTROS ROCIADORES	90-95	=====
• LODOS ACTIVADOS	90-98	90-99
• CLORACION DE EFLUENTES	98-99	99-100

REACTORES

Los contenedores, depósitos, vasijas o tanques en donde se llevan a cabo reacciones químicas o biológicas, comunmente se les llama "reactores", los principales tipos de reactores usados en el tratamiento de aguas residuales son: 1. Batch, 2 Piston (también conocido como flujo tubular) 3. Completamente mezclado, 4. Completamente mezclados en serie, 5. Flujo disperso, 6. Lecho empacado y 7. Lecho fluidizado.



• Batch



Completamente mezclado en serie



• Piston



Completamente mezclado



Lecho empacado



Flujo disperso



Lecho Fluidizado

Fig 6 7 Pncipales tipos de reactores utilizados en el tratamiento de las aguas residuales

6.9.2 PRINCIPALES CRITERIOS GENERALES

PLANTAS DE TRATAMIENTO TERMINALES

a) **Ubicación.** Se ajusta al proyecto de la red de drenaje; las plantas se ubican en las partes más bajas del área drenada, en puntos cercanos a los cuerpos receptores y que cuenten al mismo tiempo con las mejores condiciones de comunicación y acceso para transporte del personal, el

equipo, los materiales para proceso y los residuos del tratamiento, con suministro de energía eléctrica o cercanía a líneas de transmisión existentes. Se prefiere que queden aisladas de zonas habitacionales.

La ubicación del predio definitivo se hace una vez que se conocen la capacidad y el sistema de tratamiento a utilizar, ya que dependiendo de ello varían las necesidades de superficie, geometría o topografía. Se evalúan también el tipo de suelo, el régimen de propiedad, el costo y las adecuaciones necesarias para dejar listo el terreno para la construcción de las instalaciones.

- b) **Capacidad.** Está definida por los caudales que aporte el área drenada correspondiente. Cuando no se cuenta con aforos, es común calcularla como un porcentaje de la dotación de agua potable multiplicado por la densidad de población y por el área, a pesar de que los dos primeros datos pueden ser aproximados o supuestos. En México, según al CNA, es el 75% del agua potable. Los principales errores ocurren cuando se usan dotaciones recomendables de acuerdo al clima, las que pueden ser superiores a las reales.

Es importante reiterar que la capacidad se define en forma modular, por ejemplo, cinco módulos de 100 l/s para una primera etapa de 500 l/s de capacidad total como gasto medio. Un diseño excedido cuesta tener ocioso el equipo; asimismo, un diseño escaso obliga a la sobrecarga de los módulos, con disminución en la eficiencia de los procesos o franca inoperabilidad y a la gestión de financiamiento fuera de programa, además de causar el incumplimiento de las normas de descarga y el pago de las cuotas o multas correspondientes. De ahí la importancia de contar, cuando sea posible, con la mayor cantidad de aforos de los colectores, además de datos reales de suministro de agua potable y consumos industriales y comerciales.

- c) **Sistema de Tratamiento.** Se selecciona para cumplir con los requisitos de descarga en cuerpos naturales de agua, o cuerpos receptores, según el nivel de remoción necesario para los principales parámetros de calidad.

Sin embargo, en algunos casos no se pueden satisfacer los requisitos de descarga para todos los parámetros mediante sistemas de tratamiento accesibles a la capacidad financiera de los organismos operadores de los sistemas de drenaje o de los municipios. Por ello, se ha tomado como un nivel mínimo convencional el tratamiento secundario con desinfección de efluentes y tratamiento de lodos, aunado a la normalización del saneamiento en las fuentes particulares de las aguas residuales. También influyen en la selección del sistema la disponibilidad de sitios para ubicación de las instalaciones, las características del suelo en la zona, las posibilidades de reúso del efluente, la facilidad en la operación, su adecuación al clima, el consumo de energía, la disponibilidad de reactivos y otros materiales para procesos, la confiabilidad requerida de la calidad del efluente y el impacto ambiental de las instalaciones.

PLANTAS DE TRATAMIENTO INTERMEDIAS, AGUA PARA REUSO

Enseguida se mencionan algunas de las particularidades del diseño de plantas de tratamiento para reúso.

En general, los proyectos de tratamiento de aguas residuales siguen los mismos criterios indicados en el punto anterior, aunque existen algunas diferencias importantes:

- a) **Ubicación.** Las plantas de tratamiento para reúso se ubican en los sitios más adecuados en relación con las zonas de generación de aguas residuales y las zonas en que se encuentran los usuarios potenciales. Por otra parte, tomando en cuenta que estas plantas se encuentran

en la mayoría de los casos dentro de áreas urbanas, es importante considerar el impacto ambiental que pueden provocar, dependiendo del sistema que apliquen.

- b) **Sistema de Tratamiento.** El sistema seleccionado en una planta para reúso depende primordialmente del costo mínimo para lograr la calidad más conveniente, de manera que se satisfaga la que requiera el mayor número de usuarios a costo competitivo contra el agua potable. En los demás aspectos, los criterios aplicados son semejantes a los de las plantas terminales.
- c) **Capacidad, modulación y crecimiento.** La capacidad de una planta para reúso se define a partir de la generación aprovechable de agua residual y de la demanda de agua renovada. En su modulación influye también la necesidad de contar con la mayor confiabilidad posible en la calidad y el gasto del efluente, aquí la capacidad se puede determinar con mayor exactitud.

CUADRO 6.5 EFICIENCIA DE REMOCION DEL OS PRINCIPALES CONTAMINANTES

SISTEMA DE TRATAMIENTO	PARAMETROS O CONTAMINANTES																			
	BOD ₅	DOO	COXI	SAAM	NO ₃ -NO ₂	N (NH ₄)	PO ₄ TOT.	COND	ALC	GRVA C	DZA TOT	pH	COL.	SOL. SED	SDF	SDV	SSF	SSV	TURB	CLS
CRIBADO Y DESLIEGADO	0.5													0-20						
REMOCION DE GRASAS	0.5									15-50										
SEDIMENTACION PRIMARIA											10-20	50-60					80	40	30-40	
ESPUMACION				80-90																
LODOS ACTIVADOS (CONVENCIONAL)	75-90	60-75	75-90	50-75		50-75	25-50	80-90	25-50	50-75			50-60			0-5	90	90	80-90	
AERACION EXTENDIDA	90-75	50-75	75-90	50-75	+	75-90	25-50	90-95	25-50	50-75			50-60				90	90	80-90	
NITRIFICACION	50-75	50-75	75-90		+	75-90	50-60	50-65											80-90	
DNITRIFICACION	0-25	0-75				75-95	25-50	50-60	35-45											
FILTROS PERCOLADORES O ROCIADORES	50-75	50-75						80-70												
DISCOS BIOLÓGICOS	90-95							80-95												
COAGULACION SEDIMENTACION	50-75	50-95	75-90	25-50			70-95	65-90	VAR	25-50	20'									
FILTRACION DESPUES DE LODOS ACTIVADOS	25-50	25-50				50-75	25-50	50-60	70-80	80-85										
RECARBONATACION											30'	VAR								
ADSORCION CON CARBON ACTIVADO	50-75	25-50	0-25	50-75	0-25	25-50	80-90	60-70	+	25-50					10		95	95	70-75	10
SEPARACION DE AMONIACO						50-99						VAR								
INTERCAMBIO IONICO	25-50	25-50				75-90		60-70							95					90-95
CLORACION A PUNTO DE QUEBRE			50-80	50-75		75-99														
OSMOSIS INVERSA	75-90	75-80	75-90	50-75			99						70'		90	90				80
DESINFECCION CON CLORO			95-99																	
OZONACION			95-99	0-25						25-50					10					

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 6

6.6.3 LINEAMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

Todo sistema deberá tener una vida útil de 30 años operando a su capacidad de diseño y conservar el mismo nivel de calidad del efluente durante este periodo.

Los sistemas de tratamiento deberán estar suficientemente sustentados en parámetros y criterios de diseño referidos en bibliografía o probados experimentalmente en modelos a escala real o piloto, sometidos a un riguroso análisis estadístico.

Todo diseño deberá estar provisto de los elementos suficientes que faciliten y garanticen la operación continua a su capacidad de diseño, así como el servicio rutinario de mantenimiento.

En todo diseño se deberá favorecer la simplicidad en la operación, en el mantenimiento y se buscará la economía en estos aspectos.

Todos los equipos, materiales, accesorios, dispositivos y mecanismos de diversa índole que contemple el diseño del sistema deberán ser nuevos, de primera calidad o reconocido prestigio y producidos por un fabricante acreditado.

Los equipos de bombeo y la maquinaria instalada dentro de la planta que produzcan una intensidad sonora considerable deberán estar aislados en locales acondicionados acústicamente para reducir dicha intensidad.

El diseño de un sistema de tratamiento deberá estar sujeto a una mínima generación de subproductos o residuos e integrar los elementos de tal forma, que garanticen su apropiado manejo y disposición.

Todo sistema de tratamiento deberá estar provisto de un sistema de tratamiento de lodos.

En todo diseño se deberá contemplar la necesidad de un área mínima, la cual puede usarse en futuras ampliaciones o para áreas verdes. La siguiente tabla muestra el área libre requerida en función del tamaño del predio; sin embargo en construcciones como lagunas de estabilización, con una gran superficie de terreno, el espacio libre no sigue la proporción señalada.

SUPERFICIE DEL PREDIO (m ²)	AREA LIBRE (%)
• Menos de 500	20.00
• Más de 500 hasta 2000	22.50
• Más de 2000 hasta 3500	25.00
• Más de 3500 hasta 5500	27.50
• Más de 550	30.00

Las plantas de tratamiento deberán contar con espacios para estacionamientos en una proporción de 1 cajón por 50 m² de terreno.

Se deberá evitar el uso indebido de zonas arboladas, salvo en casos autorizados por autoridades locales y federales responsables del área.

Por ningún motivo se elegirán los cauces o vegas de los ríos, ya sean efimeros o intermitentes, como sitios de construcción.

El diseño deberá garantizar la seguridad del personal que opere el sistema.

Cuando el sistema de tratamiento requiera de almacenar, transportar o usar sustancias tóxicas o explosivas, deberán integrarse todos los elementos que garanticen la prevención de accidentes y los medios de controlarlos en caso de ocurrencia.

Todos los lineamientos generales de diseño deberán sustentar el proyecto de ingeniería básica, el cual contendrá las características generales del proceso, diagramas de flujo, balances de masas y energía y dimensiones de cada una de las operaciones unitarias que integran el sistema de tratamiento.

Todo proyecto deberá acompañarse de un estudio económico en el que se establezcan los costos de amortización, operación y mantenimiento.

6.7 CONTROL DE GASTOS

VERTEDOR DE ALIVIO

Un punto fundamental en el manejo de los gastos y en la operación de la planta es el vertedor para las crecidas, su misión es la de evacuar en el cauce o en el cuerpo de agua mas próximo el excedente del caudal sobre el que se ha calculado como tope para el funcionamiento de la planta de tratamiento.

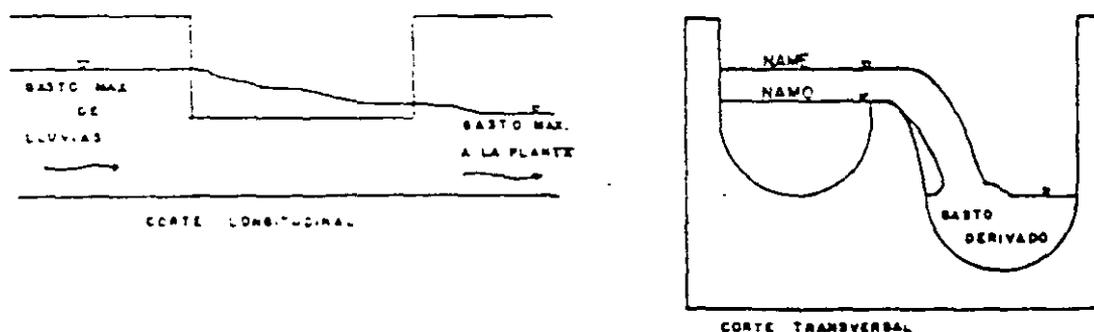
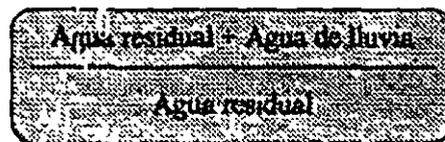


Fig. 6.8 Esquema de un vertedor de alivio

Inicialmente se pensaba que en tiempo de lluvias, el agua que llegaba a la planta estaba tan diluida, que no era necesario realizar su tratamiento; sin embargo se ha comprobado que, en general, el agua de lluvia recogida en los primeros 10-15 minutos de la precipitación está tan contaminada como el agua residual de tipo medio y a partir de los 20-30 minutos como el agua residual diluida.

Lo anterior hace pensar en la necesidad de construir depósitos de retención o tanques de tormenta con tiempos de permanencia de 20 a 30 minutos, que recojan los primeros escurrimientos con alta contaminación. Una vez finalizada la aportación de tormenta, el volumen retenido en estos depósitos se introduce en la depuradora para su correcto tratamiento.

En caso de no existir este tanque de tormenta, el estudio del coeficiente de dilución será función directa del tipo de red de alcantarillado (secciones, pendientes, sistemas de limpieza) y de las características de la cuenca receptora. Se expresa por el coeficiente



y los valores oscilan normalmente entre 2 y 5

DERIVACIONES INTERNAS O BY PASS

Al diseñar el tren de agua, se deberá considerar una desviación o derivación, generalmente tubería debidamente dimensionada para cuando no sea necesario que trabaje la planta o alguno de los procesos, por lo mismo estos procesos deberán estar interconectados a través de esta desviación y contar con los dispositivos necesarios para su seccionamiento. Al igual que el vertedor de alivio se deberá dirigir el caudal derivado hacia un cauce o un cuerpo de agua.

6.8 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

Las estructuras que integran las plantas de tratamiento de aguas residuales se pueden dividir en dos grupos:

- Edificación
- Tanques y depósitos.

Las edificaciones que usualmente interviene en las plantas de tratamiento son:

- Edificio de oficinas
- Edificio de cloración.
- Edificio de deshidratación.
- Edificio de almacenamiento y dosificación de reactivo
- Laboratorio

- Servicios generales.
- Bodegas
- Taller
- Cuarto de control de motores
- Cuarto de compresores o de sopladores
- Caseta de vigilancia
- Subestación eléctrica

Los depósitos requeridos generalmente en plantas de tratamiento son:

- Caja receptora
- Cárcamo de bombeo
- Canales
- Medidores Parshall
- Desarenador
- Sedimentador



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN MANEJO
INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES

MODULO III: CA100 TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA:
TRATAMIENTO PRELIMINAR O
PRETRATAMIENTO

**EXPOSITOR: MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2003**

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 7 TRATAMIENTO PRELIMINAR O PRETRATAMIENTO

- 7.1 CRIBADO O DESBASTE
- 7.2 DESARENADORES
- 7.3 FLOTACION
- 7.4 IGUALACION HOMOGENIZACION
- 7.5 PRECLORACION Y PREAREACION

7.1 CRIBADO O DESBASTE

La primera operación unitaria en las plantas de tratamiento de aguas residuales es el cribado o desbaste. El propósito es remover sólidos gruesos como papel, trapos, madera, plásticos y otros, ya que si no se eliminan pueden dañar el equipo de bombeo y el de concentración de lodos, atorarse sobre los aeradores mecánicos, bloquear tuberías, boquillas, creando serios problemas de operación y mantenimiento. Las características se presentan en la tabla 7.1.

Es importante hacer notar que el tipo de material y las cantidades que se separan en las rejillas varían con las horas del día y, sobre todo, cuando hay precipitaciones pluviales. En este último caso, el agua de lluvia arrastra material que no fue arrastrado bajo otras condiciones. Otro efecto del arrastre por agua de lluvia es la formación de aglomeraciones de fibras y pelo que puede afectar negativamente la operación de bombas y otros dispositivos de medición. Estas formaciones pueden ser separadas eficientemente en rejillas.

TABLA 7.1 TIPOS DE DISPOSITIVOS PARA CRIBADO

TIPOS	ABERTURA (cm)	PROPOSITO
• REJAS PARA BASURA	5-10	Protege las bombas y equipo de los objetos grandes (troncos, trapos, botes, etc.)
• REJILLAS	1.5-5	Parecidas a las rejas con aberturas más pequeñas para separar materiales más pequeños
• TAMICES	0.22-0.32	Protegen las boquillas de los filtros percoladores
• DESMENUZADORES	0.75-2	Reducir el tamaño de los materiales mediante trituración o corte, sin removerlos de las aguas residuales

CLASIFICACION DE CRIBAS

Las cribas pueden ser de limpieza manual o mecánica y de acuerdo al tamaño de aberturas se clasifican en gruesas y finas:

Cribas gruesas

Este tipo de cribas representan generalmente el primer paso en el tratamiento de aguas residuales y consisten en rejillas, tamices y trituradores (comminutors).

Cribas finas

Generalmente tienen aberturas de 2 a 6 mm y en la actualidad se usan ya sea como una etapa de pretratamiento o bien para mejorar los efluentes del tratamiento secundario.

Las cribas finas pueden ser fijas o móviles. Las cribas fijas o estáticas se mantienen permanentemente en posición vertical, inclinada u horizontal y deben limpiarse con rastrillos o cepillos. Las cribas móviles se limpian continuamente mientras están operando. Ambos tipos de cribas pueden ser capaces de remover de 20 a 35 por ciento de Sólidos Suspendidos y DBO₅.

REJILLAS

Las rejillas (cribas gruesas) se fabrican con barras de acero u otro material de alta resistencia, las cuales van soldadas a un marco que se coloca transversalmente al canal; son comúnmente utilizadas en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales de tamaño medio y grande y su limpieza puede ser manual o mecánica. Las rejillas de limpieza manual tienen ángulos de inclinación típicos respecto a la horizontal de 45 a 60 grados. En rejillas mecánicas esta inclinación es de 45 a 90 grados con valores típicos de 60°. En la tabla 7.2 se presenta la información de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica.

TABLA 7.2 INFORMACIÓN TÍPICA DE DISEÑO PARA REJILLAS DE LIMPIEZA MANUAL Y MECÁNICA

CONCEPTO	LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECÁNICA
• VELOCIDAD A TRAVÉS DE LAS REJILLAS, M/S	0.3 - 0.6	0.6 - 1.0
• TAMAÑO DE LAS BARRAS: <input type="checkbox"/> Ancho, mm <input type="checkbox"/> Profundidad, mm	4 - 8 25 - 50	8 - 10 50 - 75
• SEPARACIÓN LIBRE ENTRE BARRAS, MM	25 - 75	10 - 50
• PENDIENTE CON RESPECTO A LA HORIZONTAL, GRADOS	45 - 60	75 - 85
• PÉRDIDA DE CARGA ADMISIBLE, MM (EN REJILLA COLMATADA) <input type="checkbox"/> Admisible, mm <input type="checkbox"/> Máxima, mm	150 800	150 800

Rejillas de limpieza manual

Las rejillas de limpieza manual en los sistemas de tratamiento de aguas residuales se localizan generalmente antes de los sistemas de bombeo para su protección. La tendencia en los últimos años ha sido instalar rejillas de limpieza mecánica o trituradores, no sólo para

Se deben instalar por lo menos dos rejillas, cada una diseñada para operar con el gasto pico de diseño. Una rejilla se opera mientras la otra se alterna. Para el mantenimiento de rutina se deben considerar medios (compuertas) para detener el flujo y drenar el canal

La estructura de entrada debe tener una transición suave o divergente con el fin de minimizar las pérdidas de carga a la entrada al pasar las aguas residuales del interceptor al canal y prevenir la sedimentación y acumulación de arenas. En forma semejante, la estructura de salida debe tener convergencia uniforme. El efluente de canales individuales puede combinarse, mantenerse separado, según sea necesario. En la figura 7.5 se muestran algunos arreglos de canales con rejillas.

En todos los casos se deben tomar en cuenta las pérdidas de carga por entrada, salida, curvas, ampliaciones y contracciones.

Pérdida de carga

La pérdida de carga a través de las rejillas se calcula a partir de las siguientes ecuaciones:

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

$$h_L = \beta (W/b)^{4/3} hv \sin \theta$$

$$h_L = (1/2g)(Q/A)^2$$

La ecuación (1) se emplea para calcular la pérdida de carga a través de barras limpias o parcialmente colmatadas, mientras que la ecuación (2) se usa para calcular la pérdida de carga a través de cribas limpias solamente. La ecuación (3) es la fórmula común de orificios y también se usa para calcular la pérdida de carga a través de cribas finas como mallas o tamices.

Simbología:

h_L = Pérdida de carga a través de la rejilla, en m.

V, v = Velocidad a través de la rejilla y en el canal aguas arriba de la rejilla, m/s

g = Constante de gravedad = 9.81 m/seg²

W = Ancho máximo de la sección transversal de las barras frente a la dirección del flujo (espesor), en m

b = Espaciamiento libre mínimo de las barras, en m.

e = Angulo de la rejilla con la horizontal

hv = Carga de velocidad del flujo que se aproxima a las rejillas, en m.

Q = Gasto a través de la rejilla

A = Area abierta efectivamente sumergida, en m²

C = Coeficiente de descarga, igual a 0.60 para rejillas limpias

B = Factor de forma de las barras (figura 7.4 y Tabla 7.3)

reducir a un mínimo el trabajo manual de limpiar las rejillas, sino también para disminuir los reboses y desbordamientos que se producen por el atascamiento de las mismas.

La longitud (profundidad) de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. En la parte superior de la rejilla deberá colocarse una placa perforada para que los sólidos removidos puedan almacenarse temporalmente para su desagüe. En la figura 7.1 se muestra una rejilla de limpieza manual típica.

El canal donde se ubica la rejilla debe proyectarse de modo que se evite la acumulación de arena y otros materiales pesados antes y después de la reja. De preferencia, el canal debe ser recto, perpendicular a la rejilla para procurar una distribución uniforme de los sólidos en la sección transversal al flujo y sobre la rejilla.

Con objeto de proporcionar suficiente superficie de rejilla para la acumulación de basuras entre las operaciones de limpieza, es esencial que la velocidad de aproximación se limite a 0.45 m/s caudal medio. Conforme se acumulan las basuras, obturando parcialmente la reja, aumenta la pérdida de carga, sumergiendo nuevas zonas a través de las cuales va a pasar el agua. El diseño estructural de la rejilla ha de ser adecuado para evitar su rotura en caso de que llegue a taponarse totalmente.

Rejillas de limpieza mecánica

Para realizar el proyecto de este tipo de dispositivos, se determina por anticipado el tipo de equipo a utilizar, las dimensiones del canal de la rejilla, el intervalo de variación de la profundidad del flujo en el canal, la separación entre barras y el método de control de la rejilla. Este tipo de rejilla según la empresa fabricante pueden limpiarse, por la cara anterior (frontal) o la posterior. Cada tipo tiene sus ventajas y desventajas. En la figura 7.2 se muestra una rejilla mecánica de limpieza frontal.

En el modelo de limpieza frontal, el mecanismo se halla totalmente enfrente de la rejilla, una posible desventaja de este tipo de rejillas es que si se depositan algunos sólidos al pie de ésta, la pueden obstruir, bloqueando el mecanismo y poniéndolo fuera de operación.

En el modelo de limpieza por la cara posterior se evita precisamente el atascamiento que pudieran ocasionar los sólidos depositados al pie de la rejilla ya que existen diseños en los cuales los rastrillos entran a la rejilla por la zona posterior, pasan por debajo de ella y rastrillean en la cara frontal arrastrando los sólidos que pudieran quedarse en la base de la rejilla (figura 7.3).

FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE REJILLAS

Los principales factores a considerar en el diseño de rejillas son:

Canal de rejillas

Consiste en un canal de sección rectangular. El piso del canal es 7 a 15 cm mas bajo que la plantilla de la tubería de llegada pudiendo ser plano o con pendiente. El canal se diseña para evitar la acumulación de arenas y otros materiales pesados en el mismo canal. Se debe prever un medio de aproximación recto, perpendicular a las rejillas para asegurar una distribución uniforme de los sólidos gruesos en toda el área a cubrir.

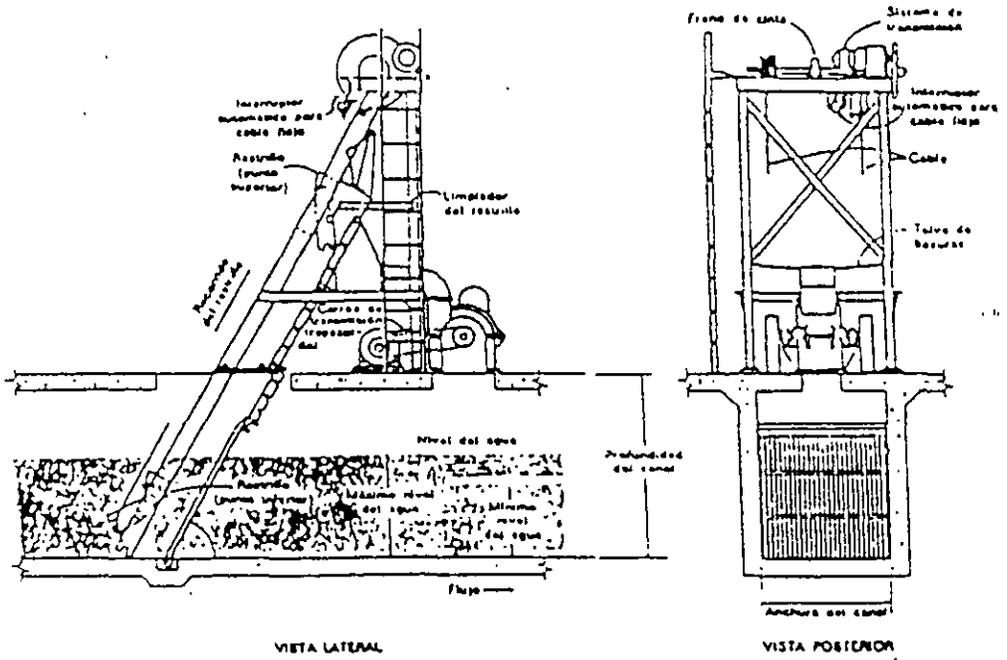


FIGURA 7.2 REJILLA MECÁNICA DE LIMPIEZA FRONTAL

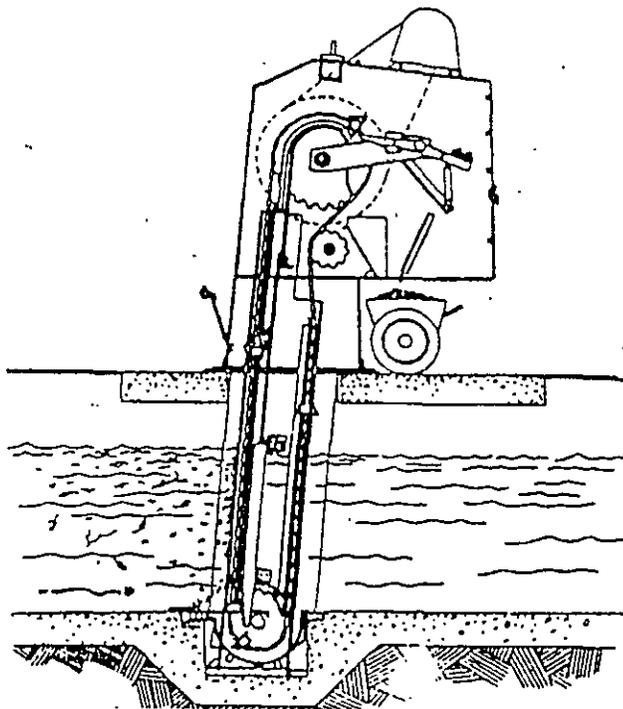
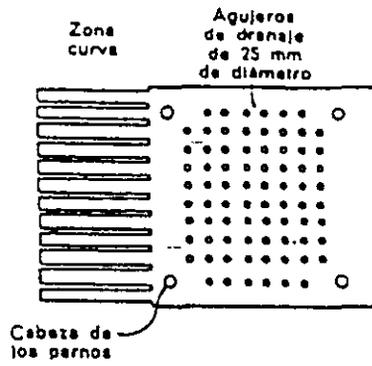
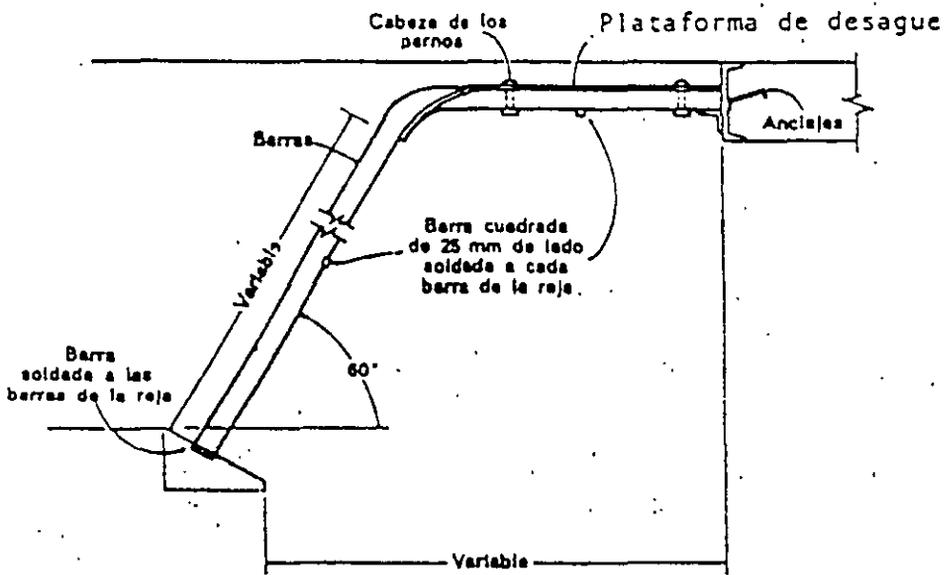


FIGURA 7.3 REJILLA MECÁNICA DE LIMPIEZA POSTERIOR



Vista en planta de la plataforma de desague



Detalle de una rejilla con barras de aluminio

FIGURA 7.1 REJILLA TÍPICA DE LIMPIEZA MANUAL

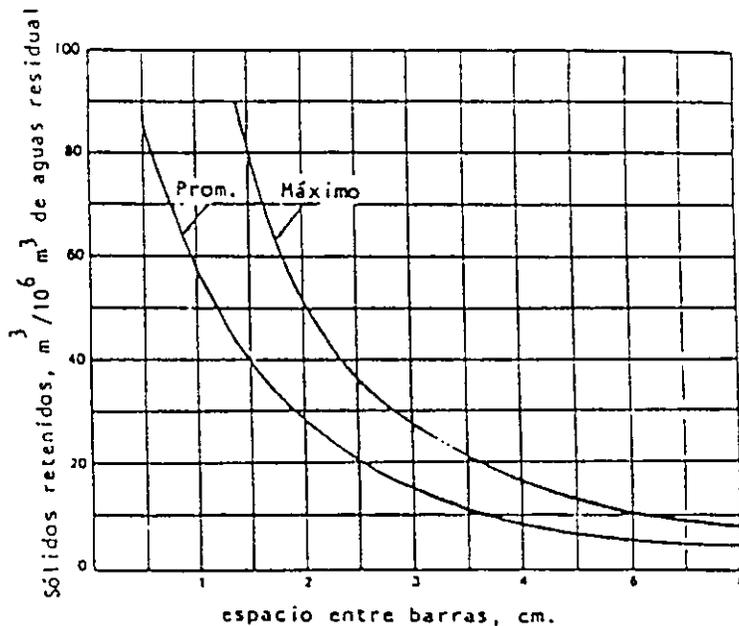


FIGURA 7.6 CANTIDADES DE SÓLIDOS RETENIDOS POR REJILLAS DE LIMPIEZA MECÁNICA

Los cálculos hidráulicos de la rejilla pierden importancia y significado cuando se acumula el material en ella, por lo cual se recomienda proceder de la siguiente forma para el diseño de cualquier tipo de reja:

- Se escoge de forma arbitraria (o con base en la experiencia) el ancho del canal y se estima el área libre que queda al paso del agua después de restar el área expuesta de las barras.
- Se calcula entonces la velocidad del agua y se tantea el ancho del canal para que la velocidad del agua antes de las rejillas no sea menor de 0.5 m/s

El valor mínimo de 0.5 m/s es un valor de experiencia que se selecciona porque no permite que partículas pequeñas sean retenidas por la reja y tampoco permite que la arena se deposite en el canal de rejillas.

Remoción de sólidos

Las rejillas que se limpian manualmente tienen barras inclinadas para facilitar el rastrillado. El material se coloca posteriormente sobre una placa perforada para drenarlo y almacenarlo.

Como se ha mencionado, las rejillas que se limpian mecánicamente son del tipo frontal o posterior. En ambos casos el rastrillo viajero mueve el material hacia arriba y lo deja caer en una fosa colectora o en un transportador. El dispositivo de limpieza posterior tiene la ventaja que no se atasca fácilmente debido a obstrucciones en la base de la criba. En ambos tipos, el rastrillo opera continuamente por medio de cadenas sinfin y catarinas. La operación

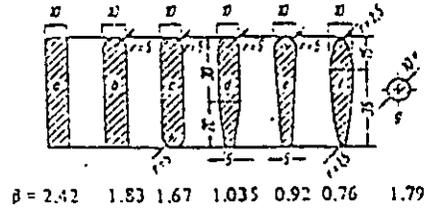


FIGURA 7.4 FACTOR DE FORMA β PARA DISTINTAS SECCIONES DE BARRAS.

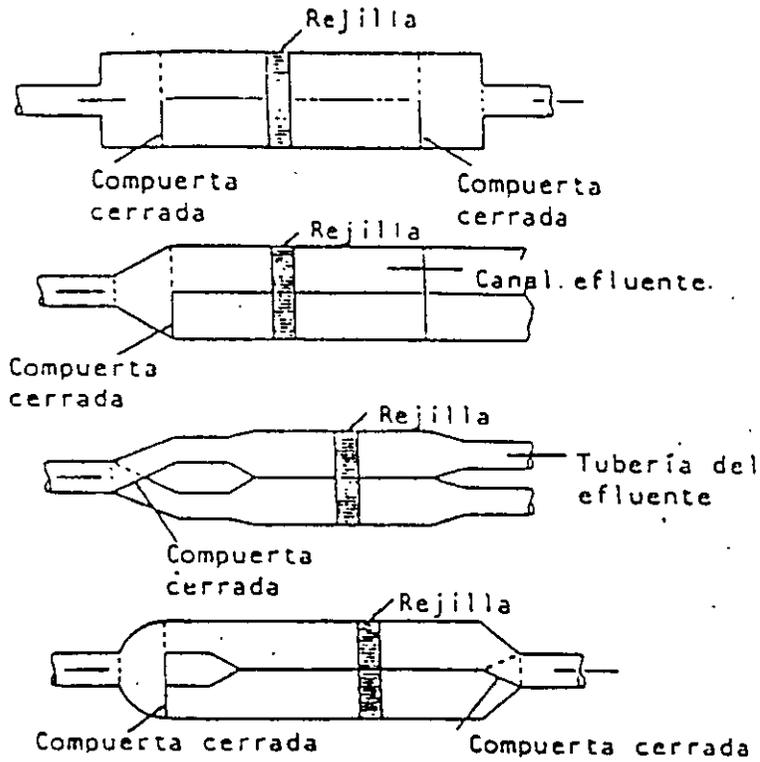


FIGURA 7.5 ARREGLOS DE CANALES DOBLES CON REJILLA

puede hacerse intermitentemente por medio de un reloj o actuarse por una diferencia de pérdida de carga preestablecida a través de la criba

TABLA 7.3 VALORES DE KIRSHMER, I PARA REJILLAS LIMPIAS

TIPO DE BARRA	K
• RECTANGULAR CORTES RECTOS	2.42
• RECTANGULAR CON CARA SEMICIRCULAR AGUAS ARRIBA	1.83
• CIRCULAR	1.79
• RECTANGULAR CON CARA SEMICIRCULAR AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO	1.67

Cantidades y composición de los sólidos retenidos

La cantidad de sólidos retenidos depende del tipo de agua residual, localización geográfica, condiciones climatológicas y características de las cribas.

La cantidad de material retenido por rejillas varía de 3.5 a 80 m³ por cada millón de metros cúbicos de aguas residuales con un promedio aproximado de 20 m³ por cada millón de metros cúbicos. En la figura 7.6 se presenta una gráfica que muestra las cantidades de sólidos removidos en rejillas de limpieza mecánica y la tabla 7.4 la materia retenida por habitante. Los sólidos removidos contienen aproximadamente 80% de humedad y normalmente pesan 960 kg/m³.

El material presenta mal olor y atrae moscas. La eliminación se hace por medio de rellenos sanitarios o incineración. Con frecuencia el material se pasa a través de trituradores y se retorna a la planta de tratamiento

TABLA 7.4 MATERIAS RETENIDAS

SEPARACIÓN LIBRE ENTRE BARRAS (MM)	L/HAB.AÑO
3	15-25
20	5-10
40-50	2-3
Contenido de humedad	>30%
Contenido de materia orgánica	75 - 80%
Contenido de materia inerte	20 - 25%

INFORMACION REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE REJILLAS

- a) Gastos de aguas residuales, incluyendo el flujo pico en época de lluvias y en época de secas y el gasto promedio de diseño.
- b) Datos hidráulicos y de diseño del conducto influente.
- c) Criterios de diseño de la planta de tratamiento
- d) Velocidades a través de las barras
- e) Fabricantes de equipo y catálogos para selección
- f) Condiciones de dispositivos existentes si la planta se va a ampliar
- g) Plano del sitio y contornos
- h) Espaciamiento de las barras y restricciones de pérdida de carga a través de las rejillas y de toda la planta
- i) Velocidades a través del canal de cribado

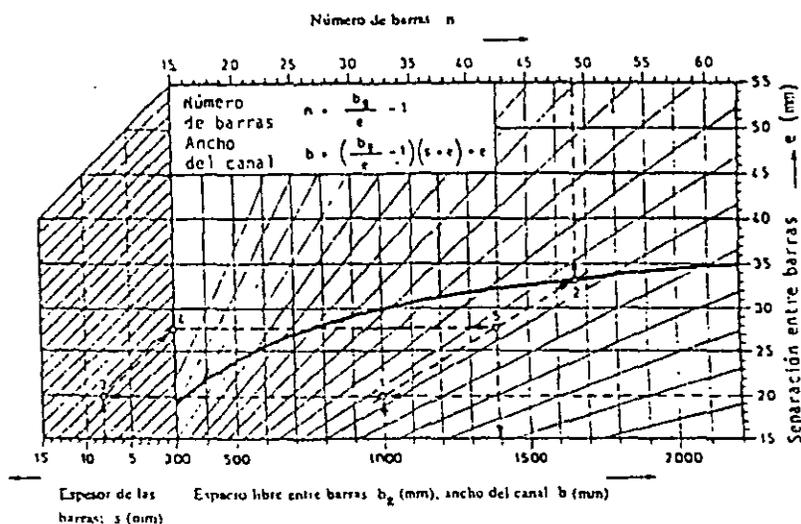


FIGURA 7.7 NOMOGRAMA DE MEDIDAS PARA CONSTRUCCIÓN DE REJAS.

La figura 7.7 muestra un nomograma que se forma utilizando la fórmula

$$b = \left(\left(\frac{b_g}{e}\right) - 1\right)(s + e) + e$$

(Norma Din/9554) donde b = ancho del canal, b_g suma separación entre barras, c = separación entre barras; s= espesor de las barras (todo en mm). Sabiendo que con un área de paso de agua de 1000 mm la velocidad es superior a 0.5 m/s. se escoge una separación entre barras de 20 mm con barras de 8 mm de ancho. Se llega al punto No. 1 y se sigue la paralela hasta la línea curva y se encuentra el punto No. 2. Del punto No. 3 se sigue la paralela hasta el punto No. 4 y después la horizontal hasta cruzar con la línea entre 1 y 2. El punto No. 5 indica el ancho del canal y el punto No. 2 el número de barras dentro del canal.

Tan importante es el hecho de que la velocidad antes de la reja no sea menor a 0.5 m/s como que la velocidad no sea superior a 1.8 - 2.0 m/s cuando se presente la lluvia. Existen

casos en los cuales el ancho del canal no permite trabajar dentro del intervalo y la solución es colocar un mezclador antes de la reja para aumentar la turbulencia o colocar en paralelo otro canal con rejas que permita dividir el caudal y reducir la velocidad cuando hay precipitaciones pluviales.

Tamices.

Existe un tipo de rejillas con aberturas de 22-32 mm (malla 6-60), son conocidas como cribas o tamices. Estos forman parte de equipos patentados consistentes en placas de metal perforadas, como discos, tambores rotatorios o placas metálicas encadenadas en bandas sin fin.

Estas cribas pueden utilizarse en lugar de una sedimentación en lugares donde no haya suficiente espacio para un tanque de sedimentación, y en lugares donde se desee remover sólo una pequeña cantidad de la materia suspendida para la disposición final del efluente.

En la figura 7.8 se muestra un tamiz tipo tambor.

Los tamices modernos son de tipo tambor o disco, provistos de una tela de malla fina de acero inoxidable o de un material poroso. Se encuentran en el mercado en dimensiones entre 1.2-5.4 m de diámetro.

En algunas plantas de tratamiento de agua municipal, se han utilizado este tipo de tamices, colocados para la protección de las boquillas de los filtros percoladores.

También se han utilizado en plantas industriales para el tamizado de las aguas residuales de fábricas de envasado, conservas, curtidos, papelería, textiles, etc.

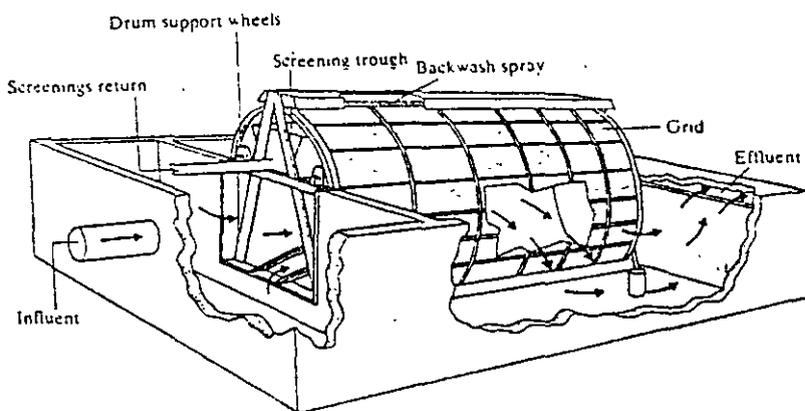


FIGURA 7.8 TAMIZ TIPO TAMBOR.

Otro ejemplo de cálculo de rejillas

Teniendo un ancho igual al del canal desarenador, se necesita conocer el número de barras que pueden instalarse considerando la separación y el espesor especificados.

El cálculo parte de lo siguiente:

Se tienen estas expresiones:

$$\text{Número de barras} = (\text{Ancho libre} / \text{Separación entre barras}) - 1$$

$$\text{Ancho total} = \text{Ancho libre} + (\text{N}^\circ \text{ de barras})(\text{espesor})$$

De ambas ecuaciones se conoce:

$$\text{La separación de las barras} = 2.5 \text{ cm} = 0.025 \text{ m}$$

$$\text{Espesor} = 1.27 \text{ cm} = 0.0127 \text{ m}$$

$$\text{Ancho total} = 0.90 \text{ m (ancho del canal desarenador)}$$

Sustituyendo valores y acomodando términos se tienen un sistema de ecuaciones.

$$\begin{aligned} 0.40 x - y &= 1 \\ x + 0.0127 y &= 0.90 \end{aligned}$$

Donde: x: Ancho libre

y: Número de barras

Resolviendo el sistema se tiene que:

$$\begin{aligned} \text{Ancho libre} &= 0.61 \text{ m} \\ \text{Número de barras} &= 23 \end{aligned}$$

El siguiente paso es encontrar la pérdida de carga y después revisar las velocidades antes y después de la rejilla a fin de elaborar el perfil hidráulico del desarenador.

Trituración o desmenuzado

Los desmenuzadores son dispositivos que fragmentan o trituran el material retenido en las rejas, sin eliminarlo del agua residual.

En algunos casos, el material grueso que se encuentra en las aguas residuales, no puede ser descargado directamente al drenaje, teniendo que ser tratado previamente con trituradores.

Es conveniente usar los trituradores a continuación de un desarenador, para alargar la vida útil del equipo y reducir el desgaste de las superficies cortantes y de aquellas zonas de los mecanismos donde haya espacios libres entre las partes móviles y las fijas. Estos equipos son generalmente instalados en los depósitos de regulación de las estaciones de bombeo, para proteger las bombas de las obstrucciones causadas por los trapos, objetos grandes, etc.

En su instalación es importante colocar un by-pass para cuando se exceda el caudal o haya fallas mecánicas o eléctricas.

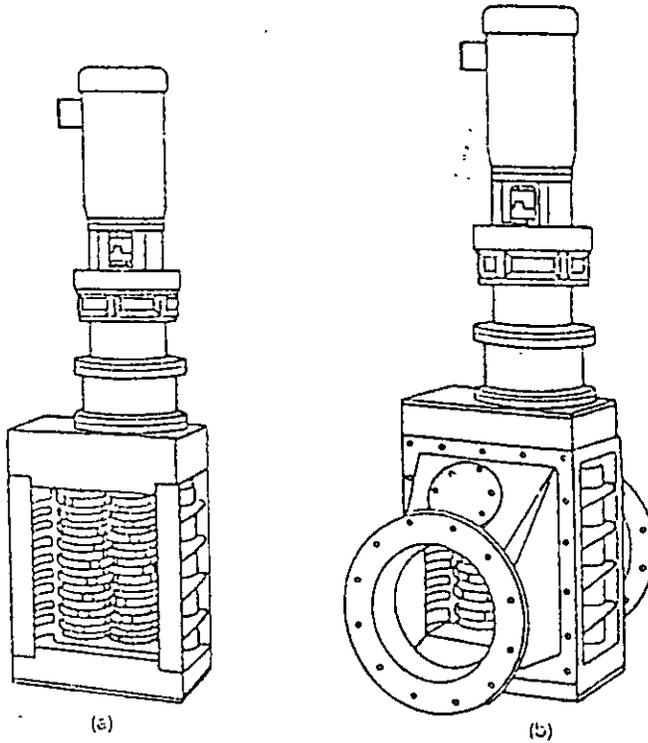


FIG. 7.9 TRITURADORES PARA AGUAS RESIDUALES A) PARA CANAL, B) PARA TUBERÍA

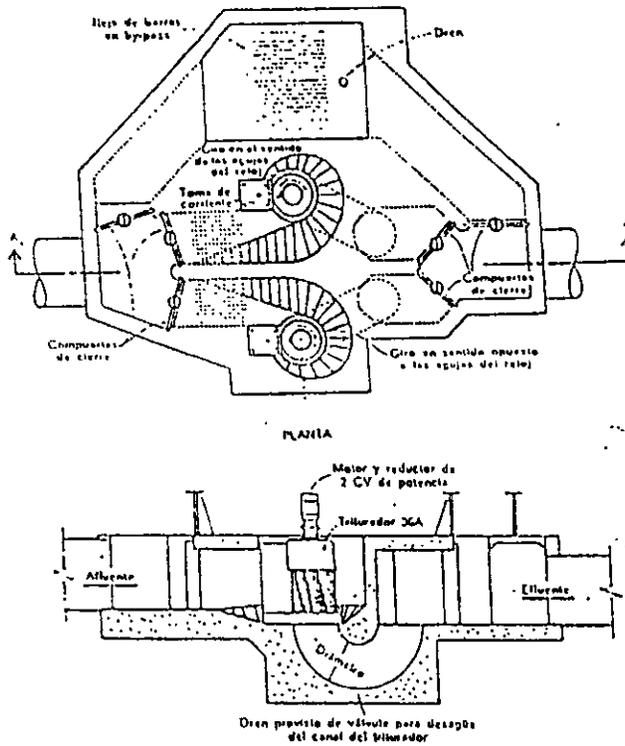


FIGURA 7.10 PLANTA Y SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA INSTALACIÓN DE TRITURACIÓN

7.2 DESARENADORES

Se emplean para separar materiales más pesados que la materia orgánica putrescible (arena, grava, cenizas y otros). Protegen las bombas y otros equipos del desgaste debido a la abrasión, evitan que estos materiales se acumulen en los tanques evitando así obstrucciones y taponamientos.

Su forma es generalmente la de grandes canales, la velocidad de la corriente en ellos disminuye lo suficiente (0.3 m/seg) para que los sólidos orgánicos pesados se depositen, manteniéndose en suspensión los sólidos orgánicos ligeros e inorgánicos finos (menores de 0.2 mm). Es difícil separar únicamente las sustancias minerales, ya que muchos restos de comida tienen grandes diámetros y su velocidad de sedimentación es comparable con la de la arena. Esto hace que el material que se extrae del desarenador contenga partículas orgánicas que pueden causar malos olores si no se les proporciona el manejo adecuado.

Ubicación

Comúnmente se coloca el desarenador después de rejas para evitar que las partículas grandes interfieran en el proceso aguas abajo. La colocación de un canal de demasias es un concepto falso, ya que durante las precipitaciones pluviales se arrastra una mayor cantidad de arena. En este caso es cuando más se necesita el desarenador, por lo cual su diseño debe considerar el manejo eficiente del agua de lluvia.

Si se requiere un cárcamo de bombeo para elevar el agua, se recomienda que el desarenador se coloque antes del cárcamo y después de rejas. El equipo mecánico y electromecánico no sufre daños por arena, pero si se desgasta más rápidamente. Se recomienda separar arena para protección de partes mecánicas.

Tipos de desarenadores

Para separación de sólidos se utilizan principalmente la fuerza de la gravedad (sedimentación) y la fuerza centrífuga (ciclones). En el tratamiento de aguas residuales en México se utilizan principalmente separadores por gravedad.

Se identifican cuatro tipos principales de desarenadores

- de flujo horizontal o velocidad controlada (Fig. 7.11)
- desarenadores aerados (Fig. 7.12 y 7.13)
- Tanques de sección cuadrada o tanques de detritus (Fig. 7.14)
- Tipo vortice (Fig. 7.15)

En los desarenadores de tipo horizontal, el caudal pasa a través del tanque en dirección horizontal y la velocidad de flujo es controlada por las mismas dimensiones de la unidad o mediante el uso de vertedores de sección especial al final del tanque.

Los desarenadores aereados consisten en tanques sujetos a una aeración del tipo flujo en espiral donde la velocidad es controlada mediante sus dimensiones así como por la cantidad de aire suministrada a esa unidad.

Los desarenadores de sección cuadrada o tanques de detritus son simplemente tanques de sedimentación en los cuales la arena y los sólidos orgánicos sedimentan en forma conjunta; los sólidos orgánicos se separan posteriormente por medios mecánicos.

Los desarenadores tipo vórtice (ciclón), el agua entra y sale tangencialmente y las arenas sedimentan por gravedad debido a la inercia y a su densidad mayor que la del agua.

Tanques desarenadores de flujo horizontal o velocidad controlada (fig. 7.11).

Actualmente en México, la mayoría de tanques desarenadores son del tipo de flujo horizontal. Estos tanques se diseñan para mantener una velocidad de flujo cercana a 0.30 m/s. Esta velocidad conducirá las partículas orgánicas a través del tanque y tenderá a resuspender a aquellas que se hubieran sedimentado, sin embargo, permitirá la sedimentación de las arenas.

El diseño de este tipo de desarenadores deberá ser tal, que bajo las condiciones más adversas, las partículas de arena más ligeras lleguen al fondo del tanque antes de llegar a la salida del mismo.

Normalmente, los tanques desarenadores son diseñados para eliminar las partículas que fuesen retenidas en la malla # 65, es decir, con un diámetro mayor a 0.21 mm. La longitud del canal estará regida por la profundidad requerida por la velocidad de sedimentación y la sección de control. El área transversal a su vez está regida por el caudal y el número de canales. Es importante prever cierta longitud adicional para tener en cuenta la turbulencia que se forma en la entrada y en la salida, recomendándose un mínimo de aproximadamente el doble de la profundidad a flujo máximo aunque a veces se puede utilizar una longitud máxima adicional del 50% de la longitud teórica.

En la tabla 7.5 se presentan los datos típicos de diseño para este tipo de desarenadores:

Desarenadores aereados (Fig. 7.12 y 7.13)

El excesivo desgaste del equipo de manejo de la arena y el descubrimiento de acumulaciones de ese material en los tanques de aereación fueron las causas que fomentaron el uso de los desarenadores aereados. Por lo general, estos tanques se proyectan para proporcionar tiempos de retención de casi tres minutos a caudal máximo. La Sección transversal del tanque es semejante a la proporcionada para la circulación en espiral en los tanques de aeración de lodos activados. En la tabla 7.6 se presentan los datos típicos de diseño.

La agitación o velocidad de rotación en el tanque, es el factor que rige el tamaño de las partículas de una gravedad específica determinada que serán eliminadas. Si la velocidad es demasiado grande la arena será arrastrada fuera del tanque y, si fuese demasiado pequeña habrá materia orgánica que se depositará junto con la arena. Afortunadamente, la cantidad de aire se puede ajustar fácilmente. Si se ajusta adecuadamente, se obtendrán porcentajes de eliminación de casi el 100% y la arena quedará bien lavada. El agua residual se desplaza a través del tanque siguiendo una trayectoria helicoidal y pasa dos o tres veces por el fondo del tanque a caudal máximo, e incluso más veces con caudales menores.

TABLA 7.5 DATOS TÍPICOS DE DISEÑO PARA DESARENADORES DE FLUJO HORIZONTAL.

CONCEPTO	VALOR	
	RANGO	TÍPICO
• Tiempo de retención, s	45-90	60
• Velocidad horizontal, m/s	0.25-0.40	0.30
• Velocidades de sedimentación en: <input type="checkbox"/> -Material retenido en la malla 65, m/min* <input type="checkbox"/> -Material retenido en la malla 100, m/min*	1.0-1.3 0.6-0.9	1.15 0.75
• Pérdida de carga en la sección de control como porcentaje de la profundidad del canal, %	30-40	36**
• Estimación de la longitud adicional por el efecto de turbulencia en la entrada y en la salida	2 Dm***	0.5L****

* Si la gravedad específica de la arena es significativamente menor que 2.65 se deberán usar velocidades menores

** Uso de medidor Parshall como sección de control

*** Dm = Profundidad máxima en el desarenador

*** L = Longitud teórica del desarenador

TABLA 7.6 DATOS TÍPICOS PARA EL DISEÑO DE DESARENADORES AEREADOS.

CONCEPTO	VALOR	
	RANGO	TÍPICO
• Dimensiones: • Profundidad, m • Longitud, m • Ancho, m	2-5 7.5-20 2.5-7.0	--- ---
• Relación ancho-profundidad	1:1-5:1	2:1
• Tiempo de retención a flujo máximo, min.	2-5	3
• Suministro de aire, m ³ /m de longitud por min.	0.15-0.45	0.3
• Cantidades de arena m ³ /1000 m ³	0.004-0.0200	0.015

El agua residual deberá introducirse en dirección transversal al tanque.

La pérdida de carga en este tipo de tanque es mínima y la limpieza se puede realizar manual, mecánica e hidráulicamente. La limpieza mecánica se realiza a través de cucharones y transportadores y la limpieza hidráulica incluye eyectores hidráulicos o propulsores de alta velocidad.

Desarenadores de sección cuadrada o tanques de detritus (Fig. 7.14)

A este tipo de desarenadores se les llama también tanques de detritus y en ellos, tanto la arena como las partículas orgánicas son separadas mecánicamente antes de su remoción. La hidráulica en este tipo de tanques se controla a través de deflectores ajustables localizados en la entrada del mismo, que además aseguran una velocidad relativamente uniforme y una adecuada distribución del material. Igual que en los desarenadores aereados, la pérdida de carga es relativamente pequeña.

Aunque este tipo de desarenación se ha usado en otros países desde hace tiempo, en México, son pocas las plantas de tratamiento que cuentan con este tipo de unidades. A continuación se presentan algunas de sus ventajas.

1. Debido a que se diseñan con base al área, son capaces de eliminar hasta el 95% del material cuyo tamaño es mayor al de diseño. Esto, siempre y cuando el flujo no exceda del máximo de diseño.
2. El material que se elimina en esta unidad, saldrá lavado y drenado y su porcentaje de sólidos orgánicos no excederá del 3% en peso
3. No existe la necesidad de proveer una velocidad uniforme en este tipo de desarenador cuando se trabaja a flujo variables.
4. El desgaste del equipo por abrasión es mínimo.

Entre sus desventajas están las siguientes:

1. En la práctica, es difícil obtener la distribución uniforme del flujo (caudal) mediante el uso de deflectores.
2. En tanques poco profundos (menos de 0.9 m), se puede perder material debido a la agitación provocada por la rastra al pasar frente al vertedor de salida.

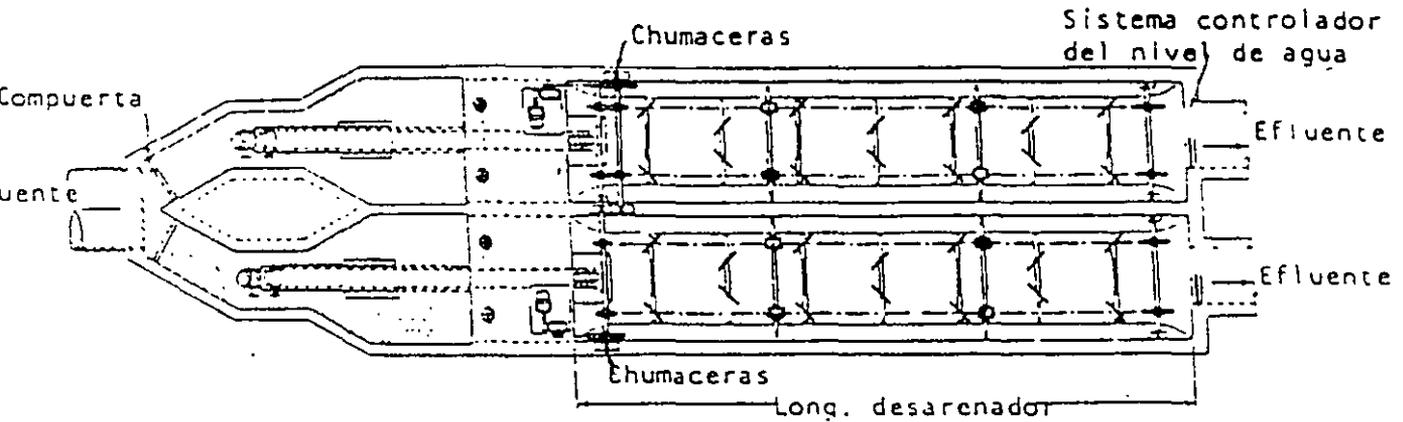
En este tipo de desarenadores, los sólidos sedimentados son arrastrados a un depósito localizado en un extremo del tanque, desde donde son eliminados a través de un mecanismo rotatorio inclinado (normalmente una bomba de tornillo). En ese trayecto, los sólidos orgánicos son separados de la arena y regresados al tanque. Según Metcalf y Eddy, este tipo de desarenadores se diseñan con base a la carga superficial, la cual, depende del tamaño de las partículas y de su temperatura. (Fig. 7.17)

Desarenadores tipo vortice o ciclonico. (Fig. 7.15)

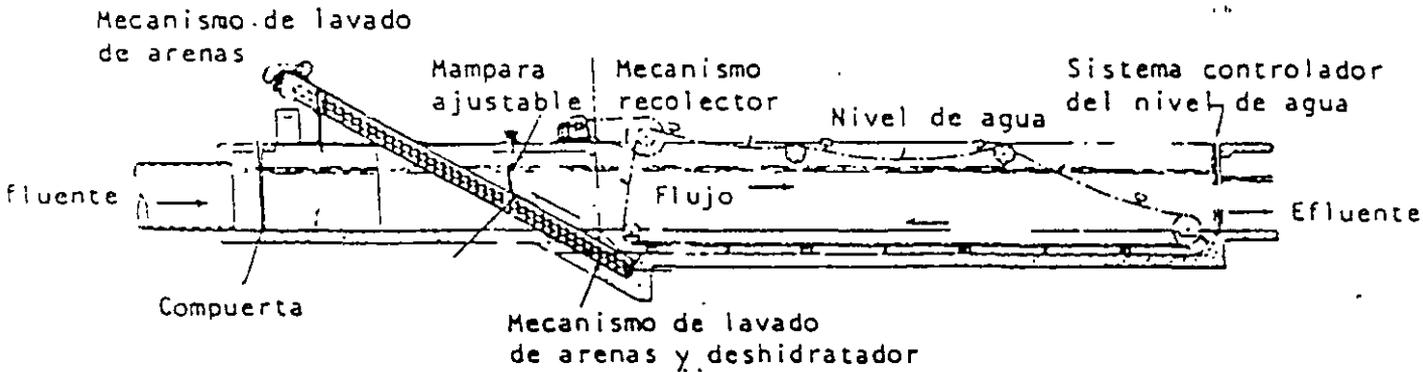
Se muestran dos tipos de desarenadores tipo vortice en la figura 7.15, en el tipo "a" el agua entra y sale tangencialmente, las turbinas mantienen constante la velocidad de flujo y sus

hojas ajustables promueven la separación de la arena de la materia orgánica, la acción de la turbina rotora produce un flujo "toroidal" enausando a las partículas de arena, esta sedimenta por gravedad debido al rebote en una vuelta del contenido dentro del depósito, los sólidos son removidos por una bomba de arena o una de aire.

En el tipo "b" se genera un vórtice libre por el flujo que entra tangencialmente en la parte alta de la unidad. El efluente sale por el centro, arriba de la parte alta, por un cilindro u ojo.



(a) PLANTA



SECCIÓN LONGITUDINAL

FIGURA 7.11 DETALLES DE UN DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL DE DOBLE CANAL Y VELOCIDAD CONTROLADA

La fuerza gravitacional dentro del cilindro minimiza la descarga de partículas con densidad mas altas y cercanas a la del agua, las arenas sedimentan por gravedad al fondo de la unidad, mientras la materia orgánica incluyendo la que fue separada de las partículas de arena debido a la fuerza centrífuga sale con el efluente. Algunos remanentes orgánicos que se encuentran con arena sedimentada se separan de ella cuando se mueven hasta el fondo de la unidad.

El tipo de arena normalmente retenida en un desarenador de flujo horizontal y el proveniente de desarenadores ciclónicos varia notablemente de una arena con gran proporción de materia orgánica putrecible a una arena limpia del ciclón.

CONTROL DE LA VELOCIDAD

En los desarenadores no aereados, el control de la velocidad dentro de la longitud efectiva del canal se realiza a través del uso de una sección de control, es decir: un vertedor proporcional, un vertedor Sutro, un medidor Parshall, etc. Estas secciones de control mantienen constante la velocidad dentro del canal en un rango amplio de flujos.

El vertedor proporcional y el tipo Sutro (Fig. 7.18) son ampliamente utilizados en este tipo de trabajos y al compararlos, la única diferencia es que el vertedor proporcional tiene ambos lados curvados y el vertedor Sutro tiene un lado curvado y un lado recto, es decir, es exactamente la mitad del vertedor proporcional. Para determinar las características del flujo cuando se usa un vertedor tipo Sutro como sección de control se pueden usar las siguientes ecuaciones:

$$x = b(1 - 2/x \tan^{-1} \sqrt{y/a})$$

$$Q = b \sqrt{2ag} (h + 2/3 a)$$

$$Q_1 = 2/3 b \sqrt{2g} [(h + a)^{3/2} - h^{3/2}]$$

Donde:

- a= Altura de la parte rectangular del vertedor en metros
- b= Ancho del vertedor en metros
- y= Altura del líquido
- x= Anchura del vertedor a la superficie líquida
- h= Altura total del vertedor
- Q= Gasto total del vertedor Sutro
- Q₁= Gasto a través de la porción rectangular del vertedor Sutro.

Como se ha mencionado, las descargas para un vertedor tipo proporcional serían simplemente el doble de las obtenidas por las ecuaciones 2 y 3.

Las fórmulas anteriores se utilizan para determinar la forma de un vertedor para una capacidad específica. Seleccionando dimensiones apropiadas para a ó b y h, la variable remanente que puede ser a ó b puede determinarse sustituyendo en la ecuación apropiada. Una vez determinadas a y b, x puede calcularse para cualquier valor de y.

El principio básico del vertedor proporcional y del sutor es que el gasto a través de él varía directamente, esto es, que el control de flujo va directamente relacionado con la forma del vertedor.

El vertedor debe mantener la velocidad constante a 30 cm/seg en el canal desarenador.

CANTIDAD DE ARENA

Las cantidades de arena pueden variar enormemente de una localidad a otra, dependiendo del tipo del sistema de alcantarillado, características de la zona drenada, el estado en que se encuentran las alcantarillas, el tipo de descargas industriales y la proximidad y uso de playas arenosas. Los valores típicos están reportados en la Tabla 7.6.

DISPOSICION O ELIMINACION DE ARENAS

Posiblemente, el método más común de disposición o eliminación de arenas sea el relleno sanitario para evitar condiciones desagradables. En países desarrollados, las arenas son incineradas junto con los lodos. Es recomendable sin embargo, lavar las arenas antes de su disposición.

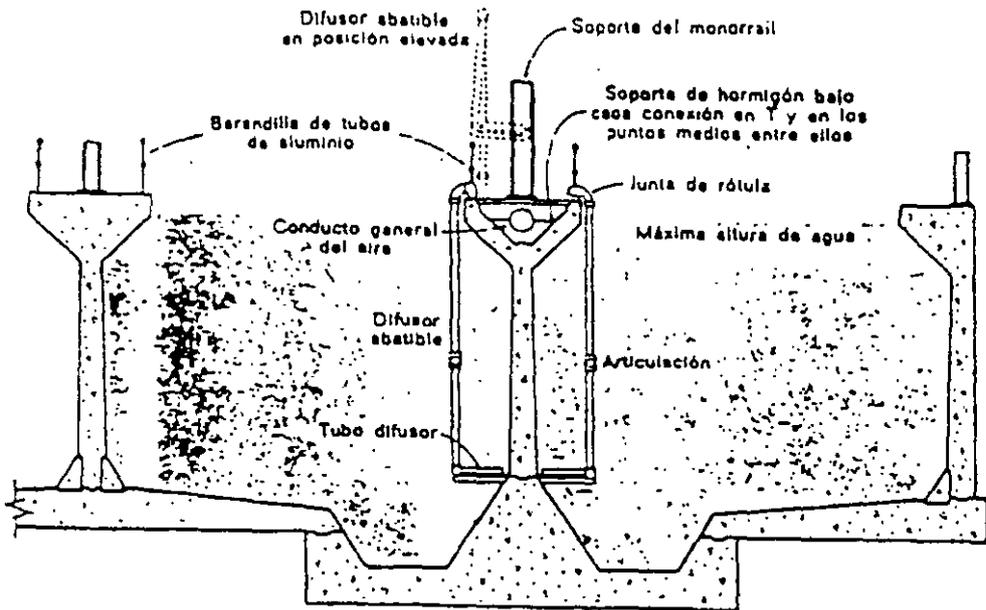


FIGURA 7.12 SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA DE UN DESARENADOR AERADO

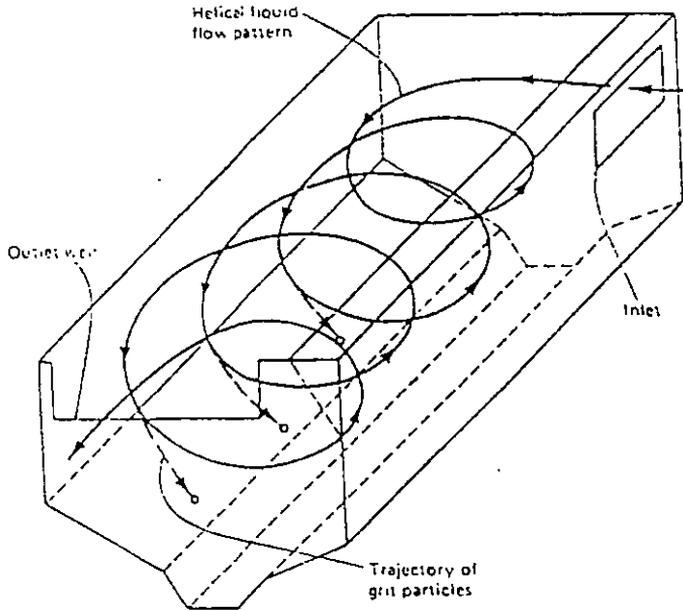


FIGURA 7.13 MODELO DEL FLUJO HELICOIDAL EN UN DESARENADOR AERADO

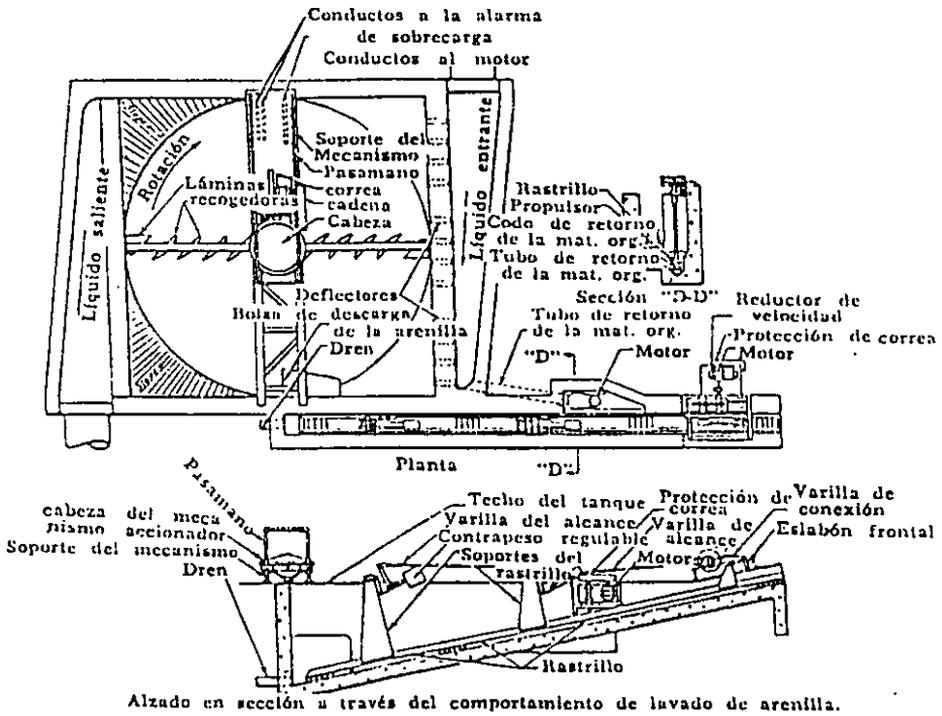


FIGURA 7.14 DESARENADOR DE SECCIÓN CUADRADA O TANQUE DE DETRITUS

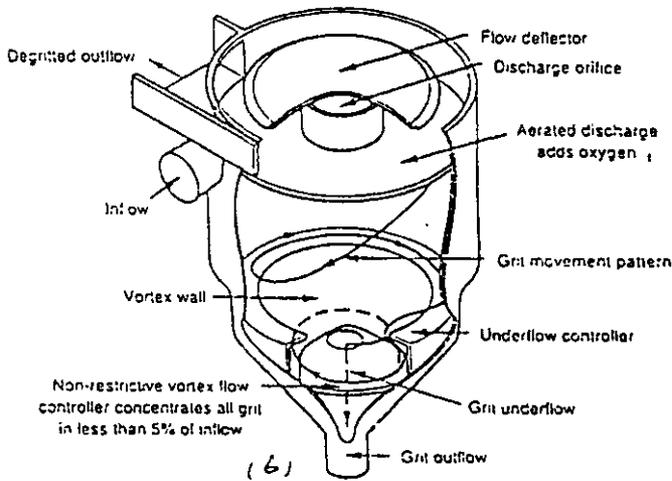
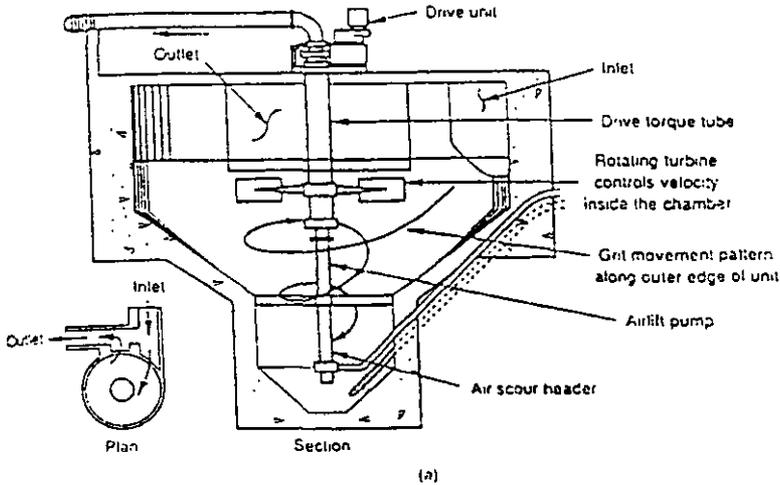
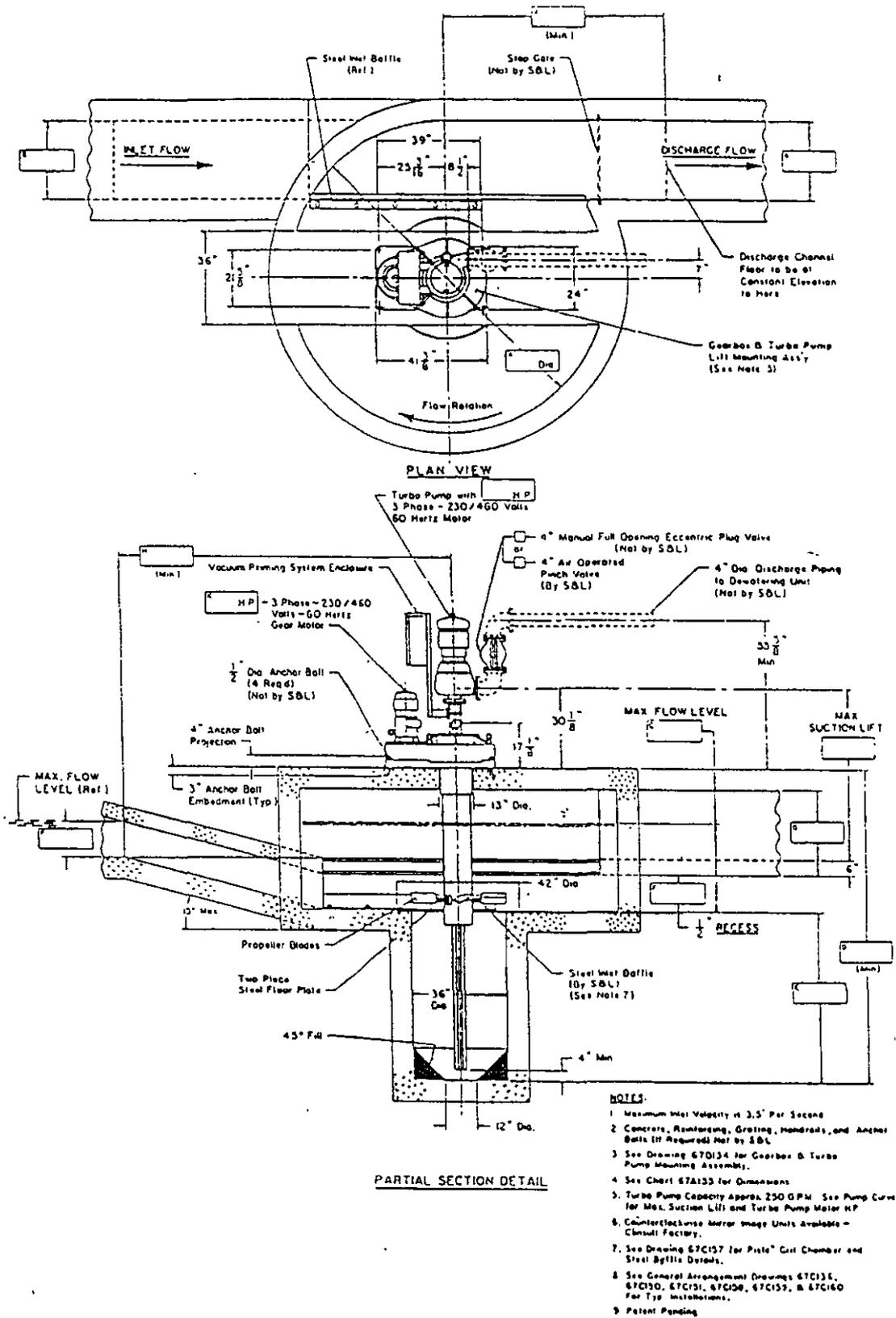


FIGURA 7.15 DOS EJEMPLOS DE DESARENADORES TIPO VORTICE

Lavado

El carácter de la arena normalmente recolectada en los desarenadores de flujo horizontal varía ampliamente desde lo que podría considerarse una arena limpia hasta aquella que contiene gran proporción de materia orgánica putrescible. La arena sin lavar puede contener hasta un 50% o más de materia orgánica. Este material a menos que se elimine rápidamente puede atraer insectos y roedores y tiene además un olor desagradable.

Existen varios tipos de lavadores de arenas, Uno de ellos, se basa en un tornillo o rastra inclinada que proporciona la agitación necesaria para la separación de la arena de la materia orgánica y, al mismo tiempo, eleva la arena lavada hasta un punto de descarga situado por encima del nivel del agua.



EJEMPLOS Diseño de un desarenador del flujo horizontal (Ejemplo 1)

Datos:

Gasto medio (un solo canal) = $Q_m = 104.54$ l/s

Tipo de limpieza: manual

Carga superficial. $C_s = 0.023$ m³/s.m²a 20°C en aguas residuales domésticas. = $1.15/60 = 0.0196$

"Experimental Sewage Treatment", Imhoff y Fair.

Tamaño de partículas a eliminar = 0.20 mm y mayores.

Velocidad de sedimentación de partículas de 0.20 mm de diámetro en agua limpia a 20°C. "Wastewater Treatment". Fair, Geyer y Okun, $V_s = 2.54$ cm/s

$1 < R < 10$; $R =$ No. de Reynolds

Gravedad específica de las partículas = 2.65

Solución:

1. Area horizontal del canal desarenador:

$$A_h = Q_m / C_s = (104.54 \text{ l/s} \times 1 \text{ m}^3/1000 \text{ l}) / 0.023 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{m}^2 = 4.545 \text{ m}^2$$

2. Longitud del canal (suponiendo un ancho = 0.60 m):

$$L = A_h / \text{ancho} = 4.545 \text{ m}^2 / 0.60 \text{ m} = 7.575 \text{ m}$$

Cuando está lleno el depósito para acumular arena, la velocidad horizontal del flujo a lo largo del canal debe ser: $V_h = 0.35$ m/s

Cuando no hay arena, $V_h = 0.30$ m/s.

La velocidad de arrastre de las partículas de arena es de aproximadamente:

$$V_a = 0.60 \text{ m/s.}$$

3. Area transversal del canal cuando no contiene arena:

$$A_t = Q / V_h = 0.10454 \text{ m}^3/\text{s} / 0.30 \text{ m/s} = 0.3485 \text{ m}^2$$

$$A_t = Q / V_h = 0.10454 \text{ m}^3/\text{s} / 0.35 \text{ m/s} = 0.2987 \text{ m}^2 \text{ (cuando tiene arena)}$$

4. Tirante si el canal tiene arena: $h_{c.a} = A_t / \text{ancho} = 0.2987 \text{ m}^2 / 0.60 \text{ m} = 0.498 \text{ m}$

Tirante si el canal no tiene arena: $H_{s.a.} = A_t/\text{ancho} = 0.3485 \text{ m}^2/0.60 \text{ m} = 0.581 \text{ m.}$

Diferencia de tirantes: $0.581 - 0.498 = 0.083 \text{ m.}$

5. Volumen para depósito de arena: $V_{\text{Arena}} = (0.083\text{m}) (0.60 \text{ m}) (7.575 \text{ m}) = 0.378 \text{ m}^3$

6. Producción de arena:

Si las aguas residuales acarrean aproximadamente $0.20 \text{ m}^3/\text{semana}$ de arena (0.3 toneladas por semana), el tiempo requerido para llenar el espacio disponibles será:

$$\text{Tiempo} = (\text{Vol. Disponible}) / (\text{generación por semana})$$

$$\text{Tiempo} = (0.378 \text{ m}^3) / (0.20 \text{ m}^3/\text{sem}) = 1.9 \text{ semanas}$$

Por lo tanto, se debe retirar la arena cada dos semanas (fig. 7.16)

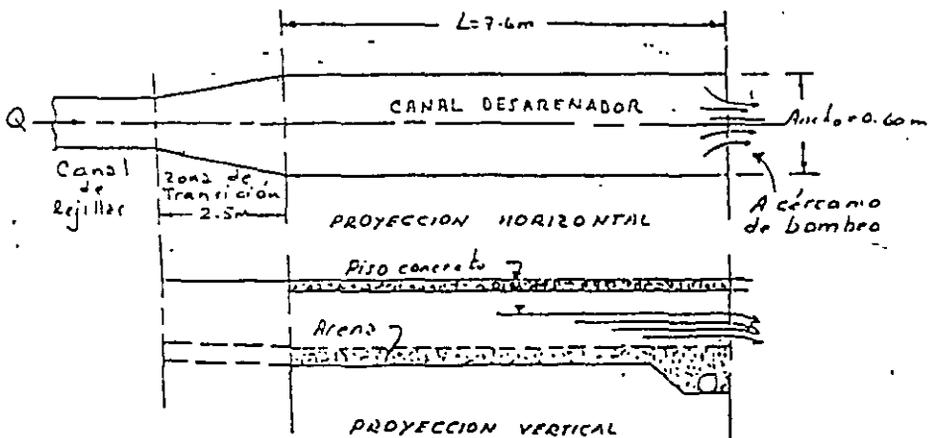


FIGURA 7.16 DESARENADOR DEL EJEMPLO VII.1

NOTA: La longitud teórica (L) deberá agregarsele $0.5 L$ para obtener la longitud de construcción.

Diseño de cámaras desarenadoras (Ejemplo 2)

Los parámetros que se deben tomar en cuenta para su diseño son:

v = velocidad de flujo, $30 \text{ cm}/\text{seg}$.

u = velocidad de sedimentación de las arenas, $2.7 \text{ cm}/\text{seg}$ (para 20°C y partículas con 0.2 mm de diámetro y $p = 2.65$).

A = área hidráulica de la cámara, $A = Q/v$

H = tirante hidráulico, $H = Q/v(1/W)$

W = ancho de la cámara, 0.6 m (mínimo recomendable).

L = largo teórico de la cámara, $L = H/u$ (V)

Para efectos de limpieza y mantenimiento se deben considerar dobles cámaras desarenadoras.

Ejemplo. Diseño de una cámara desarenadora para un gasto máximo de 150 lps.

$$V = 30 \text{ cm/seg.}$$

$$u = 2.7 \text{ cm/seg.}$$

A partir de estos datos se hacen los siguientes cálculos

$$\text{Area hidráulica de la cámara} \quad A = Q/V = 0.15/0.3 = 0.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho de la cámara} \quad W = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Tirante hidráulico} \quad H = Q/V (1/W) = 0.5(1/0.6) = 0.83 \text{ m} = A/W$$

$$\text{Largo teórico de la cámara} \quad t = L/V = H/u \quad L = HV/u$$

$$L = (V) H/u = (0.83/0.027)(0.3)$$

$$L = 9.26 \text{ m}$$

$$\text{Largo de diseño, } L' = 1.5L = 13.89 \text{ m} \quad \text{ó} \quad L' = 14 \text{ m}$$

Acumulación de arenas

Suponiendo que se acumulan de 0.01 a 0.06 m³/1000 m³ de agua residual tratados.

Si se calcula para 0.03 m³ de arena por cada 1000 m³ de agua residual, se tiene:

$$0.03 \text{ m}^3 (0.15 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 1000 \text{ m}^3)(86400 \text{ s/d}) = 0.3888 \text{ m}^3/\text{día}$$

Diseño de un desarenador aerado

Diseñar un desarenador aerado para el tratamiento de aguas residuales municipales.

Datos

El gasto promedio es de 0.5 m³/s., y el gasto máximo (pico) = 1.38 m³/s.

Solución:

1. Determinar el volumen del desarenador. Debido a que será necesario drenar el tanque periódicamente para mantenimiento rutinario, se usarán dos tanques desarenadores. Suponiendo que el tiempo de retención promedio a gasto máximo es igual a 3 minutos:

$$\text{Volumen del desarenador} = (1/2)(1.38 \text{ m}^3/\text{s}) 3 \text{ min} \times 60 \text{ s/min} = 124.2 \text{ m}^3$$

2. Determinar las dimensiones del desarenador. Usar una relación profundidad/ancho de 1.2:1 y suponer que el ancho = 3.0 m

- a) La profundidad = 1.2 (3 m) = 3.6 m.

- b) Longitud = Volumen/ancho por profundidad = 124.2 m³/3 m. x 3.6 m = 11.5 m.

- c) Incrementar la longitud un 15% para tomar en cuenta las condiciones de entrada y salida: Longitud ajustada = 11.5 m x 1.15 = 13.2 m.

3. Determinar el requerimiento del suministro de aire. Suponer que 0.04 m³/min. m de longitud serán adecuados:

Requerimiento de aire (en longitud) = $13.2 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}^3/\text{min} \cdot \text{m} = 3.96 \text{ m}^3/\text{min}$.

4. Estimar la cantidad de arena que debe ser manejada. Suponer un valor de 0.015 m^3 por cada 1000 m^3 de aguas residuales.

Volumen de arena = $(1.38 \text{ m}^3/\text{s}) \times 86400 \text{ s/d} \times 0.015 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3 = 1.81 \text{ m}^3/\text{dia}$

OBSERVACION: En el diseño de desarenadores aerados es especialmente importante que el tamaño de las unidades para el manejo de la arena este basado en el gasto máximo.

Diseño de un vertedor proporcional

Ejemplo de diseño:

Se definen valores para los parámetros indicados en la figura 7.18.

Suponiendo:

$$a = 2.5 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} = 0.30 \text{ m}$$

$$H = 0.83 \text{ m}$$

$$h = 0.83 - 2/3 (0.025) = 0.81$$

Con los datos anteriores se calcula el caudal máximo del vertedor.

$$Q = 2 (0.30) \sqrt{[2(0.025) 1.98 (0.81 + 2 / 3 (0.025))]}$$

$$Q = 0.6 \sqrt{[0.099 (0.8266)]}$$

$$Q = 0.156 \text{ m}^3/\text{s}$$

Canal Parshall

Este sistema es el más utilizado porque su morfología no permite que los sólidos transportados por las aguas residuales se acumulen en alguna de sus partes y además porque tiene la característica que el caudal es una función lineal de la altura del tirante a la entrada del dispositivo.

Consiste de una garganta de corta longitud y paredes paralelas precedida por una sección convergente y seguida por una sección en expansión. En la sección convergente el piso es horizontal, tiene pendiente descendente en la garganta y está inclinada hacia arriba en la expansión. La figura 7.18 muestra las partes principales de un canal Parshall

Figura 7.17 Area requerida por cada 1000 m^3 de aguas residuales para la sedimentación de partículas con gravedad específica = 2.65 a las temperaturas indicadas.

El Canal Parshall puede usarse con un grado máximo de sumergencia a la salida sin que se alteren sus condiciones de funcionamiento (Operación modular) o con descarga sumergida (Operación no-modular), así es que se deben tener dos puntos de medición de carga hidráulica: el punto de medición aguas arriba situado en la sección convergente a una distancia de dos tercios antes de la garganta (h_1 , ver fig. 7.19) y el punto de medición aguas abajo situado en el extremo de salida de la garganta de paredes paralelas (h_w , fig. 7.19). Ambas medidas a partir del nivel de plantilla horizontal de sección convergente.

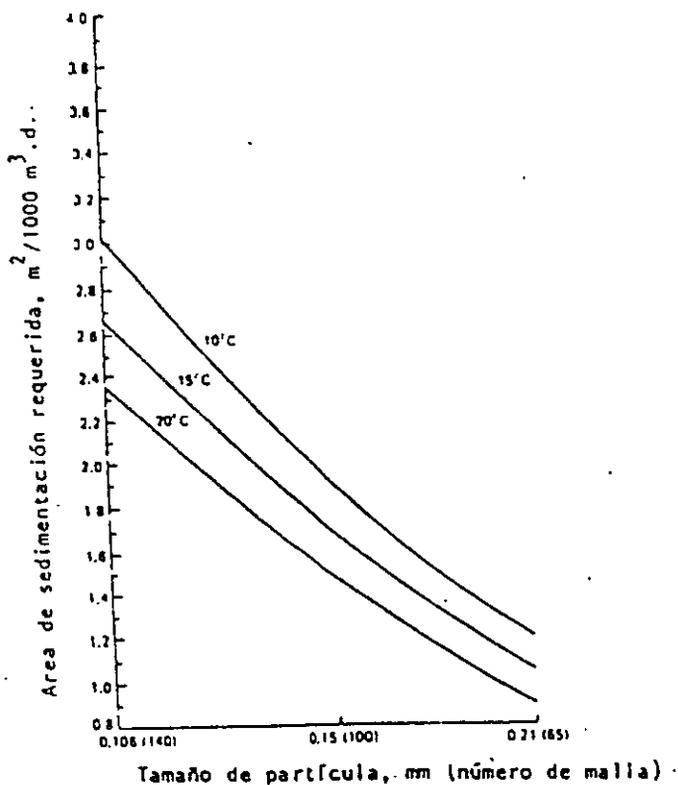


FIGURA 7.17 AREA REQUERIDA POR CADA 1000 M³ DE AGUAS RESIDUALES PARA LA SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS CON GRAVEDAD ESPECIFICA = 2.65 A LAS TEMPERATURAS INDICADAS.

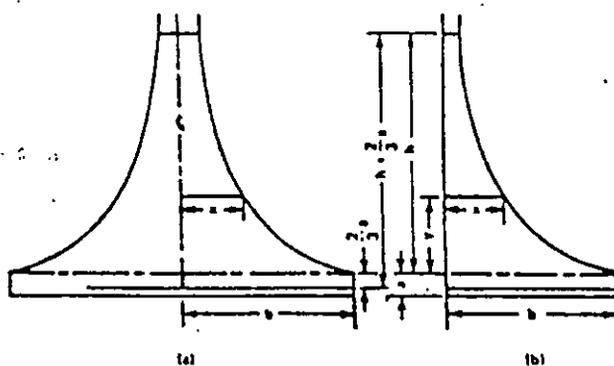


FIGURA 7.18 ELEMENTOS DE UN VERTEDOR PROPORCIONAL (A) Y DE UN VERTEDOR TIPO SUTRO (B)

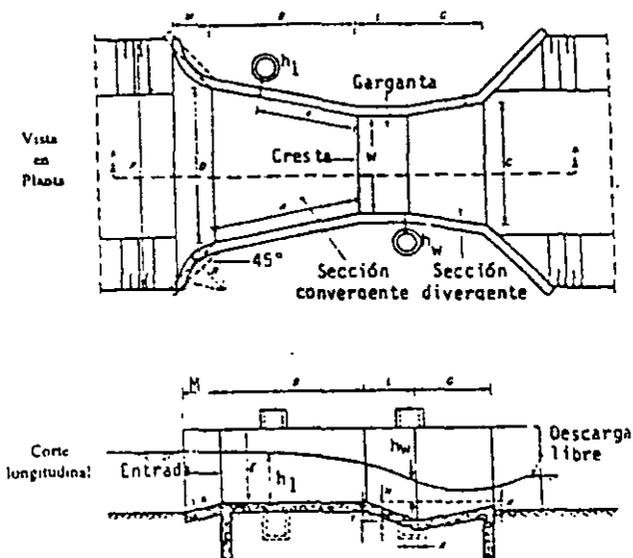


FIGURA 7.19 GEOMETRÍA DE UN CANAL PARSHALL

Existen 22 diseños estándar, cubriendo un intervalo de caudales desde 0.1 lps hasta 93 m³/s, el intervalo de descarga de cada tamaño estándar, se traslapa con los inmediatos inferior y superior. Al ancho de la garganta de paredes paralelas puede variar desde 25.4 mm (1 pulgada) hasta 15.24 m (50 pies). Sin embargo, el intervalo de dimensiones estándar de mayor interés para el diseño hidráulico en ingeniería sanitaria, se muestra en la Tabla 7.7.

En la tabla 7.8 la ecuación de la descarga para cada canal estándar, corresponderá la descarga modular (descarga libre) y son válidas para un intervalo de valores del cociente h_w/h_1 siendo el límite superior (límite modular) una función del ancho de garganta "w" (h_w = carga hidráulica en extremo aguas abajo de garganta, h_1 = carga hidráulica en punto especificado de sección convergente). Para canales de garganta con ancho "w" hasta de 76.2 mm (3 pulgadas) el límite es 0.5. Para anchos de garganta de 152.4 mm (6 pulgadas) a 228.6 mm (9 pulgadas) el límite es 0.6; para gargantas con ancho de 304.8 a 2,438.4 mm (1 a 8 pies) el límite es 0.7. En la tabla 7.8 se resumen las relaciones para calcular los caudales cuando se tiene un flujo modular. El límite modular es la condición en donde el nivel de las aguas de descarga tiene la suficiente altura para empezar a afectar el funcionamiento del canal Parshall.

TABLA 7.7 CARACTERÍSTICAS DE DESCARGA DE CANALES PARSHALL (ACKERS, 1978)

ANCHO DE GARGANTA W	INTERVALO DE DESCARGA		ECUACIÓN DEL GASTO Q; M ³ /S H ₁ ; M	INTERVALO DE CARGA HIDRÁULICA		LÍMITE MODULAR
	mínimo Q; ips	máximo Q; ips		mini mo h ₁ ; m	Máxim o h ₁ ; m	h _w /h ₁
3 in	0.77	32.1	0.1777h ₁ ^{1.550}	0.030	0.33	0.5
6 in	1.50	111.0	0.3812h ₁ ^{1.580}	0.030	0.45	0.6
9 in	2.50	251.0	0.5354h ₁ ^{1.530}	0.030	0.61	0.6
1 ft	3.32	457.0	0.6909h ₁ ^{1.520}	0.030	0.76	0.7
1.5 ft	4.80	695.0	1.0560h ₁ ^{1.538}	0.030	0.76	0.7
2 ft	12.10	937.0	1.4280h ₁ ^{1.550}	0.046	0.76	0.7
3 ft	17.60	1,427.0	2,1840h ₁ ^{1.566}	0.046	0.76	0.7
4 ft	35.80	1,923.0	2,9530h ₁ ^{1.578}	0.060	0.76	0.7
5 ft	44.10	2,424.0	3,7320h ₁ ^{1.587}	0.076	0.76	0.7
6 ft	74.10	2,929.0	4,5190h ₁ ^{1.595}	0.076	0.76	0.7
7 ft	85.80	3,438.0	5,3120h ₁ ^{1.601}	0.076	0.76	0.7
8 ft	97.20	3,949.0	6,1120h ₁ ^{1.607}	0.076	0.76	0.7

TABLA 7.8 RELACIONES PARA CALCULAR EL CAUDAL A TRAVÉS DE UN CANAL PARSHALL EN FUNCIÓN DEL ANCHO DE LA GARGANTA.

ANCHO DE LA GARGANTA		ECUACIÓN
76.2 mm	(3 in)	Q = 0.1777h ₁ ^{1.550}
152.4 mm	(6 in)	Q = 0.3812h ₁ ^{1.580}
228.6 mm	(9 in)	Q = 0.5354h ₁ ^{1.530}
304.8 mm a 2438.4 mm	(1 ft a 8 ft)	Q = 0.3716 w (h ₁ /0.3048) ^A donde: A = 1.569 _(w) 0.026

Nota h₁ es el tirante (altura; en m) a la entrada del dispositivo, w es la anchura (en m) de la garganta y Q es el caudal (en m³/s)

Cuando el nivel aguas abajo (h_w) asciende por encima del límite modular para descarga libre, el valor del caudal se obtiene aplicando factores de corrección.

7.3 FLOTACION

PROBLEMAS GENERADOS POR LAS GRASAS

Son importantes los volúmenes de grasas que se vierten en los colectores, procedentes de los garajes (desprovistos generalmente de decantadores de grasas antes de su acometida a la red de alcantarillado), de los hogares y calefacciones, de lavaderos, mataderos y de la escorrentia superficial en colectores unitarios.

Las grasas han creado muchos problemas en la técnica de tratamiento de las aguas residuales, especialmente en los elementos y procesos siguientes:

- En rejillas finas causan obstrucciones que aumentan los gastos de conservación.
- En los decantadores forman una capa superficial que dificulta la sedimentación al atraer hacia la superficie pequeñas partículas de materia orgánica.
- En la depuración por el sistema de lodos activados dificultan la correcta aireación disminuyendo el coeficiente de transferencia al 55-70% al subir las grasas de 0 a 70 mg/l, y participan en la producción del fenómeno de "bulking".
- Perturban el proceso de digestión de lodos.
- La D.Q.O. se incrementa en un 20 a 30%, en mataderos por ejemplo de un 8 a un 15% por las grasas contenidas en los vertidos.

Las cantidades de grasas incorporadas en las aguas residuales son muy variables, pero, para aguas urbanas, pueden considerarse unas cifras de 24 g por habitante y día, o bien el 28% de los sólidos en suspensión.

La solución para evitar la existencia de grasas en el alcantarillado sería la instalación de cámaras de desengrasado en todos los establecimientos donde se produzcan.

SEPARADORES DE GRASAS

Para la industria petrolera la tecnología convencional de los sistemas de flotación para la separación de aceites y sólidos en suspensión en agua fueron desarrollados originalmente por la industria del petróleo. Para tratar las aguas residuales de la industria del petróleo se emplean tres tipos de separadores: API, PPI y CPI.

La función principal de los separadores API (siglas de American Petroleum Institute) es separar el aceite libre del agua residual, pero como no es capaz de separar sustancias solubles ni de romper emulsiones, nunca debe emplearse en dichas funciones. Sin embargo, lo mismo que en cualquier otro equipo de sedimentación, a la vez que el aceite se separa, se decantan los sólidos en suspensión. El diseño de los separadores se basa en la velocidad ascensorial de partículas esféricas de aceite de un diámetro de 0.015 cm. Para este tamaño de partículas el número de Reynolds es inferior a 0.5 y hay que aplicar la ley de Stokes. En la figura 7.20 puede verse un diagrama de un separador tipo API.

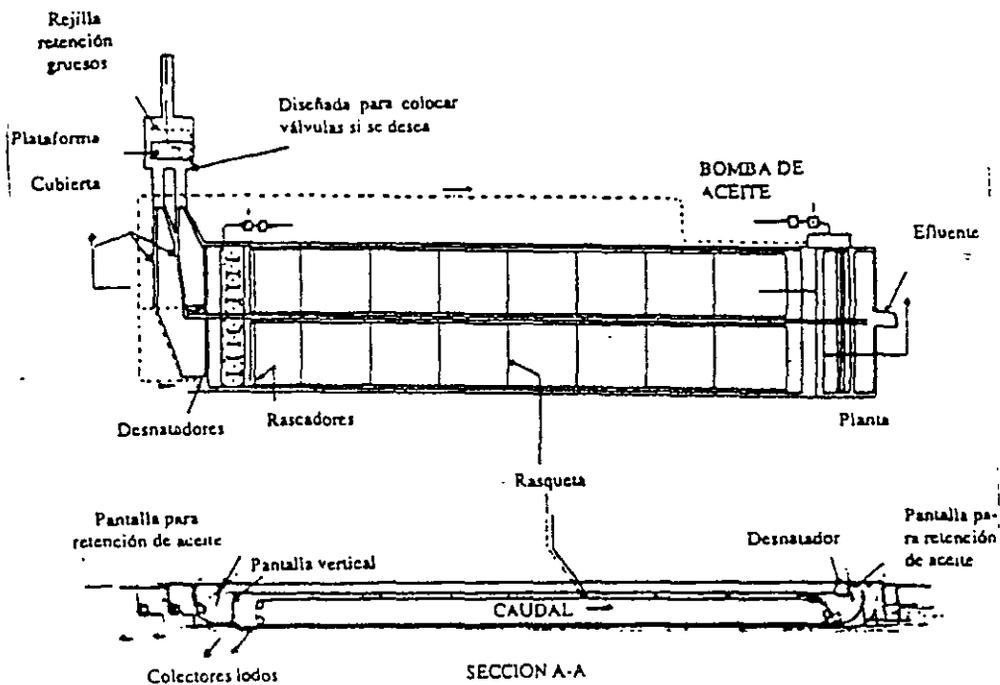


FIG. 7.20 ESQUEMA DE UN SEPARADOR API AGUA-ACEITE (MANUAL ON DISPOSAL OF WASTES-VOLUME ON LIQUID WASTES).

La tecnología avanzada ha mejorado el grado de depuración mediante separadores de agua-aceite más eficaces, PPI y CPI; y las unidades de flotación con aire.

En los separadores PPI(Paralele Plate Interceptor) las mejoras corresponden a la incorporación de placas paralelas inclinadas en los canales de un separador API convencional. De esta manera se consigue la separación de partículas de aceite menores de 150 μm , un rendimiento mayor, menos espacio y un costo menor que en el caso de un separador API. La figura 7.21 es el esquema de un separador PPI.

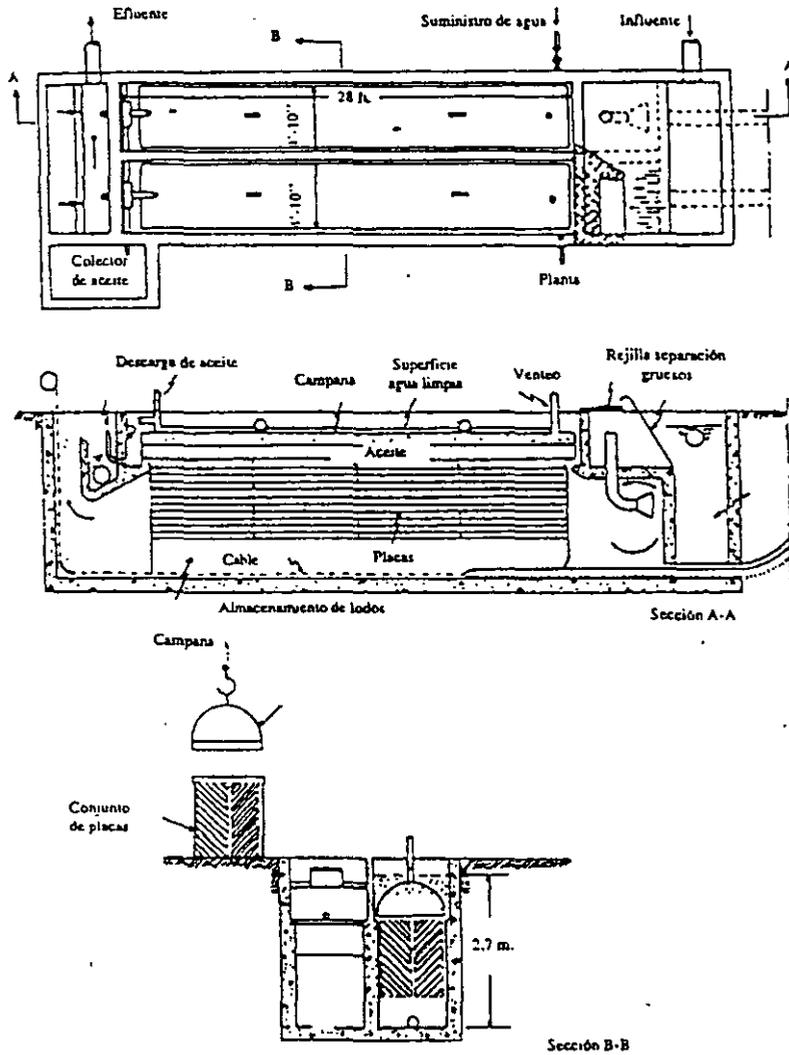


FIG. 7.21 ESQUEMA DE UN SEPARADOR PPI

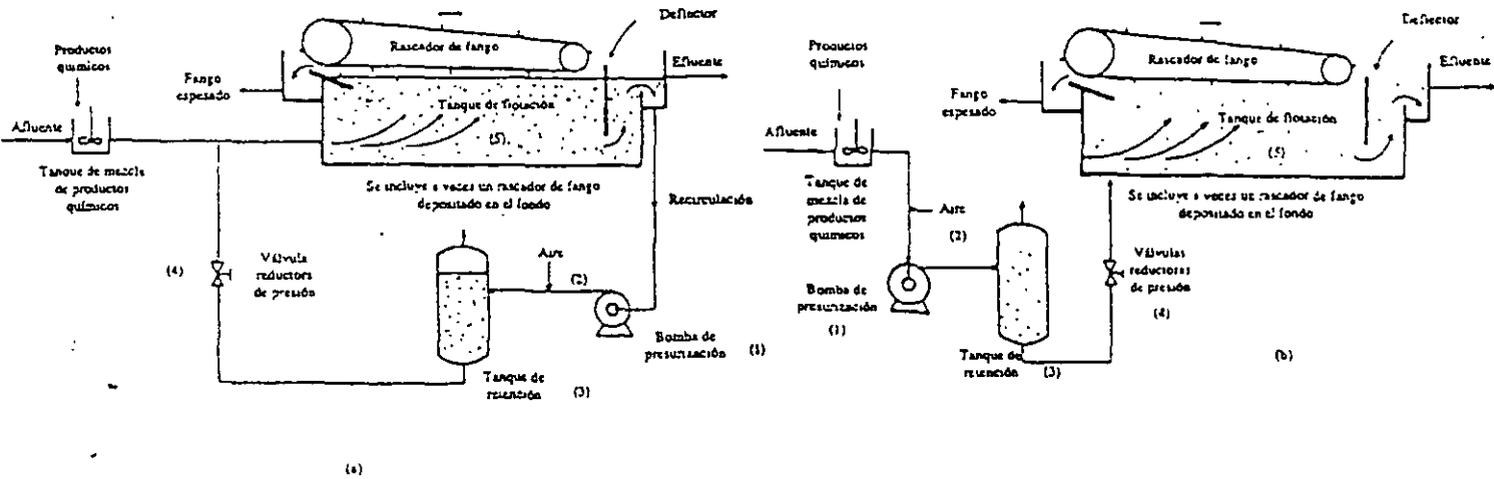


FIGURA 7.22 ESQUEMA DE TANQUES DE FLOTACIÓN CON AIRE (A) CON RECIRCULACIÓN, (B) SIN RECIRCULACIÓN

El separador CPI (Corrugated Plate Interceptor) representa un perfeccionamiento del PPI, emplea placas corrugadas con una inclinación de 45 ° con respecto a la horizontal en la dirección del flujo de agua residual. Además de las ventajas del PPI sobre el API, el CPI resulta más económico que el primero y los rendimientos en la separación de aceite son mayores.

Separadores con aire a presión.

Los sistemas de flotación con aire a presión permiten separar partículas sólidas o líquidas de baja densidad, de la fase líquida (fig. 7.22). La separación se logra introduciendo burbujas de un gas en la fase líquida (usualmente aire). La fase líquida se presuriza entre 2-4 atmósferas, en presencia de suficiente aire para lograr la saturación de aire en el agua. Entonces el líquido saturado de aire se despresuriza a la presión atmosférica mediante una válvula reductora de presión. Diminutas burbujas de aire se liberan de la solución debido a la despresurización. Los sólidos suspendidos o las partículas líquidas, como por ejemplo, de aceite, flotan por efecto de las diminutas burbujas de aire, ocasionando que se eleven hacia la superficie del tanque.

Los sólidos suspendidos concentrados se separan como natas de la superficie del tanque, por medio mecánicos. El licor clarificado se drena cerca del fondo y parte de él se puede recircular.

En el tratamiento de las aguas residuales, la flotación se emplea para los siguientes propósitos:

- 1) Separación de grasas, aceites, fibras y otros sólidos de baja densidad, en las aguas residuales.
- 2) Espesamiento de lodos de los procesos de lodos activados, y
- 3) Espesamiento de lodos químicos floculados, que resultan del tratamiento de coagulación química.

7.4 IGUALACION Y HOMOGENIZACION

Las plantas de tratamiento son diseñadas considerando que tanto el gasto como las concentraciones de contaminantes son constantes, sin embargo, existen variaciones en estos parámetros que influyen negativamente en las eficiencias de los diversos procesos. La uniformización del flujo (igualación o regularización) y de las concentraciones (homogenización), se usa para corregir estas variaciones, lo que permite tener un tipo de aguas residuales homogéneas y condiciones fisico-químicas, pH, temperatura, carga orgánica, etc. adecuados para los tratamientos posteriores.

La utilización de tanques de igualación después del tratamiento preliminar (cribado y remoción de arenas) permite la amortiguación de las variaciones de flujo y proporciona un caudal relativamente constante a los procesos y operaciones subsecuentes del sistema mejorando el grado de tratamiento.

Cabe mencionar que la igualación, no solamente amortigua las variaciones diarias de flujo, sino también la variación en las concentraciones de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y Sólidos Suspendidos durante el día. Además, puede mejorar significativamente el funcionamiento de las plantas existentes y cuando se trate de diseñar un nuevo sistema se reducirá el tamaño de las unidades de tratamiento agua-abajo a ese punto.

Esta operación, se puede utilizar durante la época de secas cuando existen sistemas de recolección de aguas residuales separados o bien en época de lluvias (períodos de tormentas) cuando existen sistemas de recolección combinados.

LOCALIZACION

Los tanques de igualación pueden localizarse ya sea en la línea del tratamiento o en paralelo, fuera de ella.

En el primer caso, el tanque recibe el total del gasto de entrada y se bombea mediante un caudal constante a las demás unidades de tratamiento. En los tanques construidos fuera de la línea de tratamiento, el flujo excedente al caudal promedio diario, se canaliza a éste tanque a través de una estructura derivadora. Cuando el caudal del influente es menor al promedio diario se tendrá que bombear agua desde este punto a las unidades de tratamiento subsecuentes.

El sistema colocado en línea, generalmente proporciona mayor amortiguamiento respecto a las concentraciones de DBO y SS que el sistema colocado en paralelo. Es recomendable construirlos después de rejillas y desarenadores.

El tanque de igualación tendrá fluctuaciones en el nivel de agua por lo que será necesario instalar

equipos mecánicos de aeración para mantener mezclados los sólidos en suspensión y preservarlos en condiciones aerobias.

Dependiendo de las descargas de aguas residuales y sus variaciones, se puede diseñar el cárcamo de bombeo para que funcione como un tanque regulador.

DIMENSIONAMIENTO

El volumen requerido para la igualación del caudal se determina mediante la utilización de una curva de masas, en la cual, se gráfica el volumen acumulado del caudal del influente respecto a las diferentes horas del día.

El procedimiento para la obtención de los datos necesarios para el diseño de un tanque variable es el siguiente:

- 1) Determinar el flujo de las descargas, para conocer el patrón de flujo diario de las aguas residuales que se van a tratar.
- 2) Con los datos de flujo instantáneo se construye una gráfica de flujo instantáneo contra tiempo, (por un periodo de 24 horas) Fig. 7. 23
- 3) Determinar el volumen total diario del agua residual que se va a tratar.
- 4) Calcular el flujo promedio en l/min.
- 5) Hacer una gráfica del volumen acumulado contra el tiempo (de 0 a 24 h). Fig. 7.24 en esta gráfica la línea recta (a) que une el punto cero con el flujo máximo acumulado a las 24 h., representa la tasa constante del efluente homogéneo que sale del tanque (el volumen acumulado del efluente contra el tiempo). La curva (b) representa el flujo del influente acumulado en el tanque contra el tiempo. La curva (c) representa la diferencia entre los valores del recta (a) y la curva (b).

La máxima diferencia positiva entre la recta (a) y la curva (b) representa el nivel mínimo que llegará a tener el tanque. Así mismo la máxima diferencia negativa entre (a) y (b) representa el nivel máximo de agua que llegará a tener el tanque. De esta manera se sabe cuales son los niveles máximos y mínimos del agua en el tanque y el tiempo en que se presentan cada uno.

El valor que corresponde a la curva (c) en el tiempo cero indica el volumen de agua que deberá tener el tanque al iniciar la operación (tiempo cero), de tal manera que en el momento más desfavorable el nivel más bajo que se tenga sea cero, pero nunca valores negativos.

El valor máximo de la curva (c) representa el volumen que deberá tener el tanque de almacenamiento. Este valor es equivalente a la suma de las diferencias máxima positiva y la máxima negativa entre el flujo acumulado del efluente (a) y el flujo acumulado del influente (b). En la práctica la capacidad del tanque debe incluir un volumen de seguridad (al menos 10% del volumen calculado) para evitar que su nivel llegue a cero.

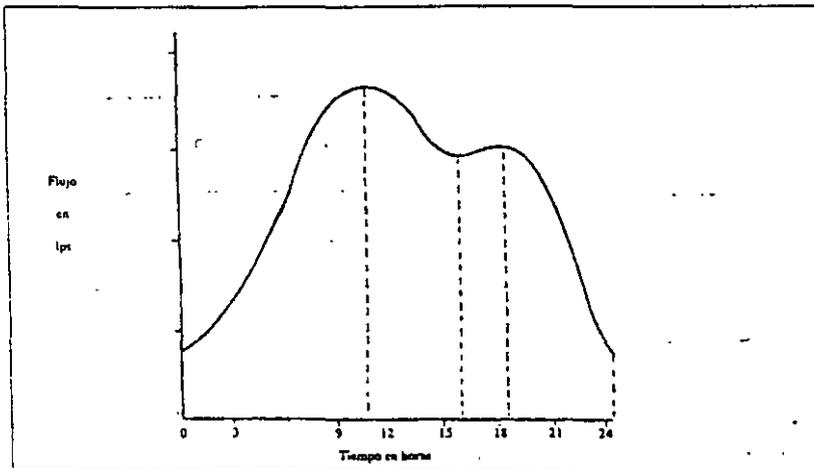


FIG. 7.23 VARIACIÓN DIARIA DEL GASTO EN LA DESCARGA DE UNA INDUSTRIA.

Para determinar el volumen, se traza una línea tangente a la curva de masas del influente en forma paralela a la línea que representa el flujo promedio diario. Por tanto, el volumen requerido es igual a la distancia vertical desde el punto de tangencia a la línea recta que representa el flujo promedio diario. En caso de que la curva de masas vaya por arriba de la línea del flujo promedio se deberán trazar dos líneas paralelas a la línea del flujo promedio y tangentes a los extremos de la curva de masas del influente. Ver figura 7.25B. En este caso, el volumen requerido es igual a la distancia vertical entre las dos líneas.

En la práctica, el volumen del tanque de igualación se incrementa de un 10 a un 20 por ciento respecto al calculado en la teoría para prever incrementos de flujo, espacio libre en los bordes, etc.

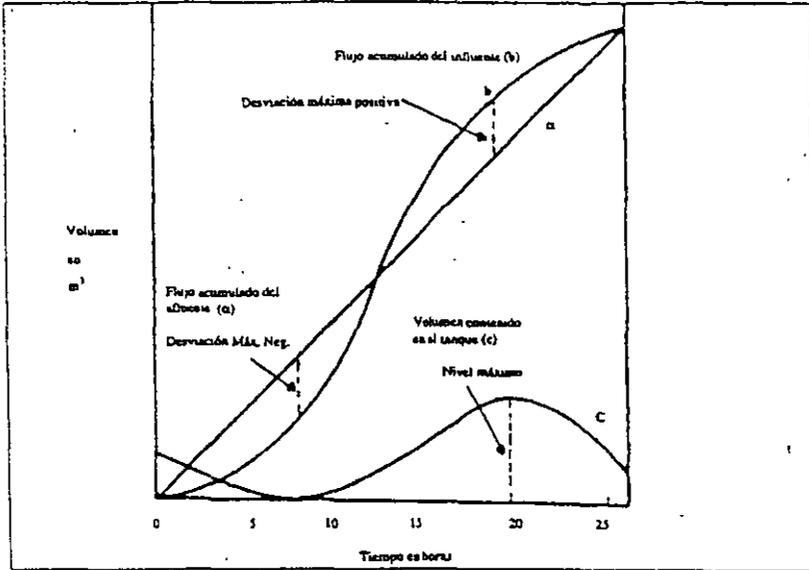


FIGURA 7.24. VARIACIÓN DE FLUJO ACUMULADO

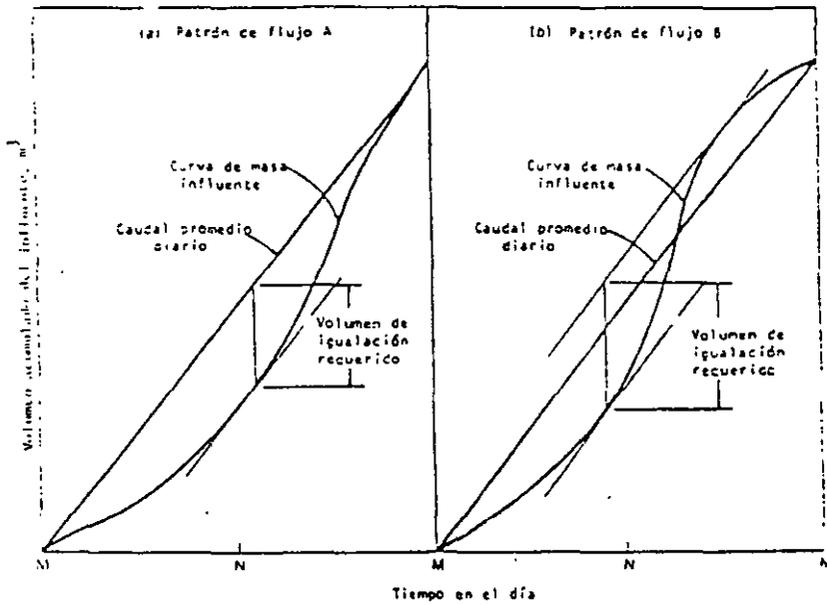


FIG. 7.25 CURVAS DE MASAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE IGUALACIÓN REQUERIDO PARA DOS PATRONES TÍPICOS DE FLUJO.

EJEMPLO

Utilizando los datos que aparecen en la tabla 7.9 determine: 1) el volumen de almacenamiento requerido para la igualación del caudal, y 2) el efecto de la igualación en la carga de la DBO

Determinar el volumen requerido del tanque de igualación

- a) La primera etapa consiste en desarrollar la curva acumulada de masas del caudal de aguas residuales. Esto se realiza convirtiendo el caudal promedio durante cada intervalo de una hora a volumen en metros cúbicos, utilizando la siguiente expresión y posteriormente sumando en forma acumulada los volúmenes de cada hora.

$$\text{Volumen, m}^3 = (q_i, \text{m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h})$$

Por ejemplo, para los tres primeros intervalos mostrados en la Tabla 7.9, los volúmenes horarios correspondientes son:

$$V_{m-1} = (0.275 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h}) = 990 \text{ m}^3$$

Para el intervalo 1 - 2:

$$V_{1-2} = (0.220 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h}) = 792 \text{ m}^3$$

El flujo acumulado, expresado en metros cúbicos al final de cada intervalo se determina como sigue:

Al final del primer intervalo M-1:

$$V_1 = 990 \text{ m}^3$$

Al final del segundo intervalo 1-2:

$$V_2 = 990 + 792 = 1782 \text{ m}^3$$

El flujo acumulado para cada uno de los intervalos horarios se calcula de manera similar y se reporta en la tabla 7.9

- b) La segunda etapa consiste en preparar una gráfica de los volúmenes acumulados del caudal. En la figura 7.26 se puede observar que la pendiente de la línea trazada del origen al punto final de la curva representa el valor del caudal promedio diario que en este caso es igual a $0.307 \text{ m}^3/\text{s}$.
- c) La tercera etapa consiste en determinar el volumen de almacenamiento requerido. Esto se realiza trazando una línea tangente a la curva de masas en forma paralela a la línea que representa el caudal promedio diario. El volumen requerido se representa mediante la distancia vertical existente entre el punto de tangencia y la recta que representa el caudal promedio diario. En nuestro caso, este valor es:

TABLA 7.9 DATOS DE CAUDAL Y DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO PARA DETERMINAR LOS EFECTOS DE LA IGUALACION DEL FLUJO DEL EJEMPLO

INTERVALO	CAUDAL PROMEDIO DURANTE EL INTERVALO m ³ /s	VOLUMEN DEL CAUDAL DURANTE EL INTERVALO m ³	VOLUMEN ACUMULADO DE FLUJO AL FINAL DEL INTERVALO m ³	CONCENTRACION PROMEDIO DE DBO EN EL INTERVALO mg/l (X _c)	CARGA DE DBO DURANTE EL INTERVALO kg/h
M-1	0.275	990	990	150	149
1-2	0.220	792	1782	115	91
2-3	0.165	594	2376	75	45
3-4	0.130	468	2844	30	23
4-5	0.105	378	3222	45	17
5-6	0.100	360	3582	60	22
6-7	0.120	432	4014	90	39
7-8	0.205	738	4752	130	96
8-9	0.355	1278	5030	175	223
9-10	0.410	1476	7506	200	295
10-11	0.425	1530	9036	215	329
11-N	0.430	1548	10584	220	341
N-1	0.425	1530	12114	220	337
1-2	0.405	1458	13572	210	306
2-3	0.385	1386	14958	200	277
3-4	0.350	1260	16218	190	239
4-5	0.325	1170	17388	180	211
5-6	0.325	1170	18558	170	199
6-7	0.330	1188	19746	175	208
7-8	0.365	1314	21060	210	276
8-9	0.400	1440	22500	280	403
9-10	0.400	1440	23940	305	439
10-11	0.380	1368	25308	245	335
11-M	0.345	1242	26550	180	224
Promedio	0.307	1106			213

Volumen del tanque de igualación, $v = 4110 \text{ m}^3$

- 2) Determinar el efecto del tanque de igualación en la carga de DBO. Existen varios métodos para hacer esto, sin embargo, posiblemente el más simple es el que consiste en hacer los cálculos necesarios iniciando con el intervalo horario en que el tanque de igualación se encuentra vacío. En nuestro caso, esto sucede a las 8.30 AM (ver figura 7.26). Por lo tanto, los cálculos necesarios se desarrollarán iniciando con el intervalo de las 8 a las 9 AM.
- d) El primer paso es calcular el volumen del agua en el tanque de igualación al final de cada intervalo de una hora. Esto se realiza restando el caudal horario regularizado del caudal del influente. El volumen correspondiente al caudal igualado o regularizado mostrado en la figura 7.23 para un intervalo de una hora es de 1106 m^3 ($0.307 \times 60 \times 60$), es decir $(26550 \text{ m}^3/\text{d})(1.0\text{h})/(24 \text{ h/d})$. Utilizando este valor, se calcula el volumen en almacenamiento mediante la siguiente expresión:

$$V_{sc} = V_{sp} + V_{ic} - V_{oc}$$

Donde:

V_{sc} = Volumen almacenado al final del intervalo en estudio.

V_{sp} = Volumen almacenado al final del intervalo previo.

V_{ic} = Volumen del influente durante el intervalo en estudio.

V_{oc} = Volumen del efluente durante el intervalo en estudio. (igualado)

Es decir, utilizando los datos de la tabla 7.9 el volumen de igualación para el intervalo de las 8 a las 9 es:

$$V_{sc} = 0 + 1278 - 1106 = 172 \text{ m}^3$$

Para el periodo de las 9 a las 10 es:

$$V_{sc} = 172 + 1476 - 1106 = 542 \text{ m}^3$$

El volumen de almacenamiento para cada intervalo horario se ha calculado de manera similar y se reporta en la tabla 7.10

- b) El segundo paso consiste en calcular la concentración promedio de DBO que sale del tanque de almacenamiento. Esto se realiza mediante la expresión que se presenta a continuación, la cual, se basa en suponer que el contenido del tanque de igualación está completamente mezclado.

$$X_{oc} = [(V_{ic})(X_{ic}) + (V_{sp})(X_{sp})] / (V_{ic} + V_{sp})$$

Donde:

X_{oc} = Concentración promedio de DBO en la salida (efluente) del tanque de almacenamiento durante el intervalo en estudio, mg/L.

V_{ic} = Volumen de agua residual del influente durante el intervalo analizado, m^3 .

X_{ic} = Concentración promedio de DBO en el volumen de agua residual del influente, mg/L

V_{sp} = Volumen del agua residual en el tanque de almacenamiento en el intervalo previo, m^3 .

X_{sp} = Concentración de DBO en el agua residual en el tanque de almacenamiento al final del intervalo previo.

Utilizando los datos proporcionados en la tabla 7.10 se calcula la concentración del efluente de la siguiente manera:

Para el período de 8 a 9:

$$X_{oc} = [(1278 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/l}) + (0)(0)] / (1278 \text{ m}^3 + 0) = 175 \text{ mg/l} + (0)$$

Para el período de 9 a 10:

$$X_{oc} = [(1476 \text{ m}^3)(200) + (172 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/l})] / (1476 + 172) \text{ m}^3 = 197 \text{ mg/l}$$

Todos los valores de concentración se calculan de manera similar. Los resultados se reportan en la tabla 7.10

c) El tercer paso consiste en calcular la carga horaria utilizando la siguiente expresión

$$\text{Carga, kg/h} = [(X_{oc}, \text{g/m}^3)(q_i, \text{m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})] / 1000 \text{ g/Kg}$$

Por ejemplo, para el intervalo de 8 a 9, la carga es de:

$$\text{Carga, kg/h} = [(175 \text{ g/m}^3)(0.355 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})] / 1000 \text{ g/Kg} = 193 \text{ Kg/h}$$

Los valores para los intervalos restantes se presentan en la Tabla 7.10 y los valores sin igualación del flujo se reportan en la tabla 7.9

d) El efecto de la igualación del flujo puede mostrarse gráficamente, trazando la curva de carga de DBO con igualación y la curva de carga normal. Ver Figura 7.27.

TABLA 7.10 TABLA DE CALCULO PARA LA DETERMINACION DE LOS VALORES DE LA CARGA DE DBO HOMOGENIZADA DEL EJEMPLO.

INTERVALO	V _{ic} VOLUMEN DEL CAUDAL DURANTE EL INTERVALO m ³	V _{ac} Y V _{sp} VOLUMEN ALMACENADO AL FINAL DEL INTERVALO m ³	X _{ic} , X _{sp} CONCENTRACION PROMEDIO DE DBO DURANTE EL INTERVALO mg/l	X _{oc} CONCENTRACION DE DBO HOMOGENIZADA DURANTE EL INTERVALO mg/l	CARGA DE DBO HOMOGENIZADA DURANTE EL INTERVALO kg/h
8-9	1278	172	175	175	193
9-10	1476	542	200	197	218
10-11	1530	966	215	210	232
11-N	1548	1408	220	216	239
N-1	1530	1832	220	218	241
1-2	1458	2184	210	214	237
2-3	1386	2464	200	209	231
3-4	1260	2618	190	203	224
4-5	1170	2680	180	196	217
5-6	1170	2746	170	188	208
6-7	1188	2828	175	184	203
7-8	1314	3036	210	192	212
8-9	1440	3370	280	220	243
9-10	1440	3704	305	245	271
10-11	1368	3966	245	245	271
11-M	1242	4102	180	230	254
M-1	990	3986	150	214	237
1-2	792	3672	115	196	217
2-3	594	3160	75	179	198
3-4	468	2522	50	162	179
4-5	378	1794	45	147	162
5-6	360	1048	60	132	146
6-7	432	374	90	119	132
7-8	738	0	130	126	139
PROMEDIO					213

frecuencia una pequeña cantidad como 2 a 4 mg/lit es suficiente para traer un aumento en la remoción de grasa.

La cloración con aeración es mas efectivo para remover la grasa que únicamente con cloración. Para este método de tratamiento el gas cloro se mezcla con el aire que se agrega en los tanques de aeración. También se puede utilizar el equipo convencional de cloración.

PREAERACION

La aeración de las aguas residuales previo al sedimentador primario se ha practicado desde hace 50 años en los Estados Unidos, sin embargo su uso no se ha extendido, se ha limitado un poco a ciertos problemas en el tratamiento de las aguas residuales. Su uso inicialmente para el control de olores, y para prevenir la septicidad, como preaeración se ha extendido mas y cuando se utilizaron periodos mas largos de aeración, se obtuvieron beneficios adicionales. La preaeración se utiliza ahora para llevar a cabo uno o mas de los siguientes objetivos.

1. Control de olores
2. Separación de grasas y remoción de arenas
3. Prevención de septicidad
4. Separación de arenas
5. Floculación de sólidos
6. Mantener el oxígeno disuelto en los tanque de tratamiento primario en flujo lento
7. Incrementar la remoción de DBO y SS
8. Minimizar depósitos de sólidos en los muros y el piso de los cárcamos húmedos.