



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES.

MÓDULO III
CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA: IGUALACIÓN

EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004.

Programa 2004

IGUALACION

Las plantas de tratamiento son diseñadas considerando que tanto el gasto como las concentraciones de contaminantes son constantes. Sin embargo, existen variaciones en estos parametros que influyen negativamente en las eficiencias de los diversos procesos. La uniformizacion del flujo (igualación o regularización) y de las concentraciones (homogenización), se usa para corregir estas variaciones.

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.

Debe mencionarse 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 aguas 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 (periodos de tormentas) cuando existen sistemas de recolección combinados.

LOCALIZACION

Los tanques de igualación pueden localizarse ya sea en la línea de tratamiento (in line) o en paralelo, fuera de ella (side line). En la Figura 1 se presentan ambos tipos de localización.

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 este 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.

El tanque de igualación tendrá fluctuación 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 aeróbicas.

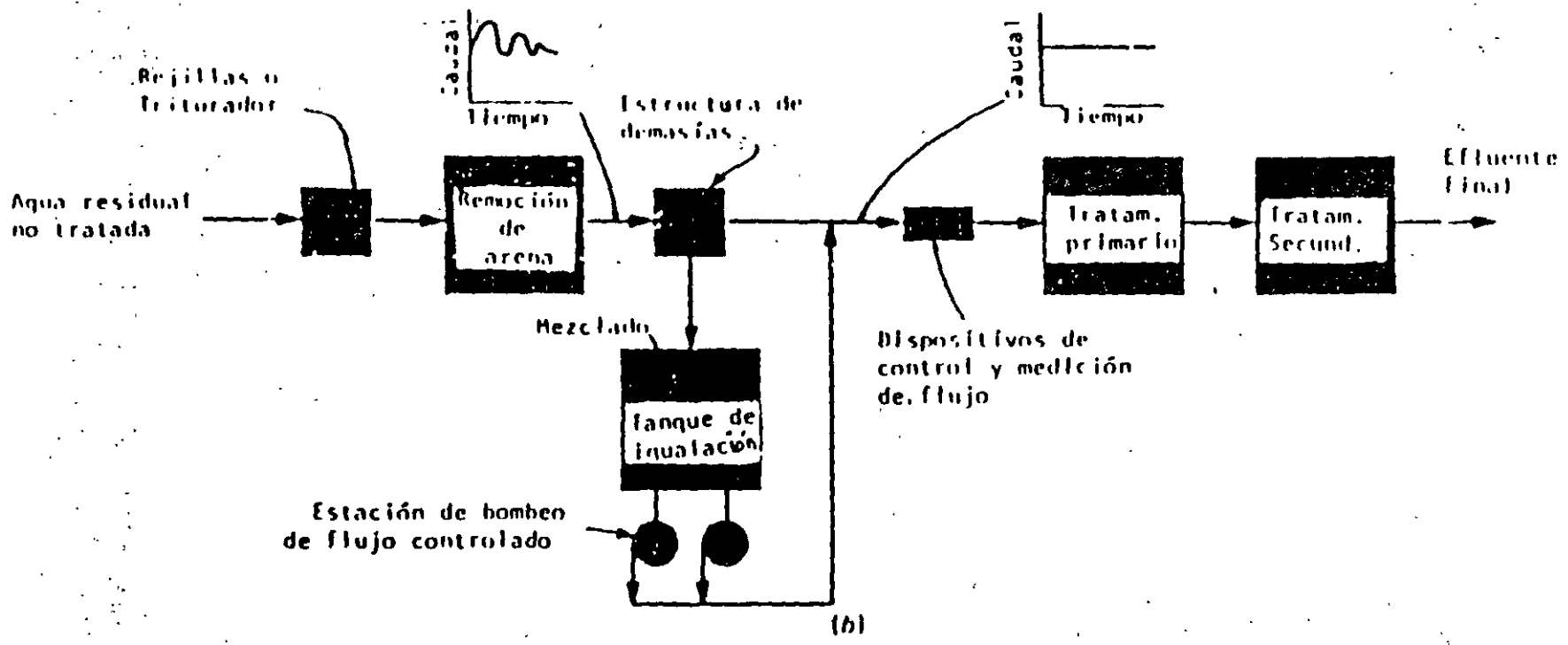
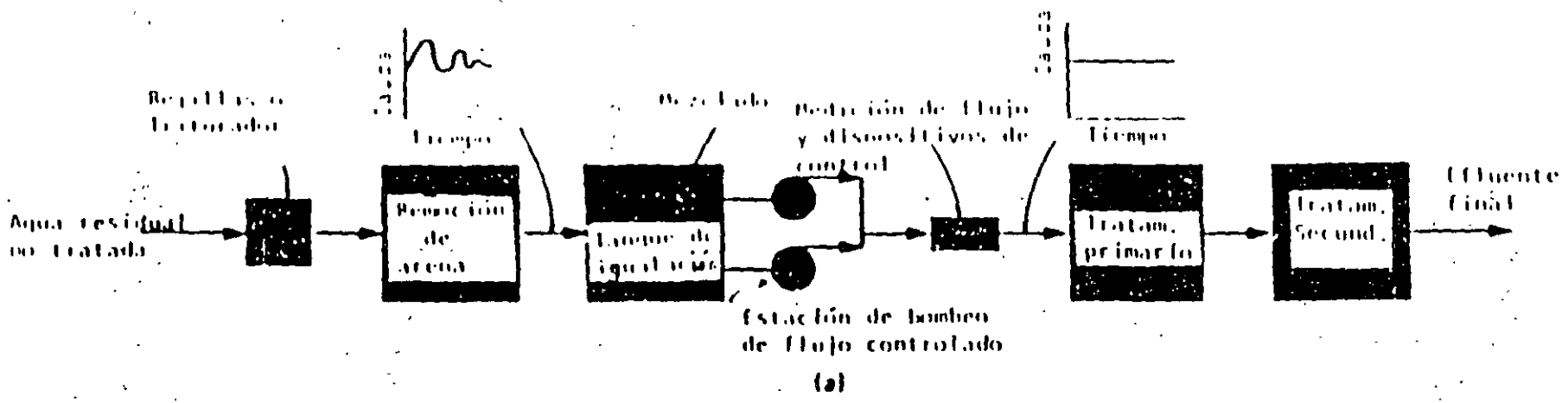


Fig. 1 Diagrama típico de una planta de tratamiento de aguas residuales con igualación de flujo

VOLUMEN

El volumen requerido para la igualación del caudal se determina mediante la utilización de una curva de masas, en la cual, se grafica el volumen acumulado del caudal del influente respecto a las diferentes horas del día. En la Figura 2 aparecen curvas de masa para la determinación del volumen de igualación requerido para dos patrones típicos de flujo.

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 2 (b). 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.

EJEMPLO

Utilizando los datos que aparecen en la Tabla 1, 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.

1. 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.

$$\text{Volumen, m}^3 = (q_1 \frac{\text{m}^3}{\text{s}})(3600 \frac{\text{s}}{\text{h}})(1.0 \text{ h})$$

Por ejemplo, para los tres primeros intervalos mostrados en la Tabla 1 los volúmenes horarios correspondientes son:

$$\begin{aligned} V_{m-1} &= (0.275 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h}) \\ &= 990 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Para el intervalo 1 - 2

$$\begin{aligned} V_{m-2} &= (0.220 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(2.0 \text{ h}) \\ &= 792 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

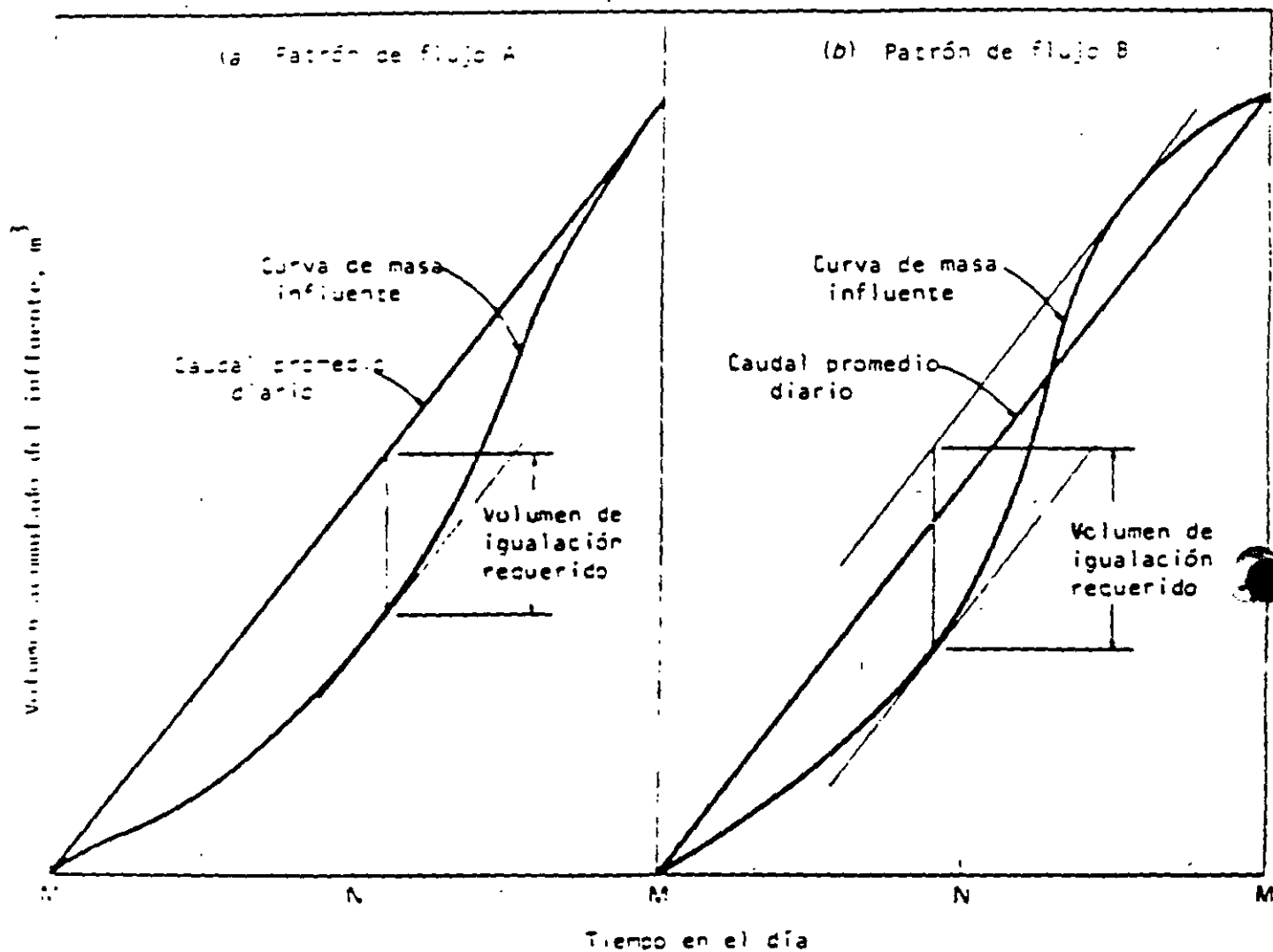


Figura 2. Curvas de masa para la determinación del volumen de igualación requerido para dos patrones típicos de flujo

Intervalo	Caudal promedio durante el intervalo, m ³ /s	Concentración promedio de DBO en el interv., mg/L	Volumen acumulado de flujo al final del int., m ³	Carga de DBO durante el intervalo, kg/h
M-1	0.275	150	990	140
1-2	0.220	115	1.782	91
2-3	0.165	75	2.376	45
3-4	0.130	50	2.844	23
4-5	0.105	45	3.222	17
5-6	0.100	60	3.582	22
6-7	0.120	90	4.014	39
7-8	0.205	130	4.752	96
8-9	0.355	175	5.030	223
9-10	0.410	200	7.506	295
10-11	0.425	215	9.036	329
11-N	0.430	220	10.584	341
N-1	0.425	220	12.114	337
1-2	0.405	210	13.572	306
2-3	0.385	200	14.958	277
3-4	0.350	190	16.218	239
4-5	0.325	180	17.388	211
5-6	0.325	170	18.558	199
6-7	0.330	175	19.746	208
7-8	0.365	210	21.060	276
8-9	0.400	280	22.500	403
9-10	0.400	305	23.940	439
10-11	0.380	245	25.308	335
11-M	0.345	180	25.550	224
Promedio	0.307			213

Tabla 1. Datos de caudal y Demanda Bioquímica de Oxígeno para determinar los efectos de la regulación del flujo del ejemplo

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 1.

b. La segunda etapa consiste en preparar una gráfica de los volúmenes acumulados del caudal. En la Figura 3, 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

$$\text{Volumen del tanque de igualación, } V = 4110 \text{ m}^3$$

2. Determinar el efecto del tanque de igualación en la carga de BOD. 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 8:00 AM (Ver Figura 4). Por lo tanto, los cálculos necesarios se desarrollarán iniciando con el intervalo de las 8 a las 9 AM.

a. 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 3 para un intervalo de una hora es de 1106 m^3 , es decir, $(26550 \text{ m}^3/\text{d})(1 \text{ h})/(24 \text{ h}/\text{d})$. 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 del tanque de igualación al final del intervalo en estudio

V_{sp} = Volumen del tanque de igualación 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

Igualación para el intervalo de las 8 a la 9 es:

$$V_{sc} = C + 1278 = 1106 = 172 \text{ m}^3$$

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 2.

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

$$X_{cc} = \frac{(V_{ic})(X_{ic}) + (V_{sp})(X_{sp})}{V_{ic} + V_{sp}}$$

Donde

X_{cc} = 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 de 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 2, se calcula la concentración del efluente de la siguiente manera:

Para el periodo de 8 a 9

$$X_{cc} = \frac{(1278 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/L}) + (0)(0)}{1278 \text{ m}^3} = 175 \text{ mg/L}$$

Para el periodo de 9 a 10

$$X_{cc} = \frac{(1476 \text{ m}^3)(200) + (172 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/L})}{(1476 + 172) \text{ m}^3} = 197 \text{ mg/L}$$

Todos los valores de concentración se calculan de manera similar. Los resultados se reportan en la Tabla 2.

... hora horaria utilizando

Intervalo	Volumen de caudal durante el intervalo, m ³	Volumen almacenado al final del intervalo, m ³	Concentración promedio de DBO durante el intervalo, mg/L	Concentración de DBO homogeneizada durante el intervalo, mg/L	Carga de DBO homogeneizada 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	1455	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	70	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	190	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	1046	60	132	146
6-7	432	374	90	119	132
7-8	738	0	130	126	139
Promedio					213

Tabla 10. Tabla de cálculos para la determinación de los valores de la carga de DBO homogeneizada del ejemplo.

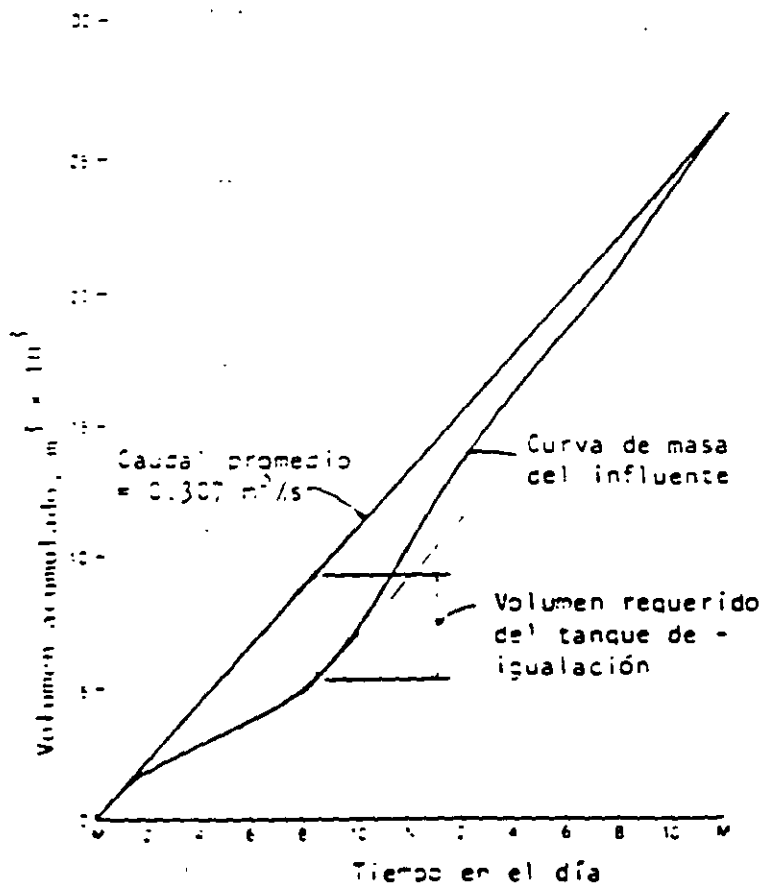


Figura 3 Curva de masas para la determinación del volumen del tanque de igualación del ejemplo

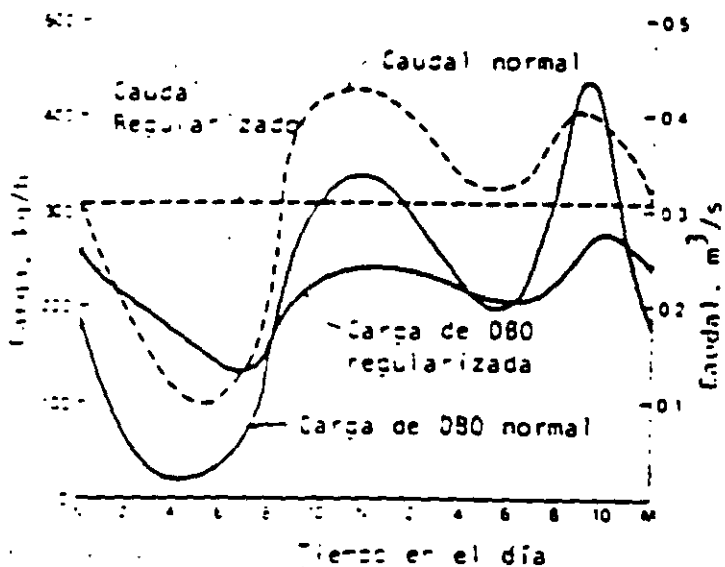


Figura 4 Graficación de los valores de caudal y carga de DBO normales y corregidos por igualación del flujo del ejemplo

la siguiente expresión:

$$\text{Carga, Kg/h} = \frac{(X_{oc}, \text{ g/m}^3)(q_i, \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})}{10000 \text{ g/Kg}}$$

Por ejemplo, para el intervalo de 8 a 9, la carga es de :

$$\frac{(175 \text{ g/m}^3)(0.307 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})}{1000 \text{ g/kg}} = 193 \text{ Kg/h}$$

Los valores para los intervalos restantes se presentan en la Tabla 2 y los valores sin igualación de flujo se reportan en la Tabla 1.

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 4.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES.

MÓDULO III
CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA: MANEJO Y DISPOSICIÓN DE DESECHOS
LIQUIDOS INDUSTRIALES INFORME DE INGENIERIA

EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004

componentes contaminantes anticipados en el desecho y por los objetivos principales del programa. Normalmente se incluirán los parámetros de contaminación más comunes. Al tomar en consideración el trabajo analítico, es aconsejable el establecer los requisitos mínimos, más allá de los cuales, las prioridades podrán fijarse, para otras pruebas deseables pero no esenciales. Generalmente, el tiempo disponible y los fondos forman parte de estas deliberaciones.

25. Segregación del Agua de Enfriamiento.

El agua de enfriamiento podrá captar el suficiente calor como para que afecte perniciosamente al oxígeno disuelto y a la vida acuática en las aguas receptoras. Bajo estas condiciones, pudiera ser necesario el enfriamiento antes de la liberación. Al mezclarse con el desecho del proceso, el agua de enfriamiento pone una carga hidráulica adicional sobre las unidades de tratamiento, y aumenta el costo del mismo. Por lo tanto, la segregación del agua de enfriamiento de la de desecho que requiere tratamiento, es una regla cardinal.

26. Desviación del Agua de Lluvia.

El alcantarillado que da servicio a las plantas manufactureras ocasionalmente recibe tanto el agua de desecho del proceso como el agua de lluvia.

Una lluvia de alta intensidad "limpia" a los plantas de tratamiento de desechos y reduce su eficiencia. El agua de lluvia y el desecho del proceso preferiblemente deberán ser manejadas en sistemas de drenaje separados; la segregación del agua de lluvia es también un principio cardinal.

27. Mejoras en la Planta y Reducción del Desecho.

El objetivo en el desarrollo de nuevas plantas debería ser el diseñar métodos para disminuir el desecho en los procesos. Se puede lograr mucho en las plantas manufactureras existentes, por medio de la reutilización del agua y mediante modificaciones en los procesos. El ingeniero consultor se encuentra en posición de poder comparar el costo de las mejoras en la planta con el costo del tratamiento del desecho. Frecuentemente se obtienen ventajas atractivas en el costo por la reducción del desecho mediante mejoras en la planta.

28. Caracterización del Desecho y Estudios de Tratabilidad.

La caracterización de un desecho involucra el predecir, sus efectos sobre los usos subsecuentes del agua. Esto requiere de un estudio de lo siguiente:

- a. Efecto del desecho sobre el oxígeno disuelto de la corriente.
- b. El efecto tóxico sobre los peces y otra vida acuática.
- c. El efecto contaminante sobre la carne de pescado.
- d. El daño posible a los procesos de tratamiento del agua.
- e. El efecto sobre el sabor agradable del agua.
- f. El efecto a corto o largo plazo sobre las personas que beben el agua.
- g. El efecto sobre el uso para la irrigación.
- h. Florecimiento de las algas.
- i. El efecto de la contaminación térmica sobre la ecología de la corriente de agua.
- j. Creación de contaminación "Visual"

Los estudios de tratabilidad se refieren a investigaciones de laboratorio sobre sistemas de tratamiento que tomarán inocuo al desecho. Los unidades de lodos activados "tipo mesa", son típicas para los estudios biológicos de degeneración. El consumo "pico" del oxígeno, la producción de bióxido de carbono y sus efectos tóxicos, pueden ser determinados por medio del uso de tales estudios. Se investiga el manejo de los lodos.

29. Investigaciones en Planta Piloto.

Las predicciones basadas en los estudios de mesa de laboratorio serán del tipo conservador en su aplicación a una planta grande. En el caso de las unidades de lodos activados, los efectos de corrientes desviadas, fuga de

sólidos, y proporciones de volumen-área de recipiente, serán más críticos de lo que podrían ser en escala de planta. Estas limitaciones en las instalaciones del laboratorio hacen aconsejable el operar también una planta piloto para el tratamiento del desecho dentro de la misma fábrica. La planta piloto deberá tener una capacidad de 30 a 60 litros por minuto, para obtener los criterios de diseño bajo condiciones operante, acercándose al desarrollo en escala total.

30. Prevención de Daños al Medio Ambiente.

Se debe tener precaución, para asegurarse de que la solución de un problema no cree uno nuevo más indeseable que el primero. Un ejemplo de esto, son los olores repulsivos provenientes de la incineración a bajas temperaturas del fango del alcantarillado doméstico. El anhídrido sulfuroso ha causado daño al follaje en las áreas que rodean los molinos de pulpa de sulfito con base de calcio, cuando el licor gastado ha sido evaporado y quemado para disminuir la contaminación del agua. Frecuentemente, el daño a las propiedades debido a condiciones molestas conduce a problemas legales.

31. Diseño Liberal y Flexible.

Los cambios en los procesos y la tendencia a operar por encima de la tasa de capacidad; lleva a la necesidad de un diseño liberal de instalaciones para el tratamiento del desecho industrial. Una eficiencia alta y sostenida puede lograrse más fácilmente cuando los sistemas de tratamiento poseen capacidad

de sobrenada. Las variaciones impredecibles en los cargos tanto hidráulicos como en los de desecho, hacen obligatorio un diseño flexible. Se pueden evitar las cargas de choque por medio de tanques de regularización, pero se deben tomar medidas para variaciones en el desecho por largos períodos de tiempo.

TRATAMIENTO COMBINADO CON DESECHOS MUNICIPALES

Existen muy pocos municipios que no tengan algunos establecimientos industriales que descargan sus desechos líquidos dentro del sistema de alcantarillado municipal. Definitivamente la tendencia se dirige hacia el tratamiento combinado debido a los altos sustanciales en capital y en costos de operación. Se puede esperar que los desechos comerciales influyan sobre el diseño y frecuentemente hacen la operación de las plantas municipales más sensible. No es poco común que grandes industrias de procesos húmedos se encuentren ubicadas en comunidades pequeñas, en cuyo caso las instalaciones de tratamiento combinado se convierten esencialmente en una planta de tratamiento de desechos industriales. El tratamiento del desecho residual podría muy bien ser considerado como una obligación municipal.

32. Normas y Leyes para Controlar el Uso del Alcantarillado Municipal.

Las normas y reglamentos establecen los usos adecuados y las limitaciones de los sistemas de recolección del agua de desecho. Sus objetivos inclu-

ya: la exclusión de materiales peligrosos, protección del alcantarillado, y control positivo sobre las sustancias que pudieran interferir con los procesos de tratamiento o de otra forma afectar perniciosamente al eficiente de los sistemas de tratamiento. La concentración de ciertos contaminantes puede ser controlada, mientras que otros sería preferible separarlos del sistema de alcantarillado. Las normas y reglamentos constituyen la base para una ordenanza municipal regulatoria práctica y saludable.

33. Pre-tratamiento en la Fábrica.

La aceptación del desecho comercial en los sistemas municipales pudiera requerir de un pre-tratamiento, ya sea, para reducir la carga orgánica o para preparar el desecho para un tratamiento efectivo con las aguas negras domésticas. El desecho comercial conteniendo altas cantidades de sólidos suspendidos, pudiera ser manejado más económicamente en la fábrica, y por lo tanto evitarse su dilución con las aguas negras domésticas. La dilución fomenta la lixiviación de las materias orgánicas solubles y estos sólidos suspendidos deben reconcentrarse en la planta municipal. El desecho de los procesos por lote "batch" puede ser tratado en forma más efectiva en los sistemas municipales, si son liberados a una velocidad uniforme desde un tanque compensador ubicado en la fábrica. El tamizado, la neutralización y la compensación, son sistemas comunes de pre-tratamiento.

34. Convenios de Descargas.

Muchos desechos comerciales orgánicos se asemejan a las aguas negras domésticas y son receptivos a tratamiento en plantas municipales. El desecho líquido proveniente del procesamiento de alimentos, tales como el enlatado de verduras y frutas, representan una muestra típica. Sin embargo, el desecho en las enlatadoras es usualmente mayor en DBO de 5 días, y en sólidos suspendidos que las aguas negras. Por lo tanto, los costos de tratamiento para el desecho de enlatado será mucho mayor, que para un volumen igual de aguas negras domésticas. Conociendo la inversión capital y los costos de operación, es posible desarrollar una fórmula de sobrecarga aplicable a un desecho industrial específico. Es imperativo que los cargos de servicio por alcantarillado, impuestos por la municipalidad a los usuarios del sistema, reflejen realísticamente el costo real para el tratamiento del desecho.

35. Sistemas de Monitoreo para el Efluente Industrial.

El monitoreo del efluente sirve dos propósitos:

- a. Para suministrar datos para el control del tratamiento y para uso en cómputo de la sobrecarga para el tratamiento combinado.
- b. Para mostrar irregularidades que pudieran afectar la tratamiento y la corriente receptora.

Se suministraron servicios de medición del flujo para mantener un registro permanente del volumen de descarga efluente. Se encuentran dispon

bles numerosos dispositivos para producir un registro continuo del flujo en sistemas abiertos o cerrados.

Existe la necesidad correspondiente de registrar la calidad del desecho descargado. Se diseñarán aparatos de muestreo automáticos para que den muestras compuestas pesadas para un turno de 8 horas, o en base a 24 horas. La frecuencia de las pruebas dependerá de las variaciones del proceso que a su vez influyen en la descarga. Las determinaciones deberán estar de acuerdo a los criterios pertinentes y a la fórmula de sobrecarga



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES.

MÓDULO III CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA: IMPUREZAS EN EL AGUA DE ABASTECIMIENTO.

EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004

Importancia de agua de abastecimiento

MATERIA MINERAL DISUELTA

Presente en todos los abastecimientos de agua naturales (aguas crudas o tratadas)

La cantidad de constituyentes minerales es variable. Los más abundantes son bicarbonatos, sulfatos y cloruros de calcio, magnesio y sodio; también sílice (1-100 ppm).

Si $Ca < 50$ ppm aceptable; > 50 inaceptable

Fluoruro. Usualmente ausente o presente como sales. Cantidad variable. Usualmente ausente. Rara vez se determina. Rara vez se determina

Selenio. Generalmente presente en cantidades minúsculas. Por sus propiedades, generalmente se agrupa con el sodio.

Yodo. Presente en algunas localidades (1-5 ppm). Interés desde el punto de vista de la salud. Poca importancia en la mayoría de los usos industriales

Litio. Importante en agua para riego

Stroncio. Poca importancia en agua para uso industrial

Metales pesados:

Cadmio. Cantidades pequeñas en algunas aguas superficiales e de pozo. Dóxico en las llamadas aguas duras.

Cobalto. Usualmente ausente, excepto en aguas termales

Acidez mineral. Generalmente causada por ácido sulf.

Presente en aguas de minas y en aguas contaminadas

Eliminadas en intercambiadores catiónicos ciclo al hidrógeno (sulfónico y clorhídrico).

Para uso industrial ordinarios y para el monitoreo continuo de abastecimiento ordinarios y de aguas termales se debe determinar los constituyentes minerales a determinar.

ALCALINIDAD: SE BICARBONATOS, CARBONATOS Y CAUSTICA

Determinación titulométrica con una solución estándar de ácido:
fenantrolina; Anaranjado de metilo y fenolftaleína.

La mayor parte de los abastecimientos naturales de agua
tienen dióxido de carbono libre y por lo tanto no hay
alcalinidad a la fenolftaleína.

Si no hay alc. a la fenolftaleína, se supone que toda
la alc. es de bicarbonatos.

Si hay alc. a la fenolftaleína, dos veces la alc. a la
fenolftaleína (si es menor o igual que la alc. al
anaranjado de metilo), se supone que es alcalinidad
de carbonatos.

Si dos veces la alc. a la fenolftaleína es mayor que
la alc. al anaranjado de metilo, el exceso se presume
que es alc. caustica o de hidróxidos.

En algunas zonas donde como los abastecimientos
de agua naturales se encuentran completamente
los sales

dissociadas en sus iones y aniones. Es conveniente,
sin embargo, considerar algunas de las sales como
si estuvieran sin disociar (bicarbonato de calcio,
sulfato de calcio)

INDURECIA Y DUREZA

La dureza de un agua se debe a su contenido de sales
solubles de calcio y magnesio.

Dureza total: suma de la dureza de calcio y la dureza de magnesio.

Dureza de carbonatos: la atribuye a carbonatos de calcio y
magnesio.

Dureza de no carbonatos: atribuye a sulfatos, cloruros y nitratos de calcio.

Incrustación de carbonato de calcio.

Carbonato de calcio mucho menos soluble que el carbonato de magnesio y ambos mucho menos solubles que el carbonato de sodio.

Puede visualizarse la alcalinidad como unida primero al calcio, después al magnesio y finalmente al sodio. Esta visualización es útil para fines prácticos. Al calentarse, agua que contiene carbonatos de Ca , Mg y Na , el carbonato de calcio es la primera que precipita y después el de magnesio. Tabla...

Incrustación de carbonato de calcio e hidróxido de magnesio.

A las temperaturas prevalentes en las calderas de vapor se forman incrustaciones: carbonato de calcio e hidróxido de magnesio.

Incrustación de sulfato de calcio.

El sulfato de calcio es la única sal que forma incrustaciones en la parte de los bicarbonatos. A las temperaturas que prevalecen en las calderas de vapor forma incrustaciones muy gruesas en calderas de vapor, por lo que no se permite en las aguas para calderas. En agua para enfriamiento no presenta mayores problemas.

Destrucción de jabón por la dureza.

Cuando una agua dura sufre en contacto con jabón, los iones de Ca y Mg reaccionan con los iones de los ácidos grasos para precipitar los jabones prácticamente insolubles de Ca y Mg .

La destrucción de jabón es directamente proporcional a la dureza.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

Procesos para remover o reducir la dureza de aguas - métodos químicos:

- a. Intercambio catiónico ciclo sodio
- b. Intercambio catiónico ciclo hidrogeno
- c. Desmineralización por intercambio iónico
- d. Destilación
- e. Osmosis en seco
- f. Osmosis en solución

CLORO

Generalmente presente en todos los abastecimientos netos de agua en forma soluble. En cantidades de alta presión puede ser objetable por su alta tendencia a formar clorohidruros.

En aguas de potencia en general no tiene efectos perjudiciales en los productos.

COBRE

Presente en prácticamente todos los abastecimientos de agua. En concentraciones de 0.1 ppm o menores no es objetable para la mayoría de los procesos industriales.

En concentraciones de 0.2 ppm las aguas son objetables para prácticamente cualquier uso industrial.

En tintorerías y fabricas de papel, produce manchas. En textiles, tejidos, plantas de riego, tintorerías, etc., es prácticamente imposible operar con aguas que contengan cobre.

En forma de bicromato de potasio, puede removerse por oxidación y filtración, filtración a través de carbón activo.

Como eliminarlo férrico: filtración

En forma coloidal y coloidal: coagulación y filtración

Como coloidal férrico: neutralización, aireación y filtración.

Manganeso

Su presencia es aun mas rara que la del hierro.

Se presenta generalmente como bicarbonato manganeso. Como especie parecidos a los del hierro. Para eliminarlo de agua, la concentración máxima es de 0.05 ppm como Mn.

Como bicarbonato manganeso puede removerse: oxidación y filtración, filtración a través de zeolitas manganesas.

Como sulfato manganeso en aguas acidas: neutralización, oxidación y filtración

En forma coloidal: coagulación, sedimentación y filtración

Cadmio

Se encuentra en pequeñas cantidades en practicamente todas las aguas naturales. Tiene poca importancia en las aguas industriales.

Es un metal amfotérico (tiende a disolverse en aguas alcalinas o ácidas). Precipita mejor a pH 5.5-6.5

Se puede remover reduciendo por coag. (ajuste pH), sedimentación y filtración; pasando a través de un intercambiador de iones (aniónico); Desmineralización por intercambio iónico y oxidación.

Fluoruro

Se encuentra solo en cantidades en aguas subterráneas. Las concentraciones varían de menos de 1 ppm hasta 3 ppm.

La concentración de la fluorita (CaF₂) es de 16-17 ppm. a esta concentración corresponde a 0.5 ppm de fluor. Las sales de fluoruro (CaF₂) son 4 veces mas solubles. Se eliminan por intercambio iónico.

ACIDEZ MINERAL

Presenta en pocos abastecimientos de agua: aguas de minas, aguas subterráneas en las cercanías de minas o contaminadas con aguas de desecho industrial.

El ácido presente es generalmente sulfúrico. Además, el agua puede contener sulfatos de hierro, aluminio, manganeso, calcio, magnesio y sodio. También, la concn. de CO_2 libre es generalmente elevada.

En minas, el H_2SO_4 libre y los sulfatos metálicos se forman por la oxidación de minerales que contienen azufre (pirita).

La remoción del hierro se puede lograr mediante neutralización con un pequeño exceso de sosa caústica o cal, aeración, sedimentación y filtración. El ablandamiento puede lograrse (1) simultáneamente con la neutralización y remoción del hierro por el proceso cal-soda en frío; (2) a continuación de la neutralización, aeración, sedimentación y filtración con un exceso de sosa caústica mediante zeolitas.

TABLE 10. MINERAL CONSTITUENTS USUALLY DETERMINED IN WATER ANALYSIS

Name	Formula	Equivalent	Commonly Known as	
Calcium	Ca	CaCO ₃	Calcium hardness	} = Total hardness
Magnesium	Mg	MgCO ₃	Magnesium hardness	
Sulfate	SO ₄	CaSO ₄		
Chloride	Cl	CaCl ₂		
Carbonate	CO ₃	CaCO ₃	Noncarbonate alkalinity	
Bicarbonate	HCO ₃	CaCO ₃	Carbonate alkalinity	
Hydroxide	OH	Ca(OH) ₂	Caustic alkalinity	
Silica	SiO ₂	CaSiO ₃		
Sulfide	S	CaS		
Nitrate	NO ₃	Ca(NO ₃) ₂		
Iron	Fe	CaFe ₂ (SO ₄) ₆	Mineral acidity	
Fluoride	F	CaF ₂		
Sulfur	S	CaS		
Phosphate	P	Ca ₃ (PO ₄) ₂		
Ammonia	NH ₃	CaNH ₄ (NO ₃) ₃		

* Mineral acids may also be determined as sulfates of iron, aluminum, or manganese. In the absence of such precipitation reagents, both sulfide and hydroxide reagents may be present, particularly in acidic waters, small amounts of nitric acid.

TABLE 11. CALCULATED SOLUBILITIES OF THE CARBONATES OF CALCIUM, MAGNESIUM, AND SODIUM AT 25°C*

Name	Formula	Solubility as CaCO ₃	
		(ppm)	(ppb)
Calcium carbonate	CaCO ₃	13	0.8
Magnesium carbonate	MgCO ₃	75	4.4
Sodium carbonate	Na ₂ CO ₃	25000	10000.0

TABLE 12. CALCULATED SOLUBILITIES OF THE HYDROXIDES OF CALCIUM, MAGNESIUM, AND SODIUM AT 25°C*

Name	Formula	Solubility as CaCO ₃	
		(ppm)	(ppb)
Calcium hydroxide	Ca(OH) ₂	555	31.8
Magnesium hydroxide	Mg(OH) ₂	8	0.5
Sodium hydroxide	NaOH	97000	50000.

TABLE 18. Calcium Sulfate Solubilities at 22 to 425°F

	Solubility as CaSO ₄	
	(ppm)	(grs)
22	1225	75.5
101	1221	53.5
212	1215	32.7
327	103	0.0
442	50	3.2
557	40	2.3

TABLE 19. EXPERIMENTAL SOAP CONSUMPTION OF WATER OF VARIOUS HARDNESSES

Hardness as CaCO ₃		Soap Wastage (lb/1000 gal)	Hardness as CaCO ₃		Soap Wastage (lb/1000 gal)
(grs)	(ppm)		(grs)	(ppm)	
1	17	1.0	16	274	24.0
2	34	2.0	17	291	25.5
3	51	3.0	18	309	27.0
4	68	4.0	19	326	28.5
5	85	5.0	20	343	30.0
6	102	6.0	21	377	31.0
7	119	7.0	22	411	36.0
8	136	8.0	23	446	39.0
9	153	9.0	24	480	42.0
10	170	10.0	25	514	45.0
11	187	11.0	26	549	52.5
12	204	12.0	27	583	60.0
13	221	13.0	28	617	67.5
14	238	14.0	29	652	75.0
15	255	15.0	30	1025	90.0

WATER TREATMENT

TABLE 20. Molecular Weights of Sodium Bicarbonate, Carbonate, Chloride, Sulfate, Nitrate, and Sulfate

Name	Formula	Molecular Weight, as ppm of CaCO ₃	
		(at 22°F)	(at 212°F)
Sodium bicarbonate	NaHCO ₃	35100	decomposes
Sodium carbonate	Na ₂ CO ₃	62600	250000
Sodium chloride	NaCl	232000	241000
Sodium hydroxide	NaOH	370000	975000
Sodium nitrate	NaNO ₃	215000	375000
Sodium sulfate	Na ₂ SO ₄	33200	295000



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES.

MÓDULO III
CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA: DESARENACIÓN

EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004

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, cascarras 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.

III TIPOS DE DESARENADORES

La cantidad y calidad de la arena y el efecto de la misma en la unidades de tratamiento subsecuentes, son factores de gran importancia en la selección del desarenador. Asimismo, su selección puede estar influenciada por la pérdida de carga, los requerimientos de espacio y el tipo de equipo empleado en otras partes de la planta. Existen tres tipos de tanques desarenadores:

- a) de flujo horizontal o velocidad controlada
- b) desarenadores aerados, y
- c) los tanques de sección cuadrada o tanques de detritus.

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.

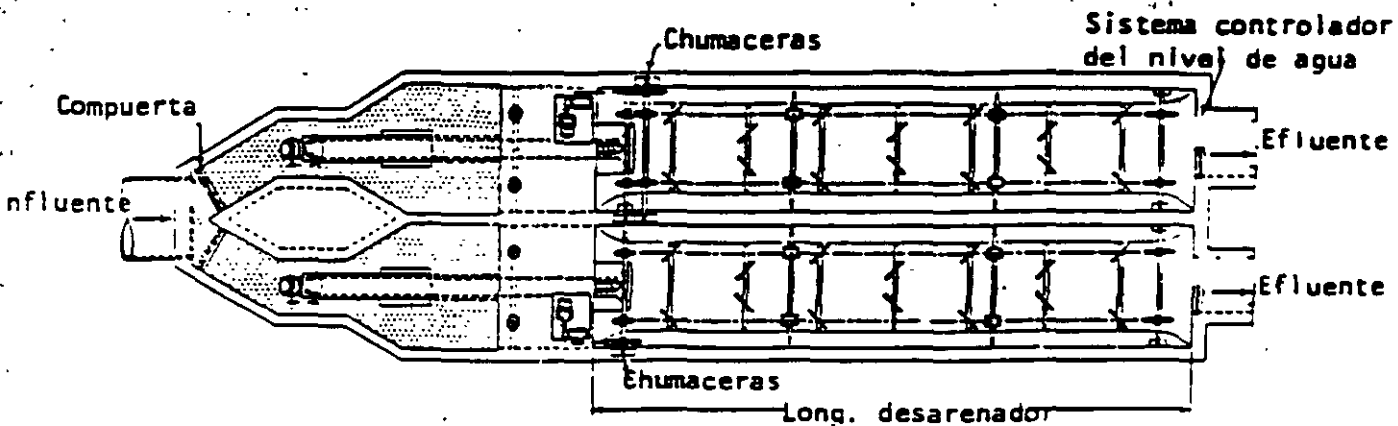
Los desarenadores aerados consisten en tanques sujetos a una aeración del tipo flujo en espiral donde la velocidad es controlada mediante sus dimensiones así como por la cantidad de aire suministrada a esa unidad.

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.

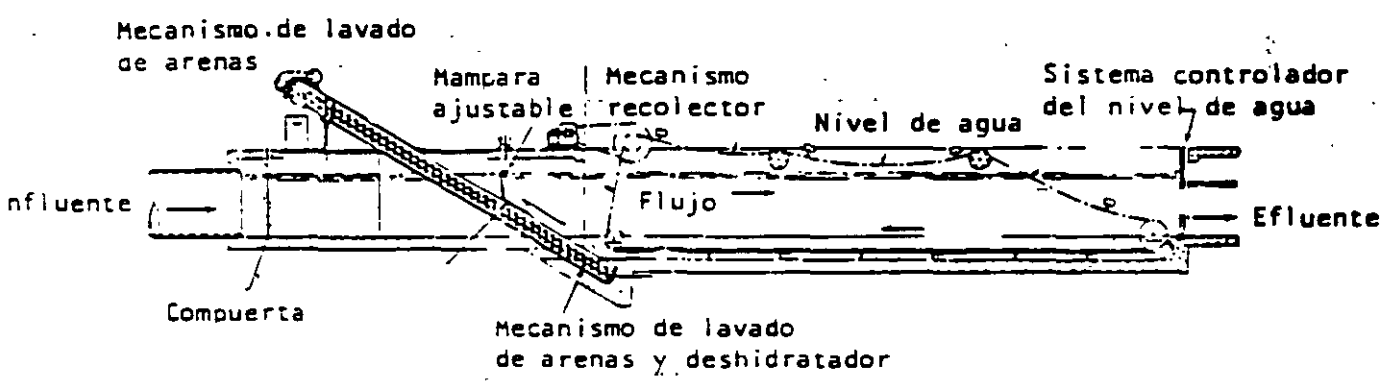
III.I Tanques desarenadores de flujo horizontal o velocidad controlada (Fig. 1).

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.



(a) Planta



(b) Sección longitudinal

Figura 1. Detalles de un desarenador de flujo horizontal de doble canal y velocidad controlada

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 proveer 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

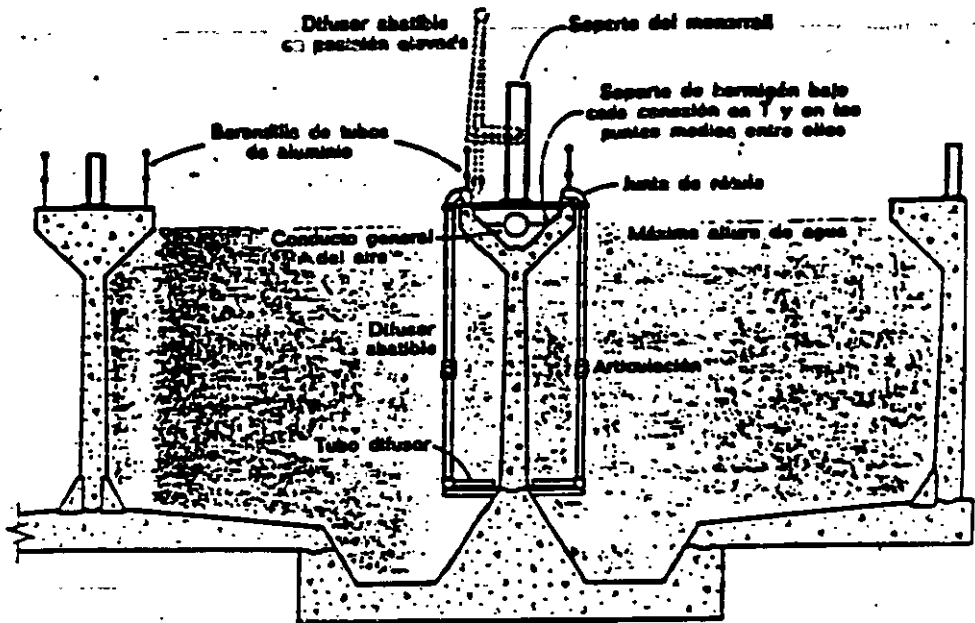


Figura 2. Sección transversal típica de un desarenador aerado

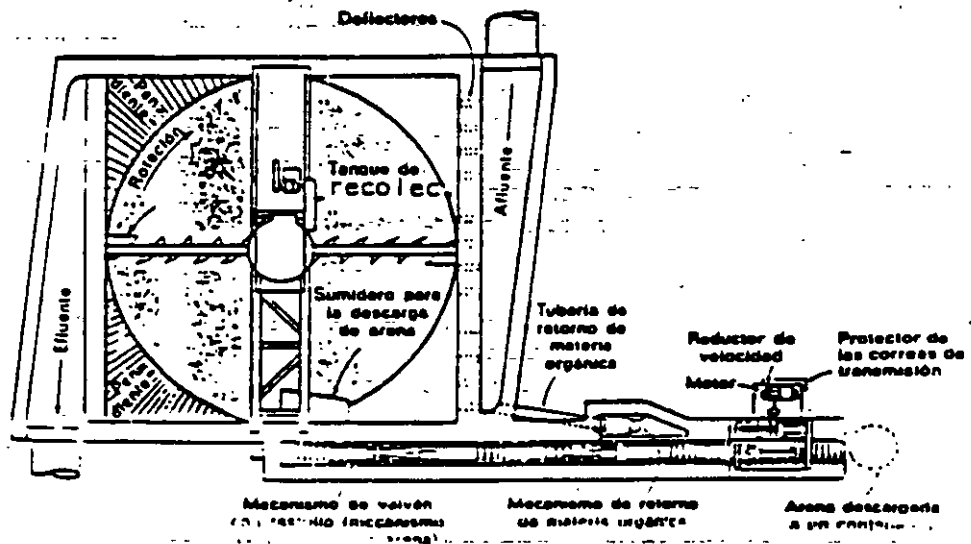


Figura 3. Desarenador de sección cuadrada o tanque de detritus

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.

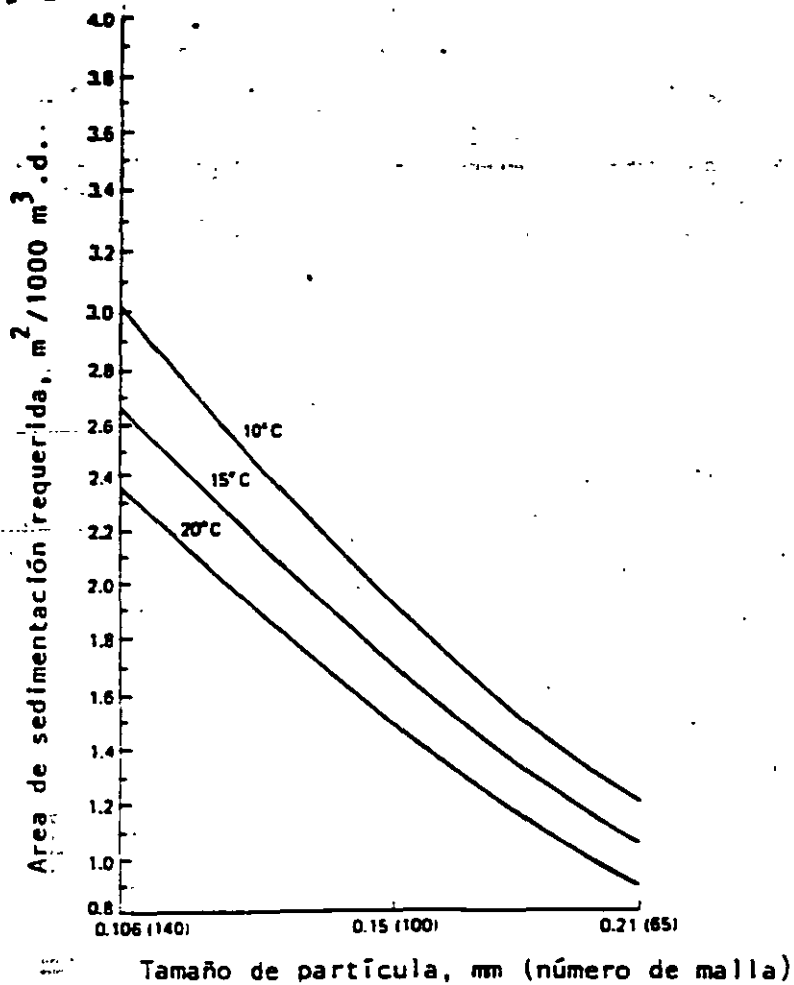


Figura 4. Area requerida por cada 1000 m^3 de aguas residuales para la sedimentación de partículas con gravedad específica = 2.65 a las temperaturas indicadas.

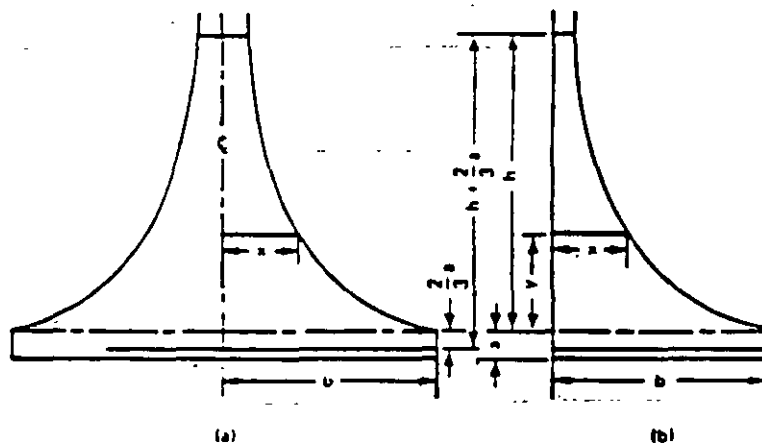


Figura 5. Elementos de un vertedor proporcional (a) y de un vertedor tipo Sutro (b)

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 caracter 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:

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

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 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).

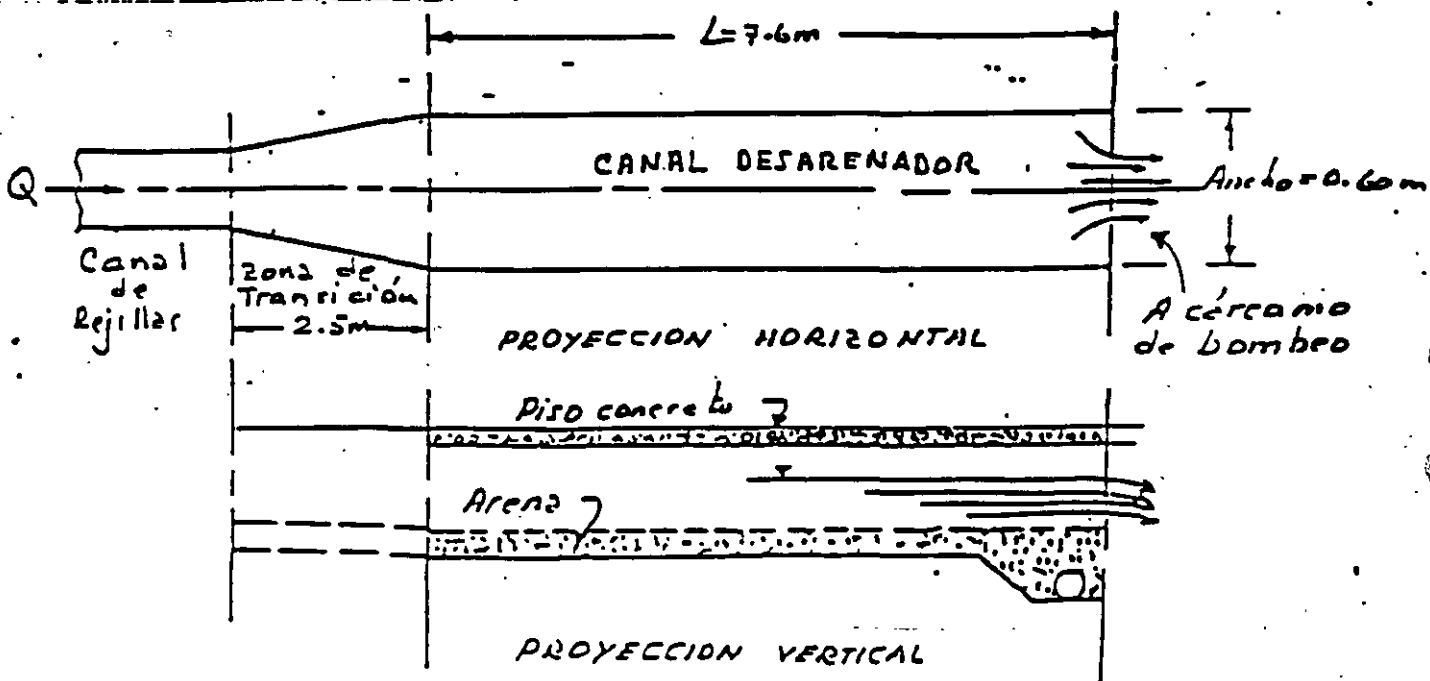


Figura 6 Desarenador del ejemplo VII.1

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 m

c) Incrementar la longitud un 15% para tomar en cuenta las condiciones de entrada y salida: Longitud ajustada = 11.5 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 a 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 colocada)		
Admisible, mm	150	150
Máxima, mm	800	800

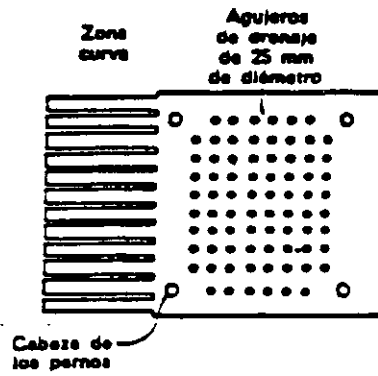
3.1 Rejillas de limpieza manual

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.

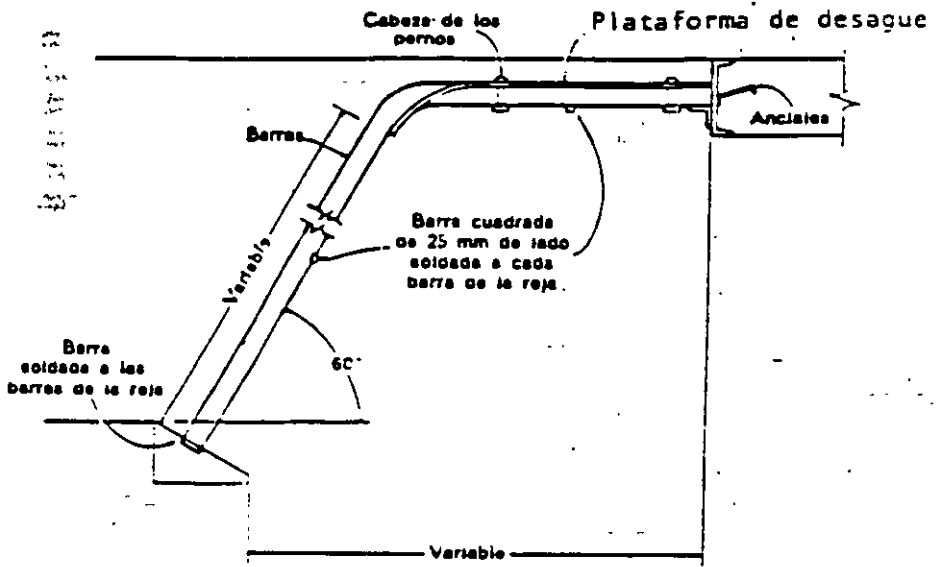
La longitud (profundidad) de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. En la parte superior de la rejilla deberá colocarse una placa perforada para que los sólidos removidos puedan almacenarse temporalmente para su desagüe. En la Figura 1 se muestra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



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 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 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.

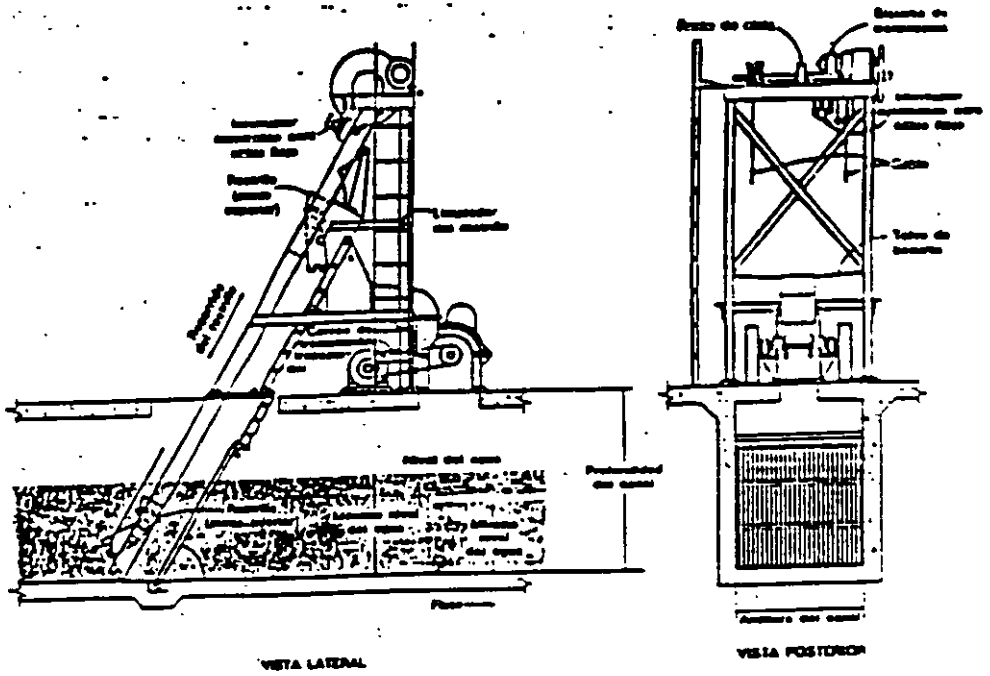


Figura 2 Rejilla mecánica de limpieza frontal

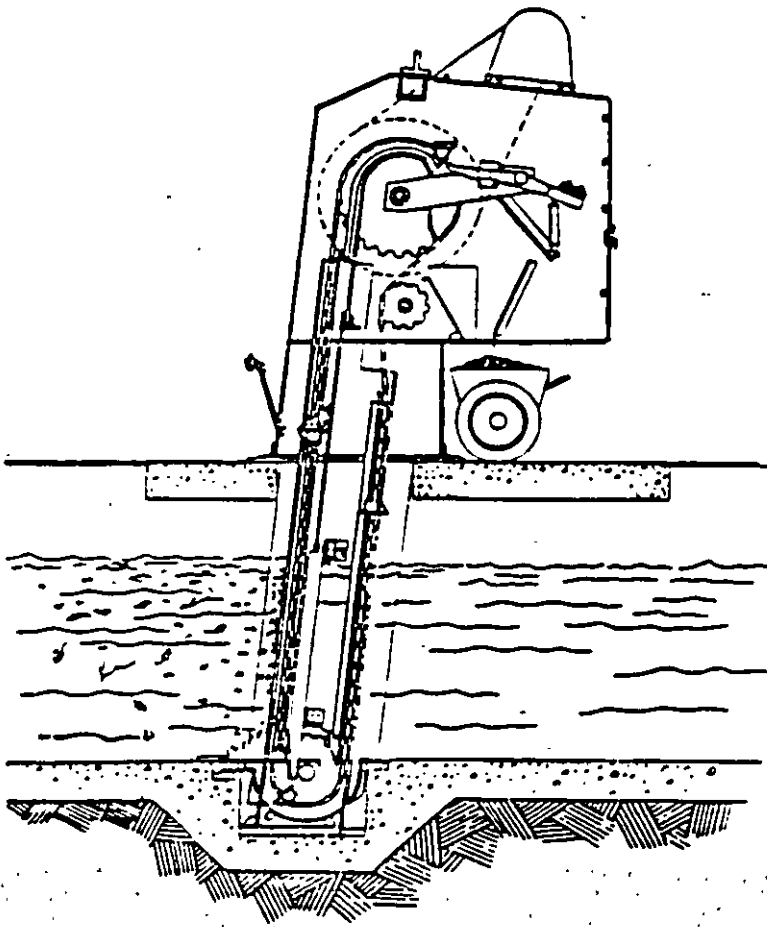


Figura 3 Rejilla mecánica de limpieza posterior

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:

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

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

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

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 aguas 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 = Área 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.

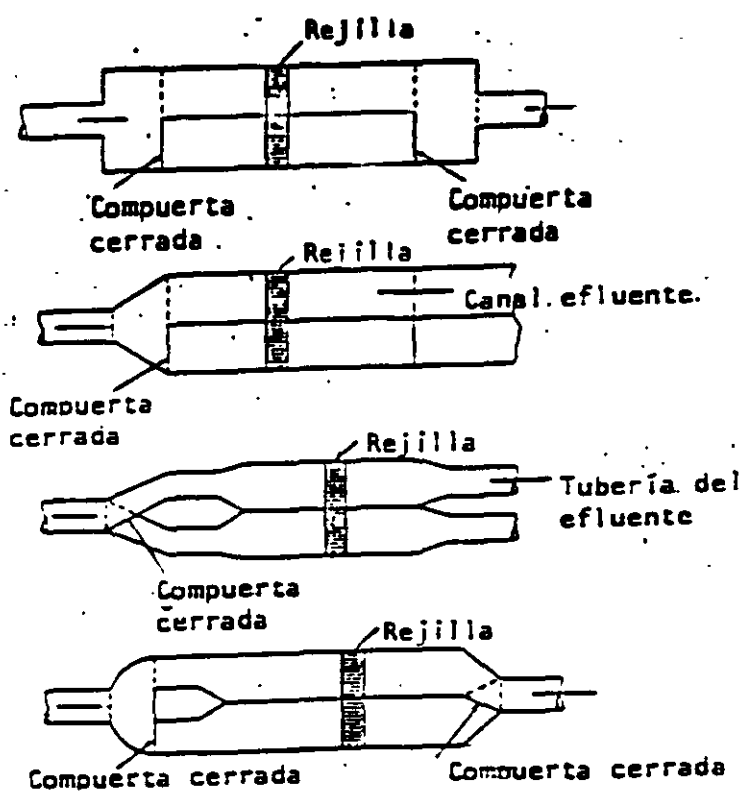


Figura 4 Arreglos de canales dobles con rejilla

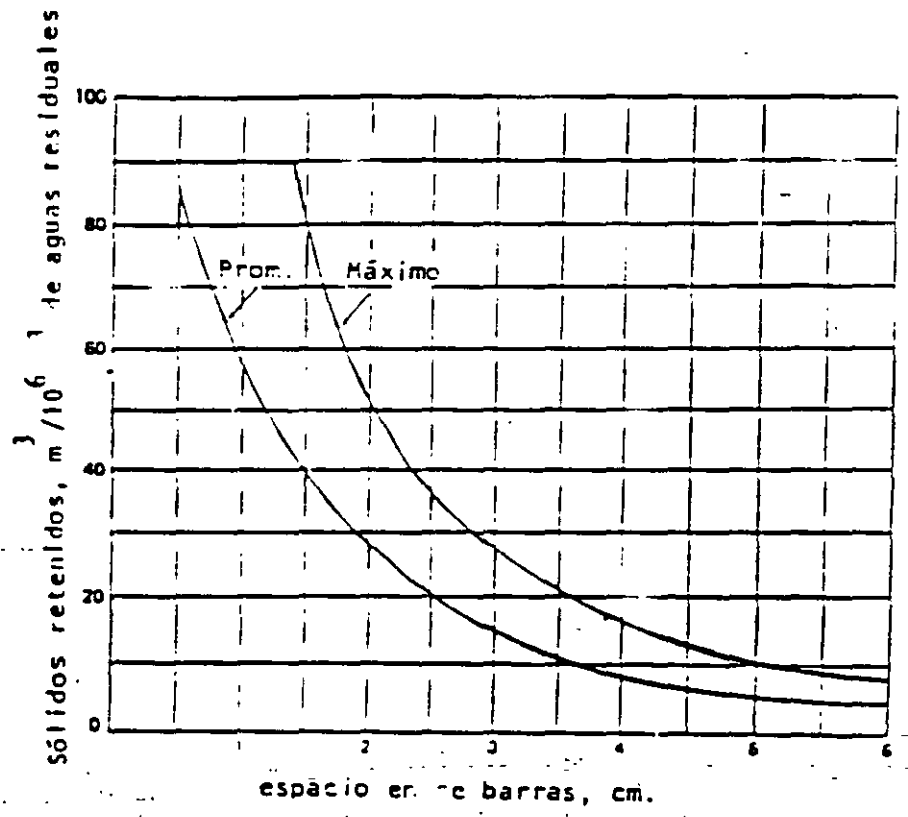


Figura 5 Cantidades de sólidos retenidos por rejillas de limpieza mecánica

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



CURSO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES.

MÓDULO III
CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA: IGUALACIÓN

EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004

IGUALACION

Las plantas de tratamiento son diseñadas considerando que tanto el gasto como las concentraciones de contaminantes son constantes, sin embargo, existen variaciones en estos parametros que influyen negativamente en las eficiencias de los diversos procesos. La uniformizacion del flujo (igualacion o regularizacion) y de las concentraciones (homogenizacion), se usa para corregir estas variaciones.

La utilizacion de tanques de igualacion despues del tratamiento preliminar (cribado y remocion de arenas) permite la amortiguacion 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 igualacion, no solamente amortigua las variaciones diarias de flujo sino tambien la variacion en las concentraciones de la Demanda Bioquimica de Oxigeno (DBO) y Solidos Suspendidos durante el dia. Ademas, puede mejorar significativamente el funcionamiento de las plantas existentes y cuando se trate de disenar una nuevo sistema se reducirá el tamaño de las unidades de tratamiento aguas abajo a ese punto.

Esta operacion, se puede utilizar durante la época de secas cuando existen sistemas de recoleccion de aguas residuales separados o bien en época de lluvias (periodos de tormentas) cuando existen sistemas de recoleccion combinados.

LOCALIZACION

Los tanques de igualacion pueden localizarse ya sea en la linea del tratamiento (in line) o en paralelo, fuera de ella (side line). En la Figura 1 se presentan ambos tipos de localizacion.

En el primer caso, el tanque recibe el total del gasto de entrada y se bombea mediante un caudal constante a las demas unidades de tratamiento. En los tanques construidos fuera de la linea de tratamiento, el flujo excedente al caudal promedio diario, se canaliza a este tanque a traves de una estructura derivadora. Cuando el caudal del influente es menor al promedio diario se tendra que bombear agua desde este punto a las unidades de tratamiento subsecuentes.

El sistema colocado en linea, generalmente proporciona mayor amortiguamiento respecto a las concentraciones de DBO y SS que el sistema colocado en paralelo.

El tanque de igualacion tendra fluctuacion en el nivel de agua por lo que sera necesario instalar equipos mecanicos de aeracion para mantener mezclados los solidos en suspension y preservarlos en condiciones aerobias.

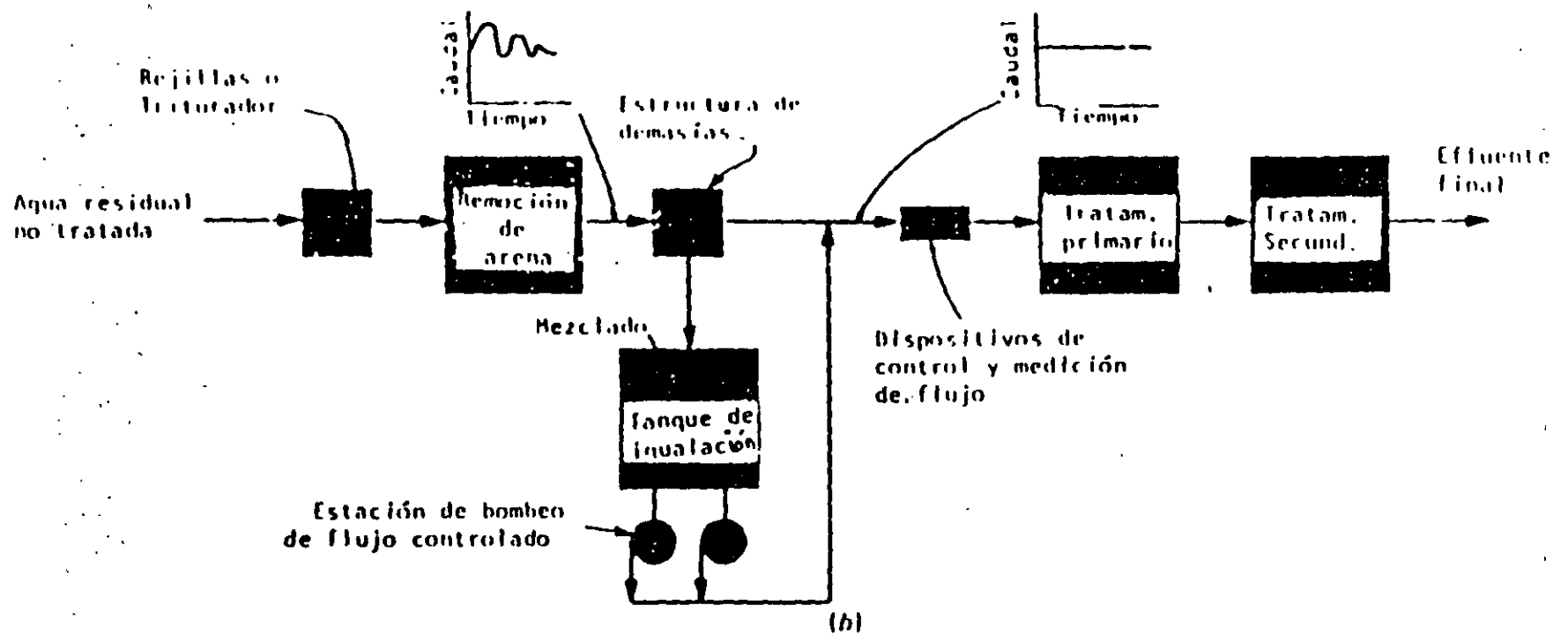
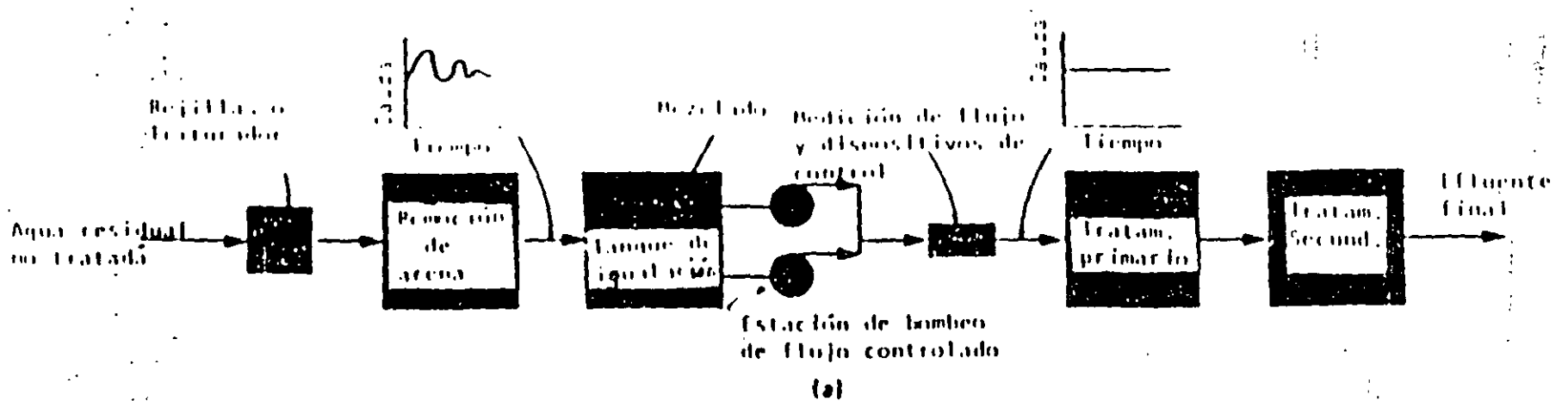


Fig. 1. Diagrama típico de una planta de tratamiento de aguas residuales con igualación de flujo (a) en línea, (b) fuera de la línea.

VOLUMEN

El volumen requerido para la igualación del caudal se determina mediante la utilización de una curva de masas, en la cual, se grafica el volumen acumulado del caudal del influente respecto a las diferentes horas del día. En la Figura 2 aparecen curvas de masa para la determinación del volumen de igualación requerido para dos patrones típicos de flujo.

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 2 (b). 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.

EJEMPLO

Utilizando los datos que aparecen en la Tabla 1, 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.

1. 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.

$$\text{Volumen, m}^3 = (q_i \frac{\text{m}^3}{\text{s}}) (3600 \frac{\text{s}}{\text{h}}) (1.0 \text{ h})$$

Por ejemplo, para los tres primeros intervalos mostrados en la Tabla 1, los volúmenes horarios correspondientes son:

$$V_{1-1} = (0.275 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h})$$

$$= 990 \text{ m}^3$$

Para el intervalo 1 - 2

$$V_{1-2} = (0.220 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h})$$

$$= 792 \text{ m}^3$$

convertido en metros cúbicos al final de cada

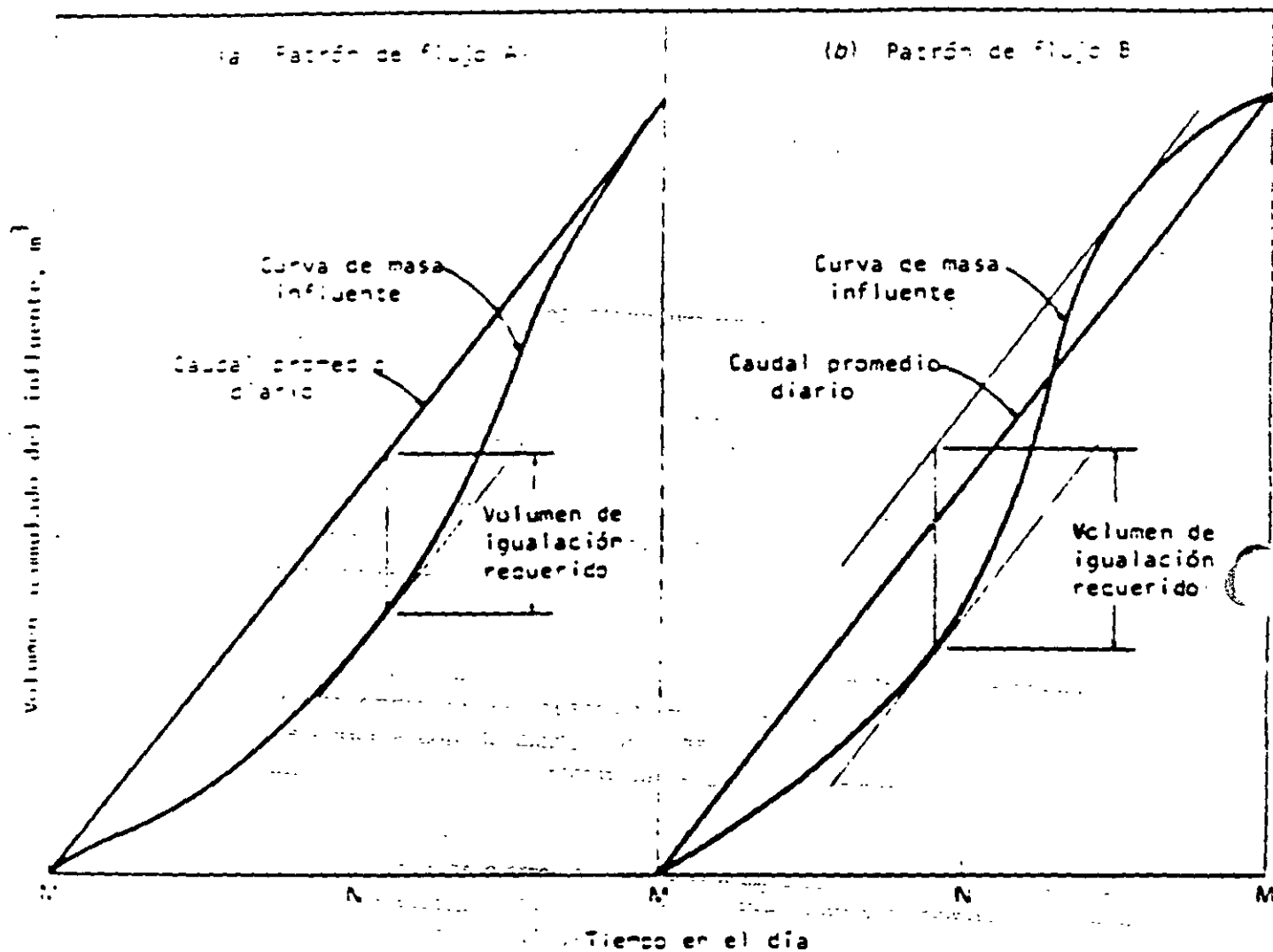


Figura 2. Curvas de masa para la determinación del volumen de igualación requerido para dos patrones típicos de flujo

Intervalo	Caudal promedio durante el intervalo, m ³ /s	Concentración promedio de DBO en el interv., mg/L	Volumen acumulado de flujo al final del int., m ³	Carga de DBO durante el intervalo, kg/h
M-1	0.275	150	990	140
1-2	0.220	115	1.782	91
2-3	0.165	75	2.376	45
3-4	0.130	50	2.844	23
4-5	0.105	45	3.222	17
5-6	0.100	60	3.582	22
6-7	0.120	90	4.014	39
7-8	0.205	130	4.752	96
8-9	0.355	175	5.030	223
9-10	0.410	200	7.506	295
10-11	0.425	215	9.036	329
11-N	0.430	220	10.584	341
N-1	0.425	220	12.114	337
1-2	0.405	210	13.572	306
2-3	0.385	200	14.958	277
3-4	0.350	190	16.218	239
4-5	0.325	180	17.388	211
5-6	0.325	170	18.558	199
6-7	0.330	175	19.746	208
7-8	0.365	210	21.060	276
8-9	0.400	280	22.500	403
9-10	0.400	305	23.940	439
10-11	0.380	245	25.308	335
11-M	0.345	180	25.550	224
Promedio	0.307			213

Tabla 1. Datos de caudal y Demanda Bioquímica de Oxígeno para determinar los efectos de la regulación del flujo del ejemplo

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 1.

b La segunda etapa consiste en preparar una gráfica de los volúmenes acumulados del caudal. En la Figura 3, 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:

$$\text{Volumen del tanque de igualación, } V = 4110 \text{ m}^3$$

d Determinar el efecto del tanque de igualación en la carga de BOD. 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 8:00 AM (Ver Figura 4). Por lo tanto, los cálculos necesarios se desarrollarán iniciando con el intervalo de las 8 a las 9 AM.

a 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 3 para un intervalo de una hora es de 1106 m^3 , es decir, $(26550 \text{ m}^3/\text{d})(1 \text{ h})/(24 \text{ h}/\text{d})$. Utilizando este valor, se calcula el volumen en almacenamiento mediante la siguiente expresión:

$$V_{sc} = V_{sp} + V_{ic} - V_{oc}$$

Donde el volumen:

V_{sc} = Volumen del tanque de igualación al final del intervalo en estudio

V_{sp} = Volumen del tanque de igualación 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

Igualación para el intervalo de las 8 a la 9 es:

$$V_{sc} = 0 + 1278 - 1108 = 172 \text{ m}^3$$

Para el periodo de las 9 a las 10 es:

$$V_{sc} = 172 + 1476 - 1108 = 542 \text{ m}^3$$

El volumen de almacenamiento para cada intervalo horario se ha calculado de manera similar y se reporta en la Tabla 2.

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:

$$X_{cc} = \frac{(V_{ic})(X_{ic}) + (V_{sp})(X_{sp})}{V_{ic} + V_{sp}}$$

Donde

X_{cc} = 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 de 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 2, se calcula la concentración del efluente de la siguiente manera:

Para el periodo de 8 a 9

$$X_{cc} = \frac{(1278 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/L}) + (0)(0)}{1278 \text{ m}^3} = 175 \text{ mg/L}$$

Para el periodo de 9 a 10

$$X_{cc} = \frac{(1476 \text{ m}^3)(200) + (172 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/L})}{(1476 + 172) \text{ m}^3} = 197 \text{ mg/L}$$

Todos los valores de concentración se calculan de manera similar. Los resultados se reportan en la Tabla 2.

Intervalo de valores	Volumen de caudal durante el intervalo	Volumen al- macenado al final del intervalo	Concentración promedio de DBO durante el intervalo	Concentración de DBO homoge- nizada durante el intervalo	Carga de DBO homogenizada durante el intervalo
	m ³	m ³	mg/L	mg/l	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	1455	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	70	2746	170	188	208
6-7	1158	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	592	3672	115	196	217
2-3	594	3160	75	179	198
3-4	468	2822	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

Tabela 5. Tabla de cálculo para la determinación de los valores de la carga de DBO homogenizada (ejemplo).

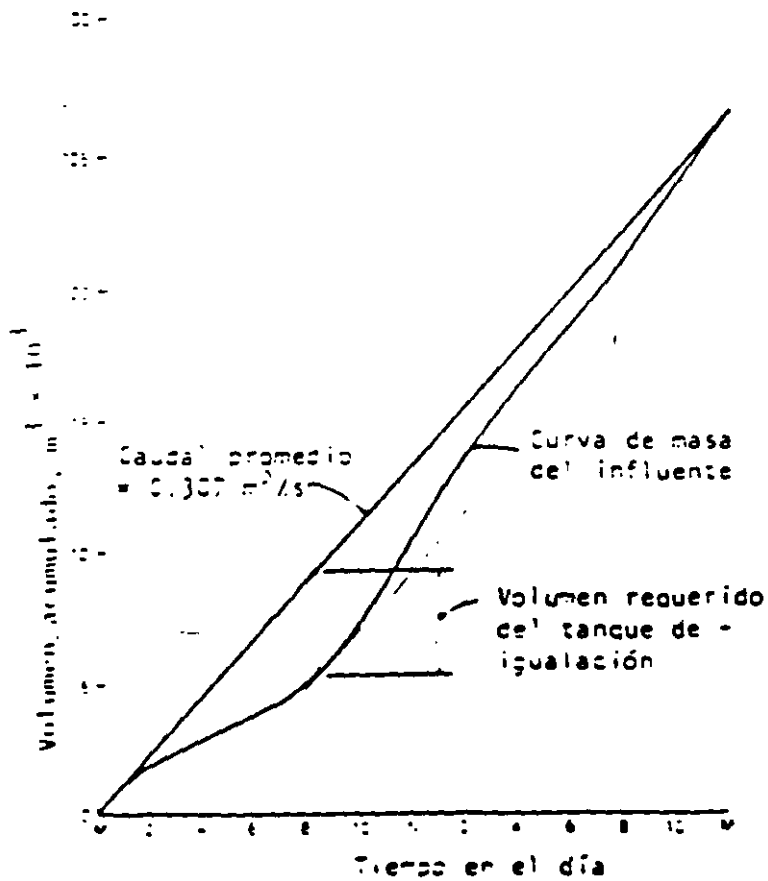


Figura 3. Curva de masas para la determinación del volumen del tanque de igualación del ejemplo.

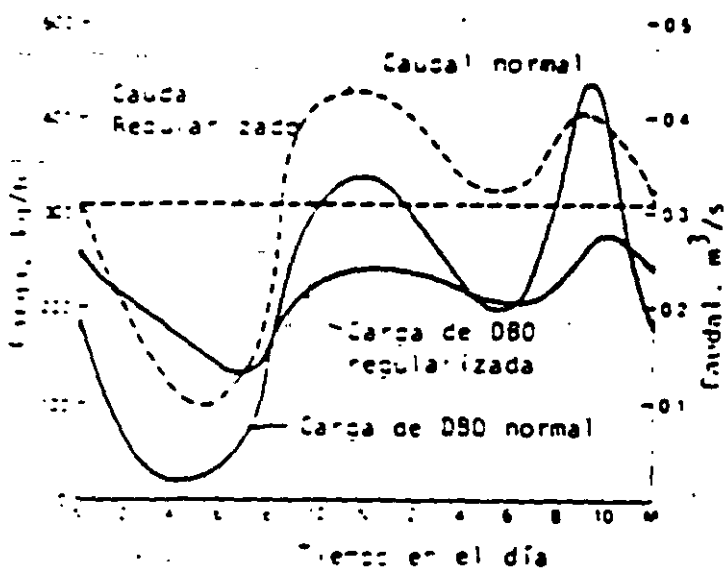


Figura 4. Graficación de los valores de caudal y carga de DBO normales y corregidos por igualación del flujo del ejemplo.

la siguiente expresión:

$$\text{Carga, Kg/h} = \frac{(\bar{X}_{oc}, \text{ g/m}^3)(q_i, \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})}{10000 \text{ g/Kg}}$$

Por ejemplo, para el intervalo de 8 a 9, la carga es de :

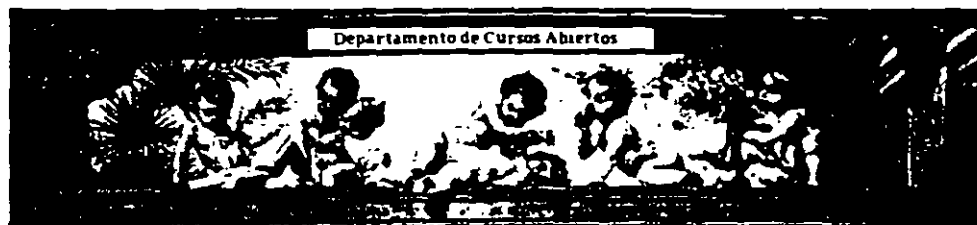
$$\frac{(.75 \text{ g/m}^3)(0.307 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})}{1000 \text{ g/kg}} = 193 \text{ Kg/h}$$

Los valores para los intervalos restantes se presentan en la Tabla 2 y los valores sin igualación de flujo se reportan en la Tabla 1.

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 4



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



**CURSO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES.**

MÓDULO III

**CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.**

TEMA: EJEMPLO DE DISEÑO DE FILTROS ROCIADORES

EXPOSITOR: ING. JUAN HILARIO GARCIA GIL

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004



Programa 2004

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 decloración, 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. Disenteria. 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 (diententeria. tifus abdominal)
2. Helmintos:
 - a. Dracunculosis (dracontiasis. enfermedad del gusano de Guinea)
 - b. Echinococosis (enfermedad hidática. echinococciasis)
 - c. Schistosomiasis (bilharziosis)
3. Protozoarios:
 - a. Disenteria 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 aereoginosa*, 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. Poliomieltis (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 sulfitorreductores* 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.

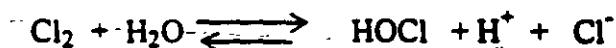
- **Generación *in situ*:** La generación *in-situ* de cloro libre emplea procesos electrolíticos a partir de cloruro de sodio. Estos sistemas son similares a aquellos que se utilizan para producir cloro gas comercial a nivel industrial. El cloro generado se hace reaccionar con hidróxido de sodio para 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.

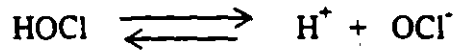
Hidrólisis.

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:



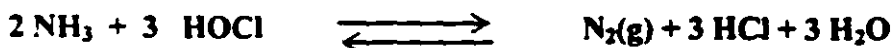
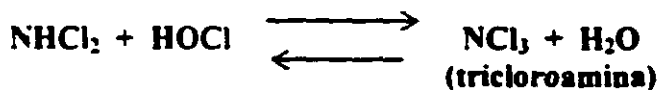
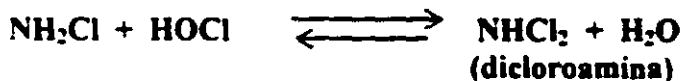
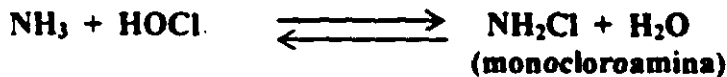
Para pH mayores de 8, la especie predominante son los iones hipoclorito y disminuye la concentración del agente desinfectante más eficaz (HOCl). Esas especies y el cloro gaseoso son las formas desinfectantes del cloro.

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 disponible.

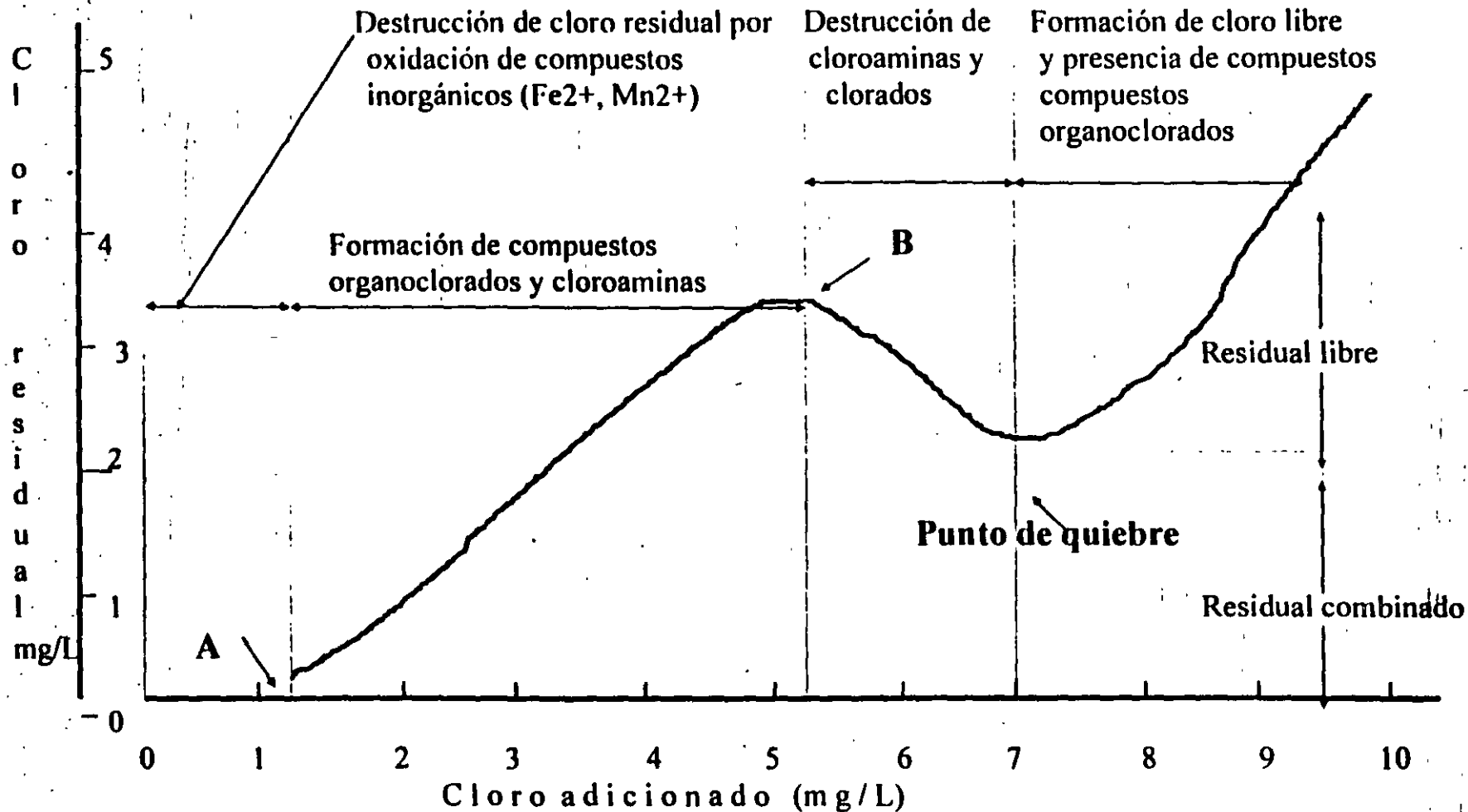
Reacciones con amoníaco.

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 o de calcio se denominan hipocloradores. Existen varios tipos y configuraciones de estos equipos, pero 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 de 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 pue

construido de material en carboy, en plástico o en fibra de vidrio, en el cual una solución poco concentrada de hipoclorito puede ser preparada. En el caso de hipoclorito de sodio, a veces se cuenta 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 pichancla 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 de 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 de velocidad constante con un dispositivo de ajuste para controlar el difragma, 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 con respecto al clorador.

Los cloradores se emplean frecuentemente para plantas de tratamiento de aguas residuales de 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 "multionit 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 dióxido 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 (O_3) 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 O_3 .

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.
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.	Máxima concentración de ozono de 2.5% en peso 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 e 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	GENERADO	GENERADO
Transporte y almacenamiento	MUY DIFICIL	FACIL	FACIL	FACIL	GENERADO	GENERADO
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	CORROSIVO	CORROSIVO	CORROSIVO	MUY CORROSIVO	MUY CORROSIVO
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., Borneau 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:

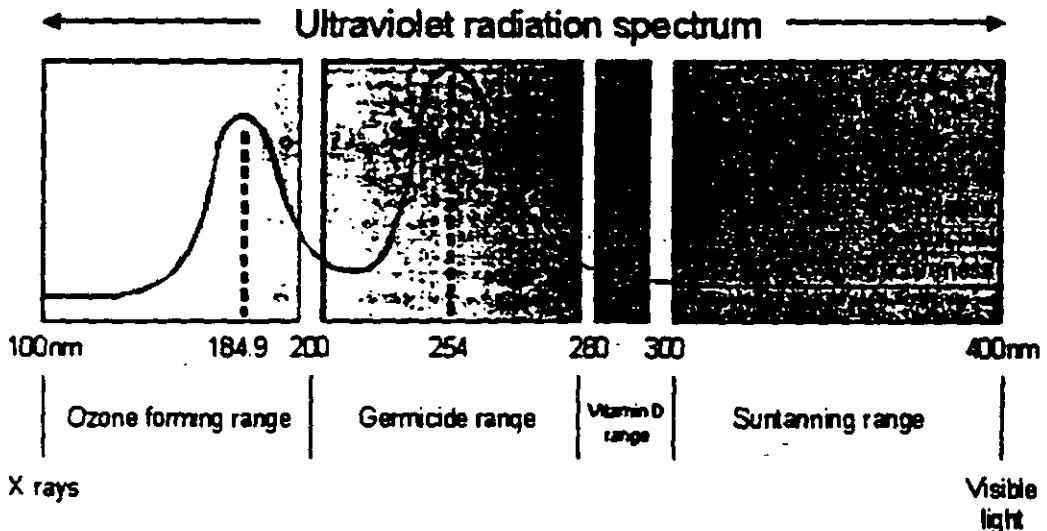


Figura 6. Espectro de radiación ultravioleta

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

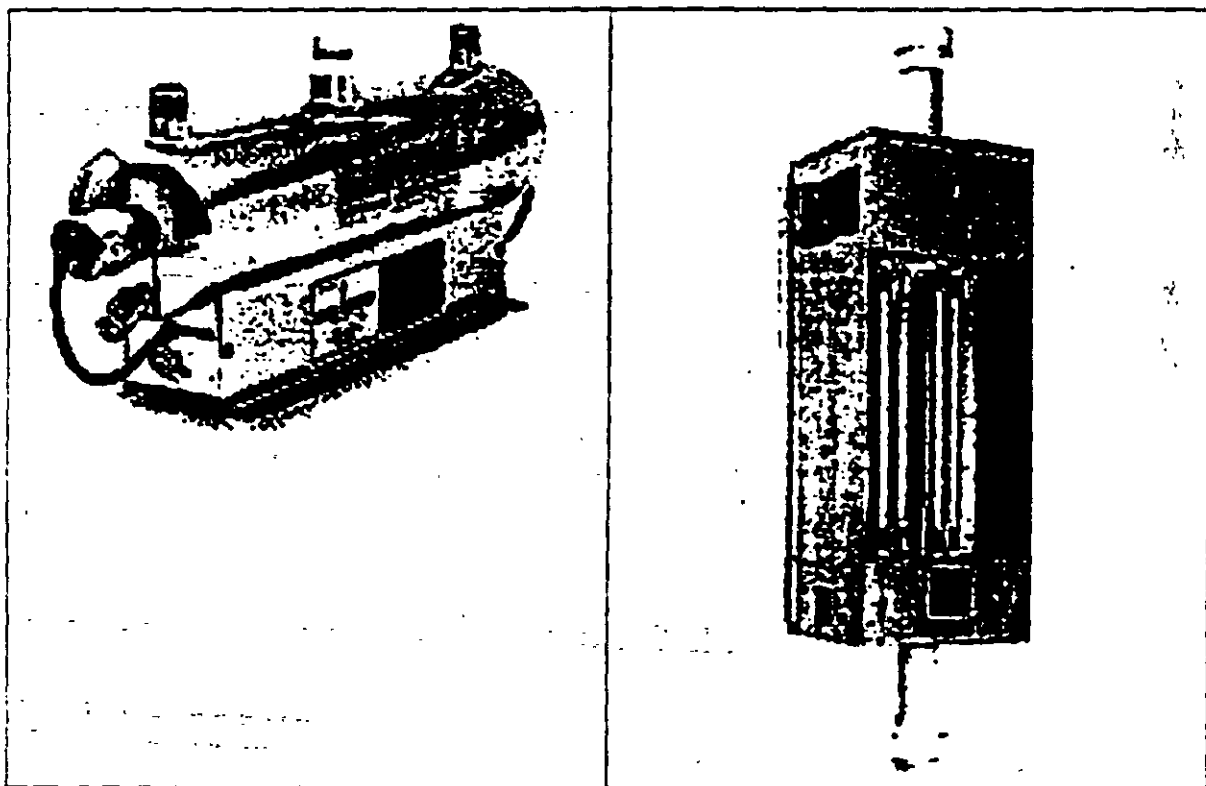
Sin embargo, algunos estudios han demostrado que este método de desinfección es eficaz para el tratamiento de aguas residuales (Thacker G., 1990). En ese caso la reflexión de los rayos UV por las partículas permite una buena desinfección a pesar de la turbiedad y de las materias orgánicas en suspensión.

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)



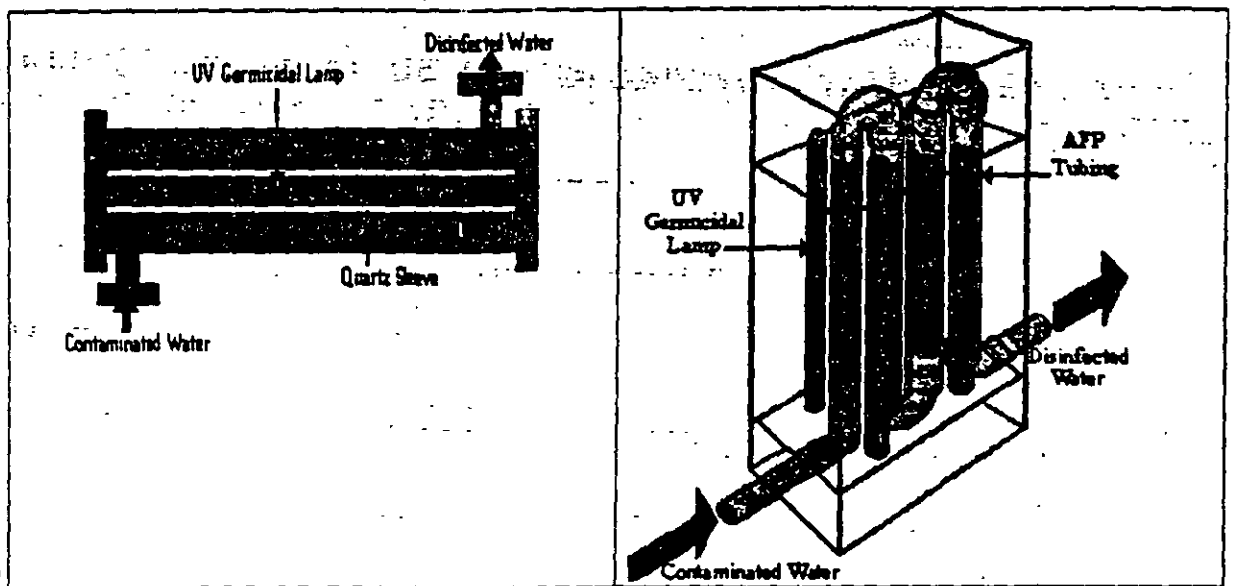


Figura 7. Equipos comerciales de desinfección de luz UV. a) casco de cuarzo y b) tubo AFP.

Para tratamiento de aguas residuales, el tubo AFP presenta una serie de ventajas en cuanto 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%

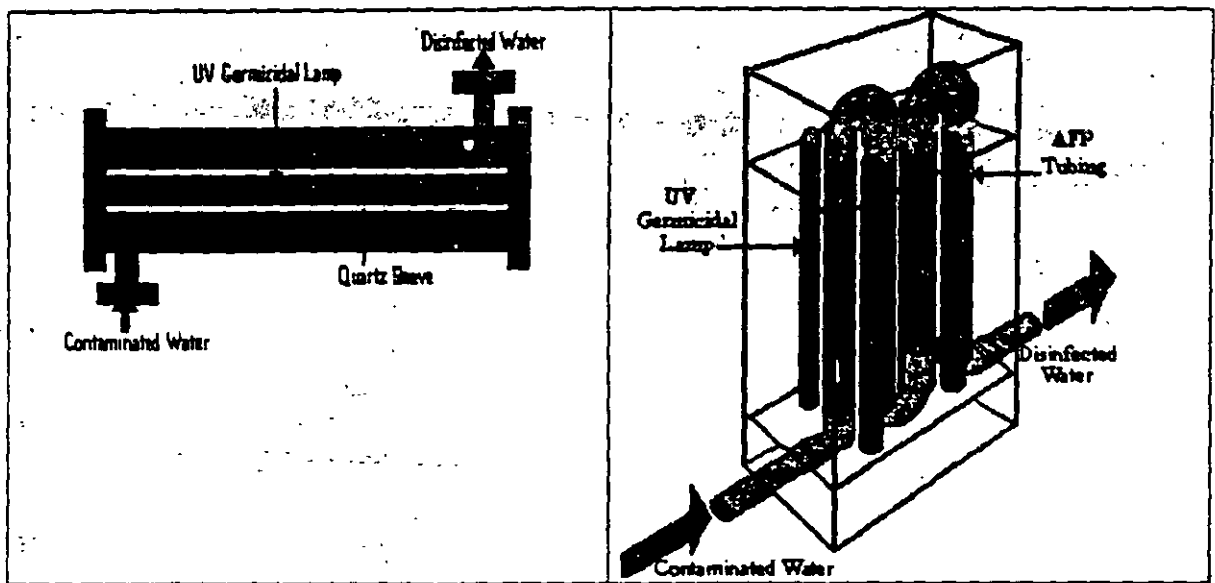


Figura 7. Equipos comerciales de desinfección de luz UV. a) casco de cuarzo y b) tubo AFP.

Para tratamiento de aguas residuales, el tubo AFP presenta una serie de ventajas en cuanto 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 %

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 1911 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

$$\text{Log del abatimiento} = A \cdot \text{TURB} + B$$

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., PELASME 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 P.P., LAFITTE 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.

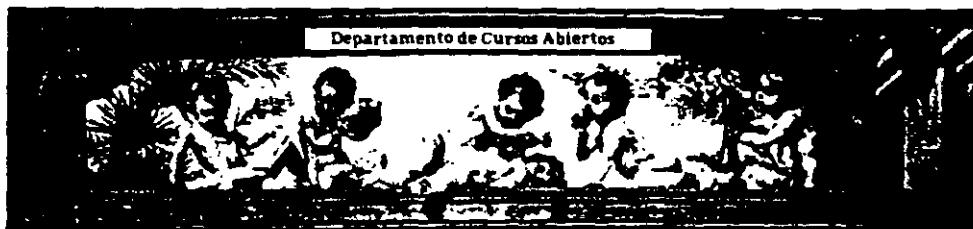
THACKER G. (1990) Large scale UV disinfection system arrives in New Zealand, *Water Works Internat.*, Feb., pp. 39-41.

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**



**CURSO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES.**

**MÓDULO III
CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.**

TEMA: LODOS ACTIVADOS.

EXPOSITOR: DR. ALFONSO GARCIA GUTIERREZ.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004

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 SE DETERMINA EN CONDICIONES NORMALES

-AGUA PURA

- PRESIÓN ATMOSFÉRICA

- TEMPERATURA 10-0 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:

$$N = N_0 \frac{\beta C_s - C_L}{5.2} \alpha \times 1.02^{T-20}$$

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.

AERADORES MECANICOS

CON EJE VERTICAL

CON EJE HORIZONTAL

SUPERFICIALES

SUMERGIDOS

SUPERFICIALES

SUMERGIDOS

FLUJO ASCENDENTE

FLUJO DESCENDENTE

TURBINA

IMPULSOR

POROSOS

- CENTRIFUGOS
- RADIAL - AXIAL
- AXIAL

- TURBINA ABIERTA
- TURBINA CERRADA
- AIRE FORZADO

- CON TIRO MECANICO DE AIRE
- AIRE FORZADO

- SUCCION DE AIRE
- AIRE FORZADO

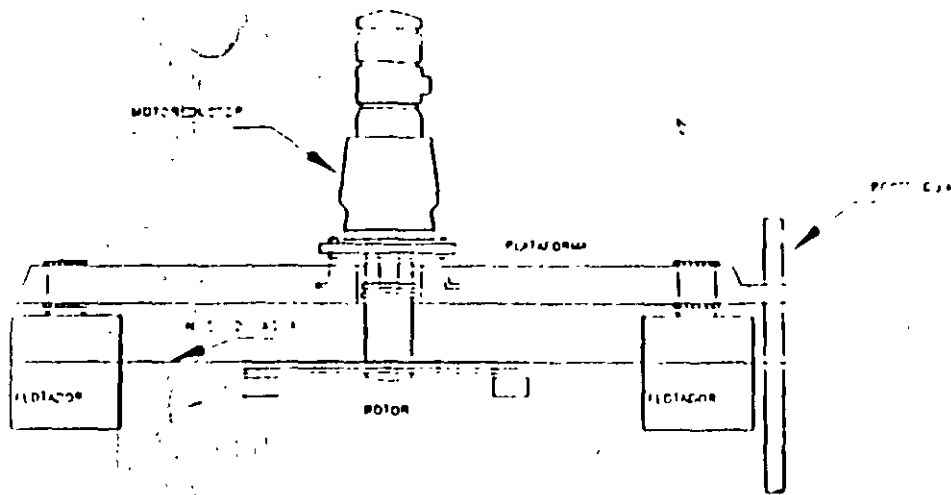
- DISCOS POROSOS CON
- AIRE FORZADO

- TIPO ASPAS
- TIPO DISCO

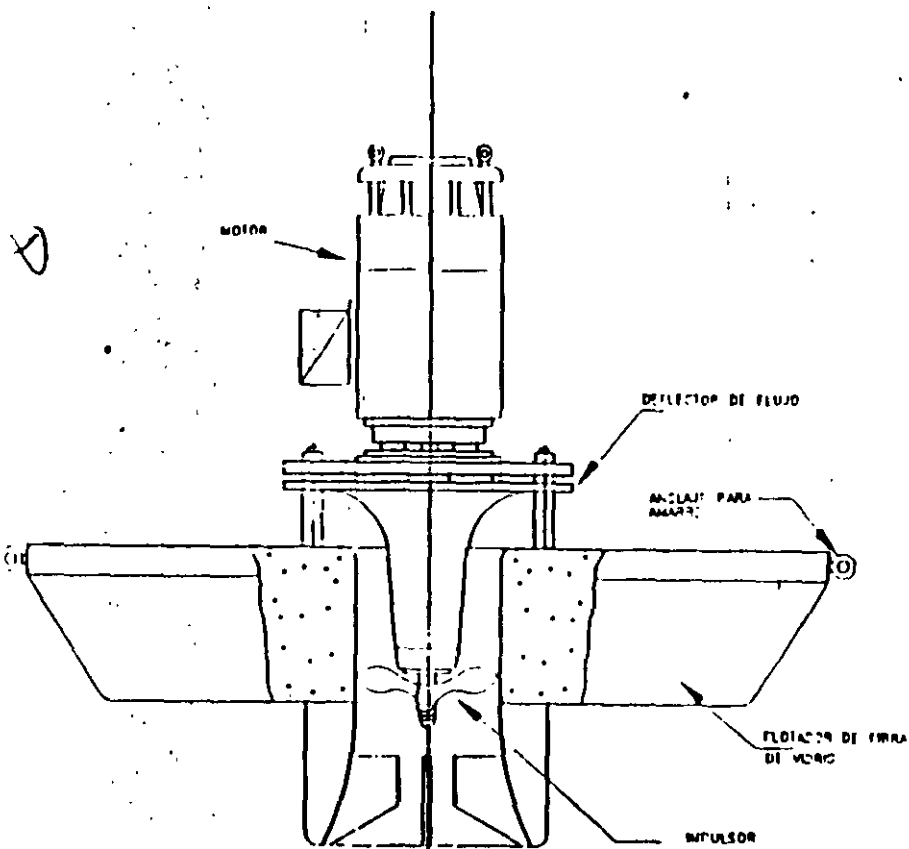
- TIPO PALETAS
- TIPO CAMASTA
- COMBINADOS

.. RANGOS DE EFICIENCIA DE AERACIÓN PARA DIVERSOS AERADORES MECÁNICOS.

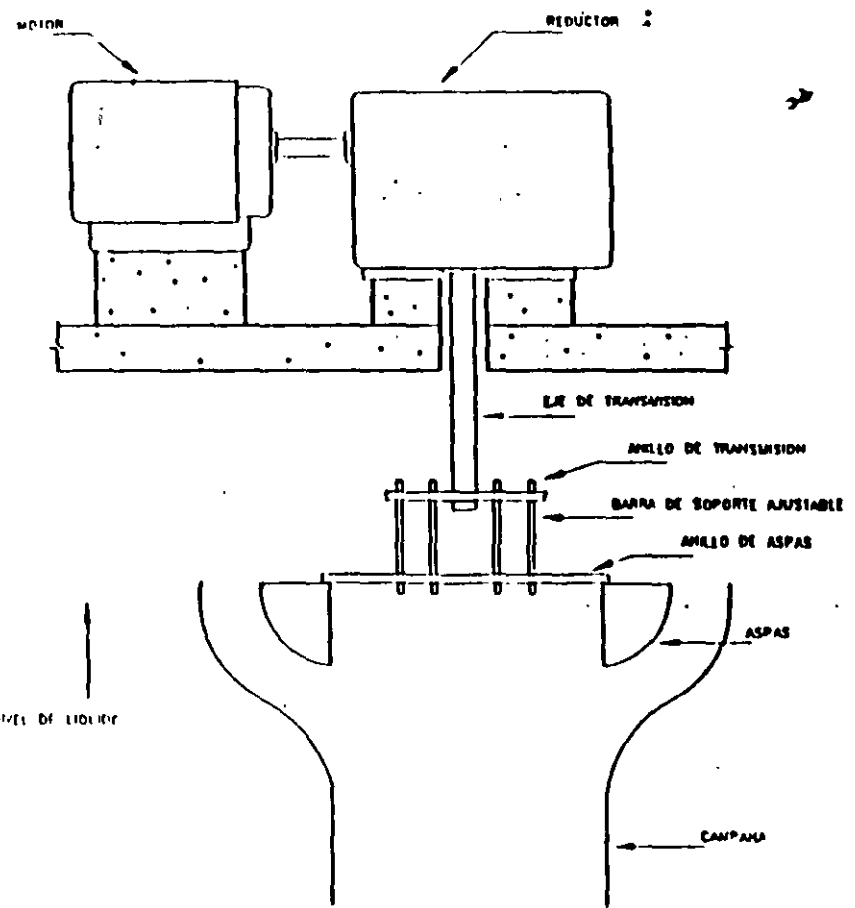
TIPO DE AERADOR	EFICIENCIA DE AERACION kg O ₂ /Kw-h	
	STANDAR	CAMPO
Superficiales centrífugos de baja velocidad.	1.2-3.0	0.7-1.4
Superficiales centrífugos con tubo de succión.	1.2-2.8	0.7-1.3
Superficiales axiales de alta velocidad.	1.2-2.2	0.7-1.2
Flujo descendente con turbina abierta.	1.2-2.4	0.6-1.2
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



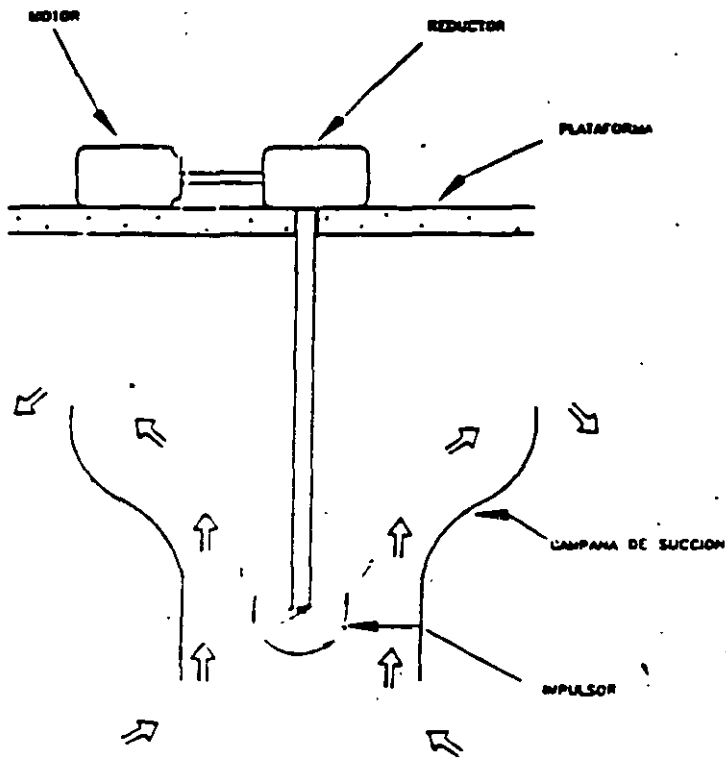
AERADOR MECANICO DE EJE VERTICAL Y BAJA VELOCIDAD.



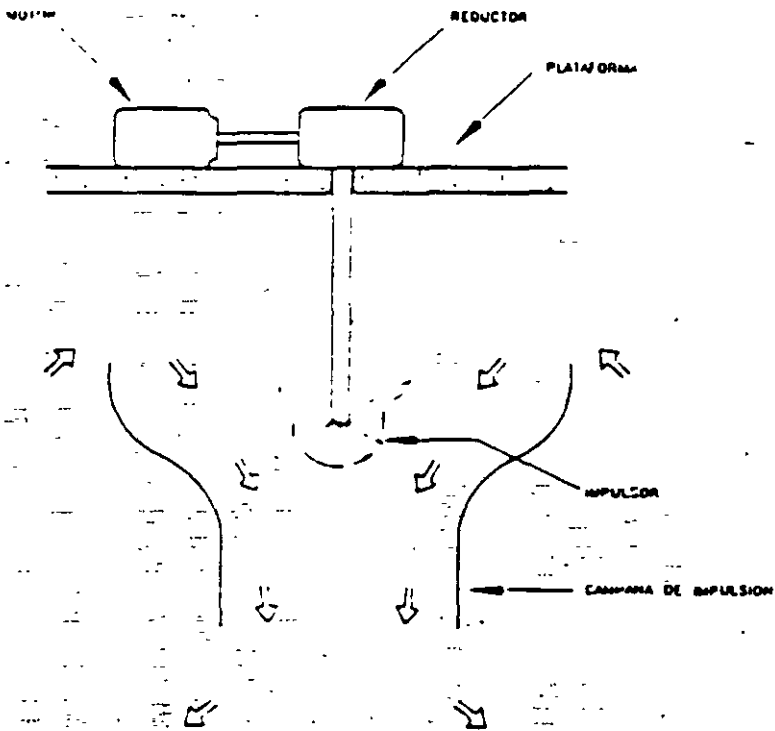
AERADOR SUPERFICIAL FLOTANTE DE EJE VERTICAL Y ALTA VELOCIDAD, CON IMPULSOR



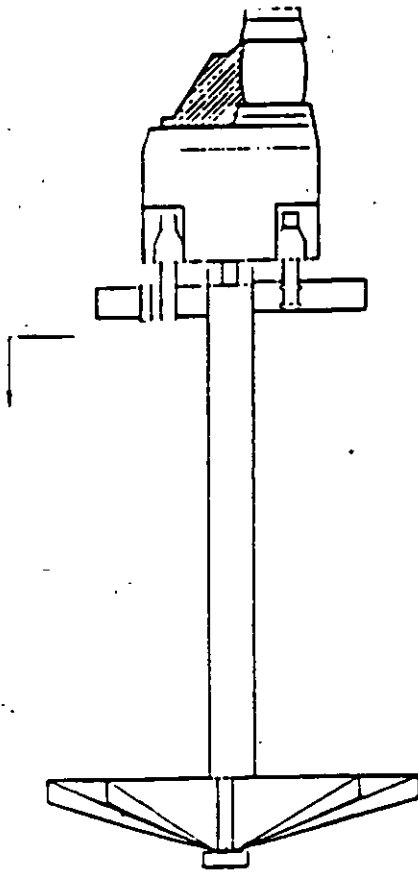
AERADOR MECANICO DE EJE VERTICAL TIPO ASPAS



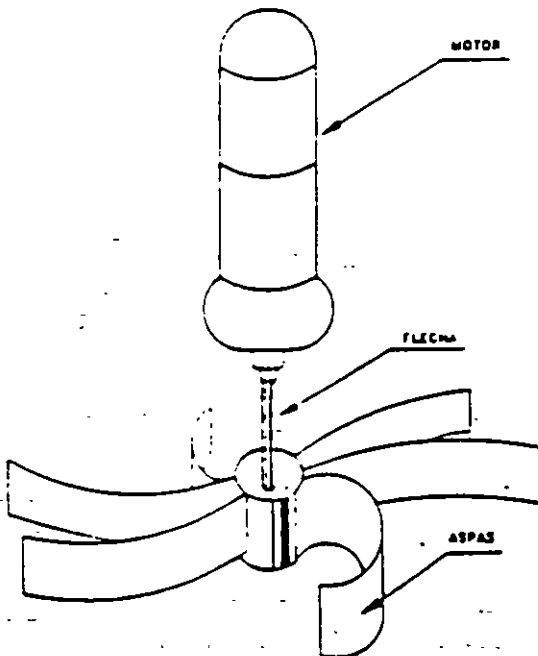
AERADOR MECANICO EJE VERTICAL
DE TURBINA FLUJO ASCENDENTE



AERADOR MECANICO EJE VERTICAL
IMPULSOR DE FLUJO DESCENDENTE

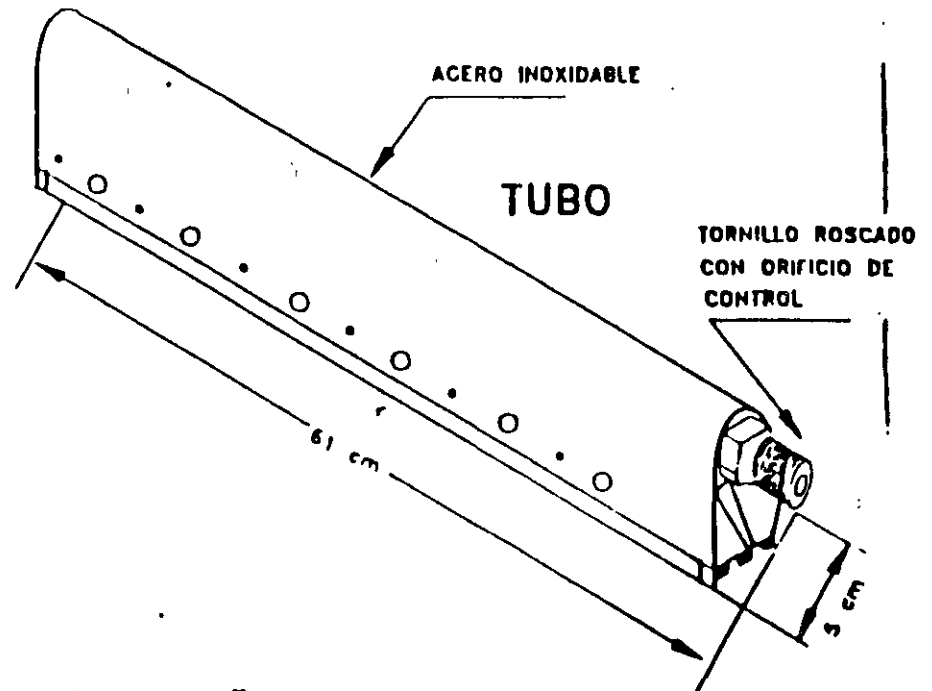
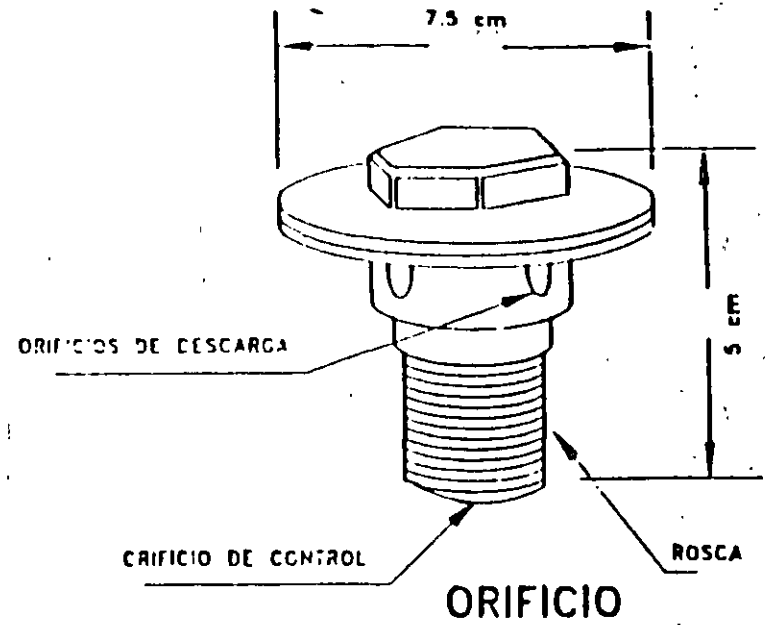
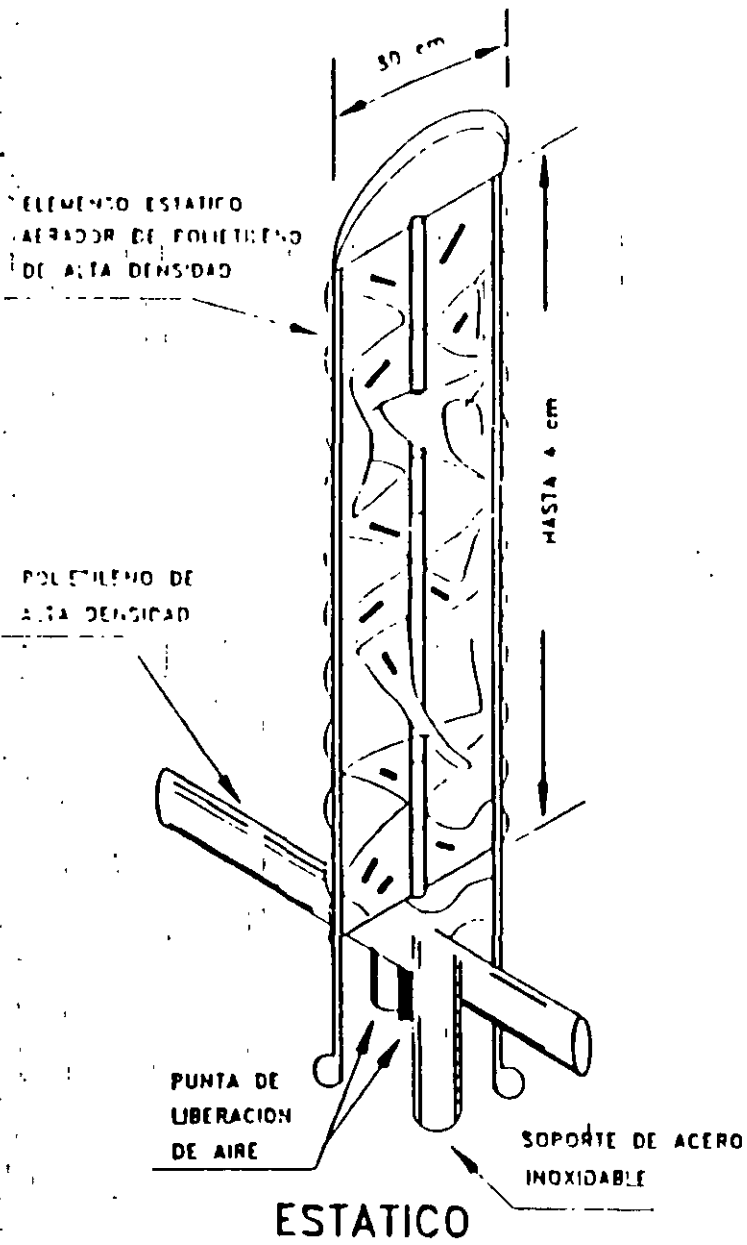


AERADOR MECANICO SUMERGIDO DE BAJA VELOCIDAD

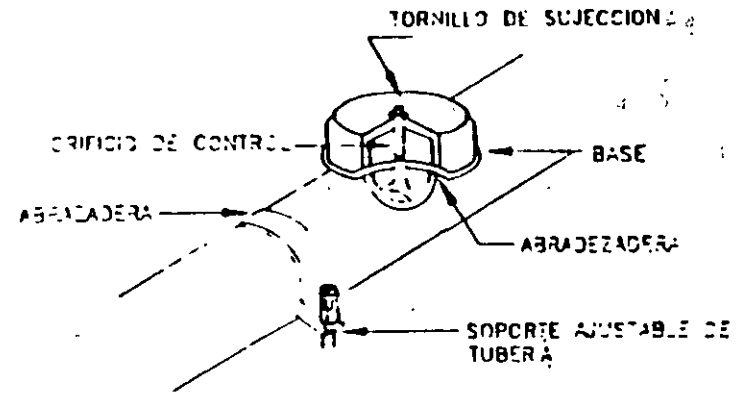
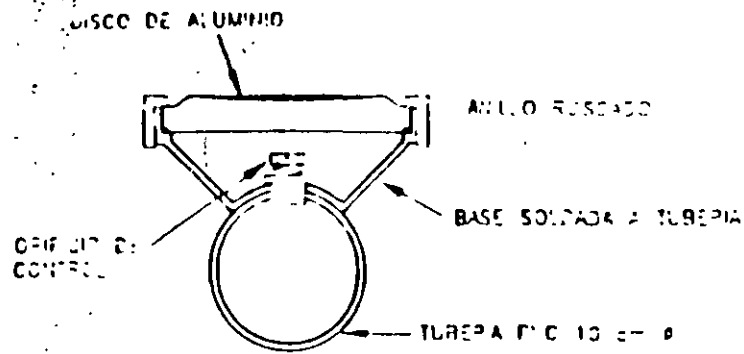


AERADOR MECANICO AXIAL CON ASPAS ABIERTAS

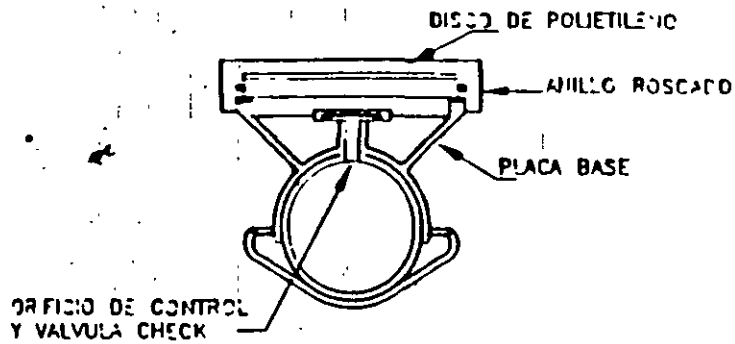
10



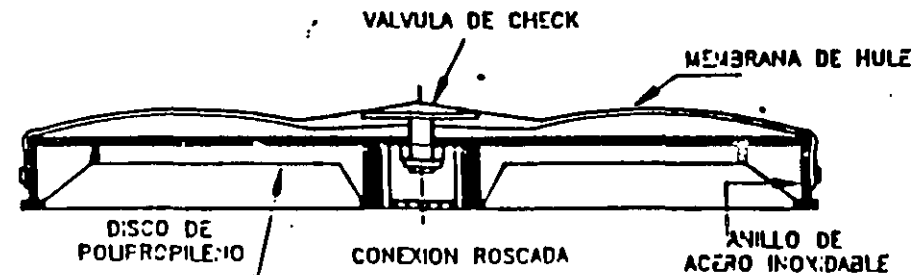
L. USOS "NO POROSOS"



(b)



(a)



(c)

DIFUSORES POROSOS: a) disco, b) domo, c) disco perforado

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 * 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/p*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

1000 mg/L

* DEBE REGARSE OXIGENO SI LA NITRIFICACION TIENE LUGAR

13



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

- GASTOS 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)

$$Y_{med} = 0.23 \text{ m}$$

$$v_{med} = \frac{Q}{A} = \frac{0.50}{0.6 \times 0.23} = 0.37 \text{ m/s}$$

- para gasto máximo (resolviendo por interacciones)

$$Y_{max} = 0.47 \text{ m}$$

$$v_{max} = \frac{Q}{A} = \frac{0.131}{0.6 \times 0.47} = 0.46 \text{ m/s}$$

- para gasto máximo extraordinario (resolviendo por interacciones)

$$Y_{max \text{ ext}} = 0.65 \text{ m}$$

$$v_{max \text{ ext}} = \frac{Q}{A} = \frac{0.196}{0.6 \times 0.65} = 0.50 \text{ m/s}$$

- se revisa la existencia de cambios en el tipo de régimen del flujo, que provocaría turbulencia.

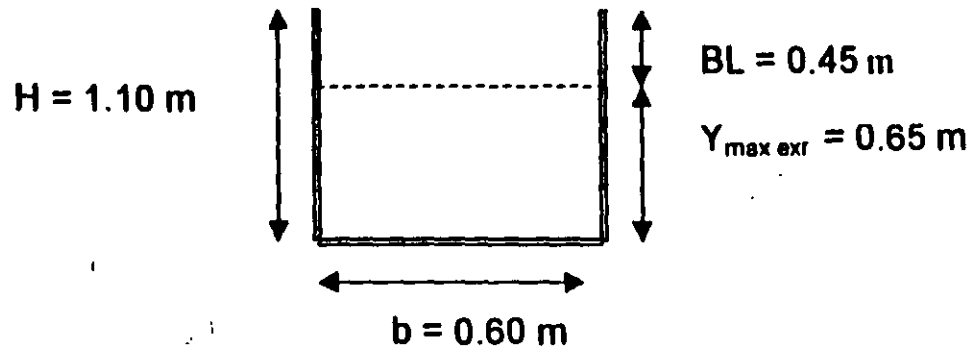
Por ser sección rectangular

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{b \times g}} \quad q = \frac{Q}{b}$$

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 rejas 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 m³/s

A : área de la sección m²

g : aceleración de la gravedad 9.81 m/s²

criterio 2

$$h = \beta \times \left(\frac{w}{s} \right)^{1/3} \times h_v \times \text{sen } \theta \quad (m)$$

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

$$Q_{\text{max ext}} = 196 \quad \text{ips}$$

$$V_{\text{max ext}} = 0.50 \quad \text{m/s}$$

$$t_{\text{max ext}} = 0.65 \quad \text{m}$$

- 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

$$h_v = \frac{0.5^2}{2 \times 9.81} = 0.0127 \text{ m}$$

$$h = 2.42 \times \left(\frac{0.0127}{0.0254} \right)^{4.75} \times 0.0127 \times \sin 60^\circ = 0.0106 \text{ m}$$

$$= 10.6 \text{ mm}$$

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

$$15 \text{ barras} \quad \times 0.0127 = 0.1905$$

$$14 \text{ espacios} \quad \times 0.0254 = 0.3556$$

$$2 \text{ espacios} \quad \times 0.0269 = \underline{0.0539}$$

$$\text{ancho del canal} \quad \quad \quad 0.6000$$

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 $CS = 1889 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$

◆ 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.

$$Y_{\text{max ext}} = 0.65 \text{ m}$$

$$\text{Rango } 2Y - 0.5L$$

$$\text{Rango } 2 \times 0.65 - 0.5 \times 7.46$$

$$\text{Rango } 1.3 - 3.73$$

$$\text{Eligiendo } l = 2.0 \text{ m}$$

- 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

$$Q_{max \text{ ext}} = 8467 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\frac{Q}{10^3} \times a = \nabla_{arena}$$

$$\frac{8467}{10^3} \times 0.015 = 0.127 \text{ m}^3 \text{ arena} / \text{día}$$

realizando limpieza semanalmente

$$\nabla_{arena} = 7 \times 0.127 = 0.889 \text{ m}^3 \text{ arena}$$

$$h = \frac{\nabla_{arena}}{b \times L} \text{ m}$$

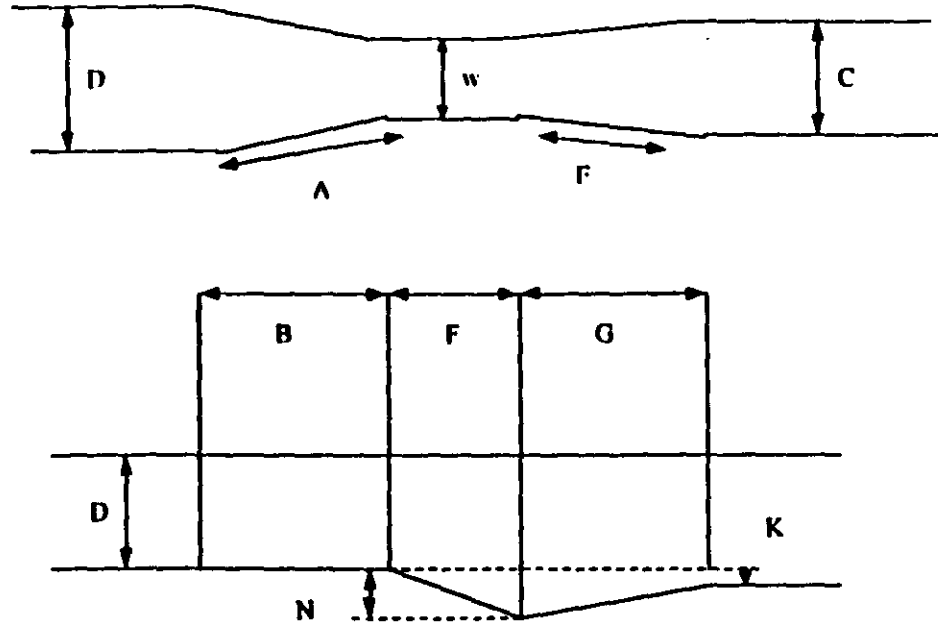
$$h = \frac{0.889}{0.6 \times 11.31} = 0.13 \text{ m}$$

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	88.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4

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 : pérdida por fricción

h_m : pérdida 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

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

$$A = \frac{\nabla}{h} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ m}^2$$

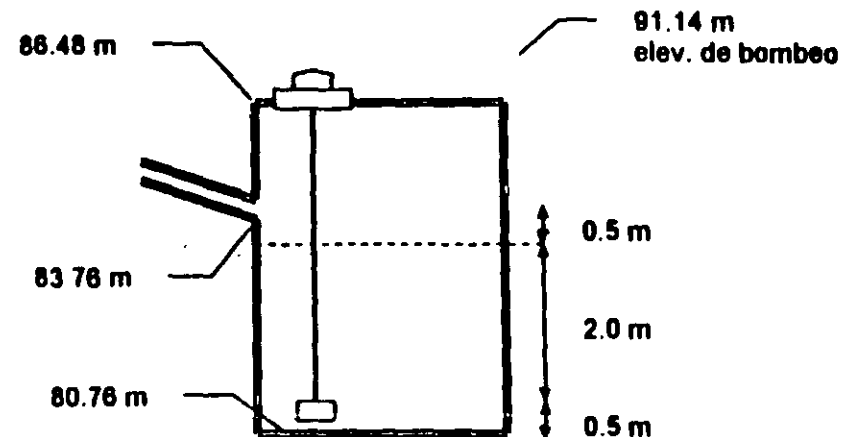
proponiendo sección cuadrada y con $A = 25 \text{ m}^2$ para facilidad de construcción se obtiene:

$$l = 5 \text{ m}$$

$$A = 25 \text{ m}^2$$

$$\nabla = 50 \text{ m}^3$$

- 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 B₁ y B₂

$$\eta = 0.6$$

$$Q = 50 \text{ l/s}$$

$$\gamma = 1$$

$$P = \frac{50 \times 10.90}{76 \times 0.6} = 11.96 \text{ Hp}$$

$$P_{\text{comercial}} = 15 \text{ Hp}$$

Para B₃ y B₄

$$\eta = 0.6$$

$$Q = 100 \text{ l/s}$$

$$\gamma = 1$$

$$P = \frac{100 \times 10.90}{76 \times 0.6} = 23.90 \text{ Hp}$$

$$P_{\text{comercial}} = 25 \text{ Hp}$$

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

$$C.S = \frac{Q}{A_s} = \frac{16934}{116.75} = 145 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

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

$$\text{si } CS = 120 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

$$A_s = \frac{Q}{CS} = \frac{16934}{120} = 141 \text{ m}^2$$

- 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 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

$$V = \frac{\theta_c Q Y (S_0 - S)}{X(1 + K_d \theta_c)} \quad (m^3)$$

θ : tiempo de retención celular *días*

S_0 : DBO₅ influente, *mg/l*

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

$$P_x = Y_{obs} Q (S_0 - S) (10^3 \text{ g/Kg})^{-1} \quad (\text{Kg/día})$$

Y_{obs} : producción observada

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + K_d \theta_c}$$

θ : tiempo de retención celular *días*

Q : gasto a tratar *m³/s*

Y, k_d : constantes cinéticas del proceso

S_0 : DBO₅ influente, *mg/l*

S : DBO₅ efluente, *mg/l*

- Oxígeno requerido

$$\text{Kg O}_2 / \text{d} = \frac{Q(S_0 - S)}{(10^3 \text{ g/Kg})f} - 1.42(P_x)$$

$\text{Kg O}_2/\text{d}$ = oxígeno requerido, *Kg/día*

Q = gasto a tratar, *m³/día*

S_0 = 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

$$N = N_0 \left(\frac{\beta \cdot (C_{sat} - C_L)}{C_{s20}} \right) \cdot 1.024^{(T - 20)} \alpha$$

C_L = concentración de oxígeno de operación, mg/l

N_0 = lb O_2 /HP hr. transferidas en condiciones estándar

C_{sat} = 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

$$P = \frac{lbO_2}{N} \text{ hr}$$

lb O_2 /hr : oxígeno requerido,

N : tasa de transferencia en condiciones de trabajo

◆ CONSIDERACIONES DE DISEÑO

- Se diseña con un gasto medio $Q_{med} = 50 \text{ lps}$

- Se consideran aeradores 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	t_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 Suspendedos 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

$$a = 14.5 \text{ m}$$

$$l = 29 \text{ m}$$

$$V = 1682 \text{ m}^3$$

◆ Calculo del requerimiento de oxigeno.

- calculo de la producción de lodos

$$Y_{\text{obs}} = \frac{0.6}{1 + (0.06 \times 10)} = 0.375$$

$$P_t = \frac{0.375 \times 4320 \times (200 - 20)}{1000} = 291.60 \text{ kg/día}$$

- calculo del oxigeno Kg/día

$$\text{Kg(O}_2\text{) / día} = \frac{4320 \times (200 - 20)}{1000 \times 0.7} - 1.42 \times 291.6 = 696.78$$

◆ Revisión de los parámetros de operación

Relación F/M

$$F = Q(S_0 - S)$$

$$M = X V$$

$$X = \text{SSVIM} = 0.8 \text{SSIM}$$

$$X = 0.8(2250) = 1800 \text{ mg/l}$$

$$F = \frac{50 \times 86400 \times (200 - 20)}{10^6} = 777.60 \text{ Kg/día}$$

$$M = \frac{1800 \times 1682}{10^3} = 3027.60 \text{ Kg}$$

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

$$C.Vol = \frac{F}{V} = \frac{777.60}{1682} = 0.46 \quad \text{Kg/m}^3\text{día}$$

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

$$Q_{\max} = 131 \text{ lps}$$

$$t = \frac{1682}{11318} = 0.149 \text{ días} = 3.6 \text{ hr}$$

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

$$C_L = 2.0 \text{ mg/l}$$

$$N_0 = 3.0 \text{ lb O}_2/\text{Hp hr.}$$

$$C_{\text{sat}} = 8.8 \text{ mg/l}$$

$$C_{s20} = 9.08 \text{ mg/l}$$

$$T = 18 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\alpha = 0.95$$

$$\beta = 1.0$$

$$N = 3.0 \times \left(\frac{1.0 \times 8.8 - 2.0}{9.08} \right) \times 1.024^{(18-20)} \times 0.95$$

$$N = 2.034 \text{ lb O}_2/\text{Hp hr}$$

- 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

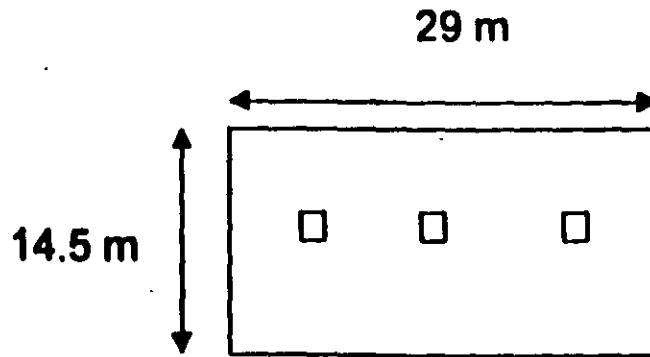
$$\frac{23.45 \text{ KW}}{1.682 \times 10^3 \text{ m}^3} = 13.94 \frac{\text{KW}}{10^3 \text{ m}^3}$$

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.



Alternativa

3 aireadores de 15 Hp

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

$$CS = 30 \text{ m}^3/m^2 \text{ día}$$

$$Q_{\text{med}} = 4320 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$A_s = \frac{Q}{CS} = \frac{4320}{30} = 144 \text{ m}^2$$

◆ Calculo del diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 144}{\pi}} = 13.54 \text{ m} = 44.42 \text{ ft}$$

se elige un diámetro comercial de 45' = 13.72 m

◆ Recalculando el área superficial

$$A_s = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 13.72^2}{4} = 147.75 \text{ m}^2$$

◆ Determinación del volumen, especificando una profundidad dentro del rango 3.66 – 6.1 m

$$h = 4.0 \text{ m}$$

$$\nabla = A \times h = 147.75 \times 4.0 = 591 \text{ m}^3$$

- ♦ 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

$$\text{sol.} = \text{SSLM} \times Q = 3000 \times 60 \times 0.0864 = 15552.0$$

$$\text{Kg/día} = 648.0 \text{ Kg/h}$$

- ♦ Calculo de la carga de sólidos, verificando que se encuentre dentro del rango 3.9 – 5.9 Kg/m²hora

$$C.Sol = \frac{\text{sol}}{A} = \frac{648}{147.75} = 4.38 \text{ Kg/m}^2 \text{ hora}$$

se acepta

- ♦ Se revisa el diseño con gasto máximo extraordinario

- carga superficial
rango 40 – 80 m³/m² día

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{16934}{147.75} = 114.61 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

esta sobrecargado

- tiempo de retención

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{591}{16934} = 0.035 \text{ día} = 0.84 \text{ hr}$$

queda fuera de rango 1.5 – 2.5 hr

- carga sobre el vertedor

$$C'V = \frac{Q}{\pi r^2} = \frac{16934}{\pi \times 13.72^2} = 393 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

cumple, rango 125 – 500 m³/m² día

♦ Cálculo de los sólidos que ingresan por día
SSLM = 3000 mg/l

$$\text{sol.} = \text{SSLM} \times Q = 3000 \times 196 \times 0.0864 = 50803.20$$

$$\text{Kg/día} = 212.0 \text{ Kg/h}$$

♦ Cálculo de la carga de sólidos

$$C'Sol = \frac{\text{sol}}{A} = \frac{212}{147.75} = 1.43 \text{ Kg/m}^2 \text{ hora}$$

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

$$t = 15 \text{ min} = 900 \text{ seg}$$

$$Q_{\text{max ext}} = 196 \text{ l/s}$$

$$V = Q \times t = \frac{196 \times 900}{1000} = 176.40 \text{ m}^3$$

◆ CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL TANQUE

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

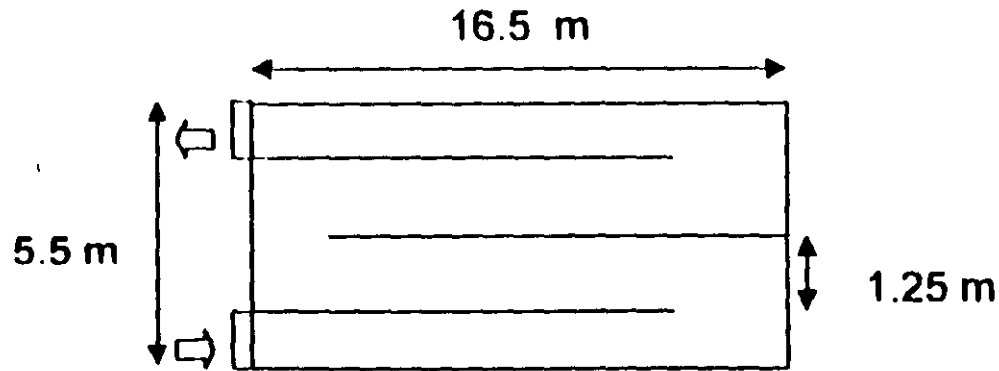
$$A = \frac{V}{h} = \frac{176.40}{2.0} = 88.2 \text{ m}$$

$$\text{sí } l = 3a$$

$$a = \sqrt{\frac{A}{3}} = \sqrt{\frac{88.2}{3}} = 5.42 \text{ m}$$

$$l = 3 \times 5.42 = 16.26 \text{ m}$$

- ◆ Dimensiones de diseño
h = 2 m



- ◆ Calculo de la cantidad de cloro por día
dosis = 8 mg/l

$$Kg_{\text{cloro}}/día = Q \times dosis = 50 \times 8 \times \frac{86400s}{día} \times \frac{Kg}{10^6 mg} = 34.56$$

- ◆ Duración del tanque

$$t = \frac{C_{\text{tanque}}}{Kg_{\text{cloro}}/día} = \frac{908}{34.56} = 26 \text{ días}$$

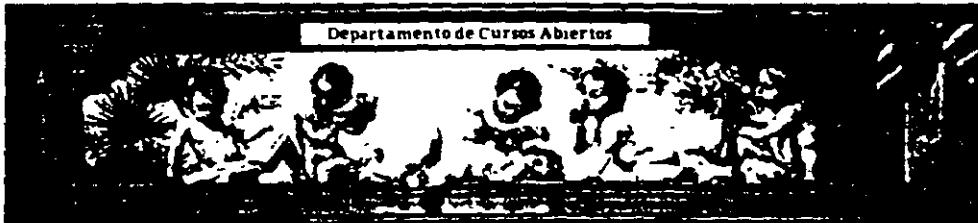
- ◆ Número de tanques por mes
Se necesitan 3 tanques de 908 Kg

- 1 en uso
- 1 listo para usarse
- 1 en recarga

A N E X O



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



**CURSO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES.**

**MÓDULO III
CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.**

**TEMA: TRATAMIENTO, DISPOSICIÓN DE LODO
DESECHO.**

EXPOSITOR: DR. ALFONSO GARCIA GUTIERREZ.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004



Programa 2004

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.

Parasitos: 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_2 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 mesófilico (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, lo 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 50% 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 de 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 periodo, 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 deberá 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.

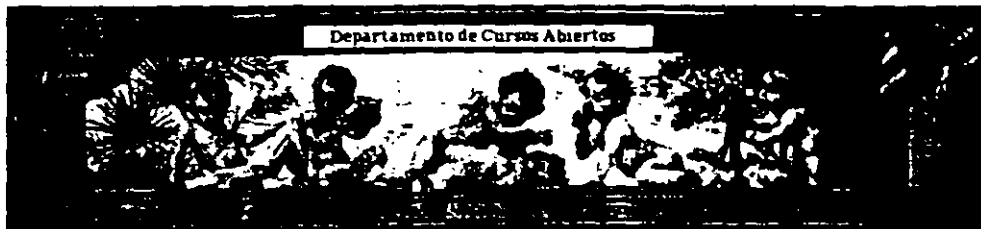
Durante esta etapa la composta continúa estabilizándose y no se presentarán problemas si la operación de composteo se realizó satisfactoriamente. Si su contenido de humedad sobrepasa el 15%, habrá un incremento en la temperatura de la composta.

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



CURSO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES.

MÓDULO III CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA: DESINFECCIÓN DE AGUA.

EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



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.

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:

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

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

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	15-80	50-200 ^c	10-40
BOD ₅ loading, lb/10 ³ ft ² · d	5-25	15-30	30-60	30-100	100-500	60-100
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
Number of filter stages	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 Reifs. 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

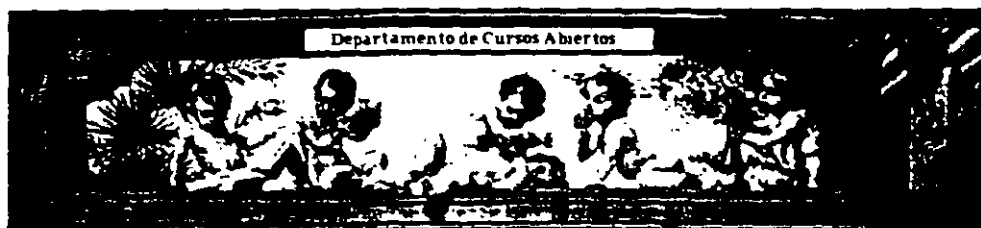
gal/ft² · min × 58.6740 = m³/m² · d

Mgal/acre · d × 0.9354 = m³/m² · d

lb/10³ft² · d × 0.0160 = kg/m² · d



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES.

MÓDULO III

CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA: MANUAL DE CLORO.

EXPOSITOR: ING. JUAN HILARIO GARCIA GIL

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004



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.

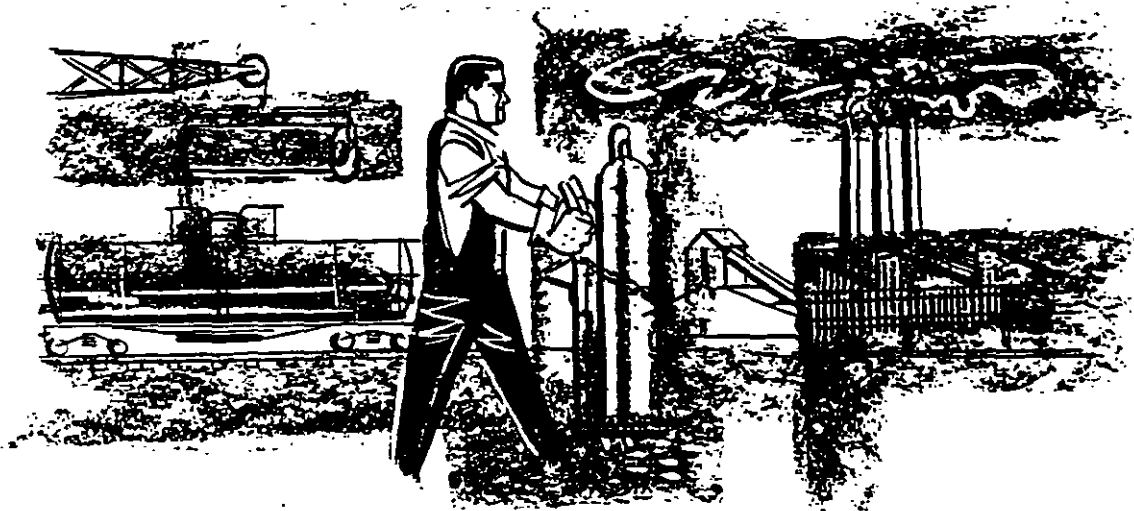
contents

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 ¼-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	21
.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	
.2	Transportation	
.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

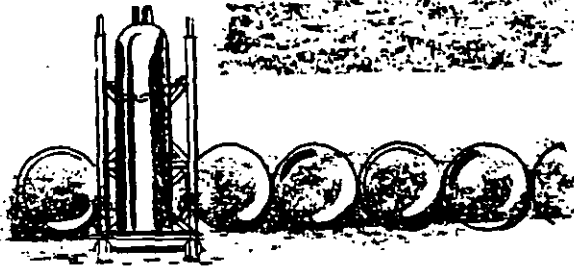
Chlorine has a very strong chemical affinity for many substances. It will react with almost all the elements and with many inorganic and organic compounds, usually with the evolution of heat. At elevated temperatures it reacts vigorously with most metals. For more details see §8.3.

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.

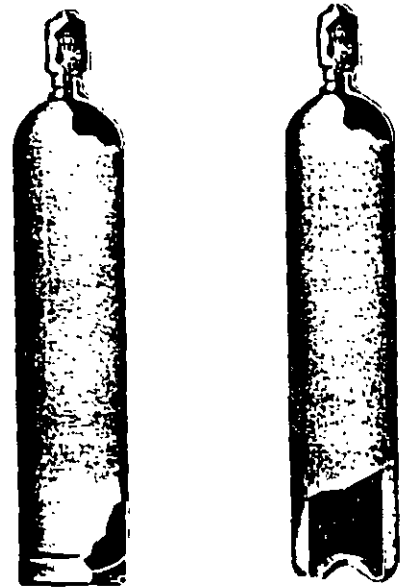


Figure 2.1 Chlorine Cylinders: Foot Ring Type (left) and Bumped-Bottom Type (right)

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.

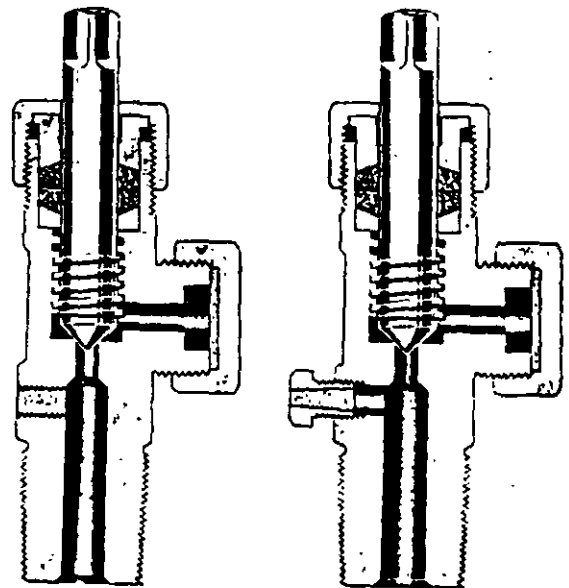


Figure 2.2 Chlorine Institute Standard Cylinder Valves: Poured Type Fusible Plug (left) and Screwed Type Fusible Plug (right)

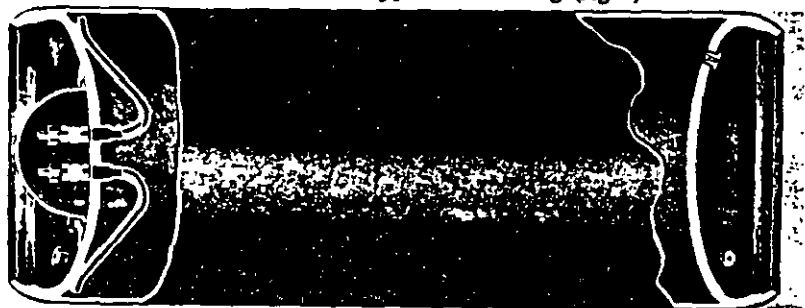
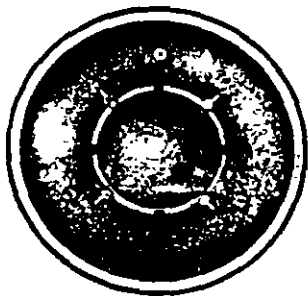


Figure 2.3 Chlorine Ton Container

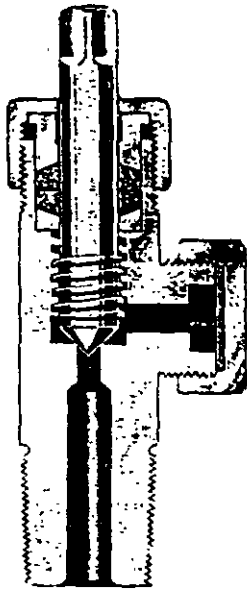


Figure 2.4 Chlorine Institute Ton Container Valve

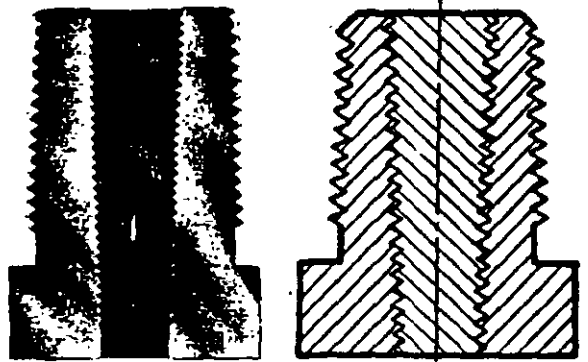


Figure 2.5 Chlorine Institute Standard $\frac{1}{4}$ " Fusible Plug For Ton Containers

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 $\frac{1}{4}$ " 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

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
103	Heavy	85	$10\frac{1}{4}$ - $10\frac{1}{2}$	$41\frac{1}{4}$
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 $\frac{1}{2}$

Notes: (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.

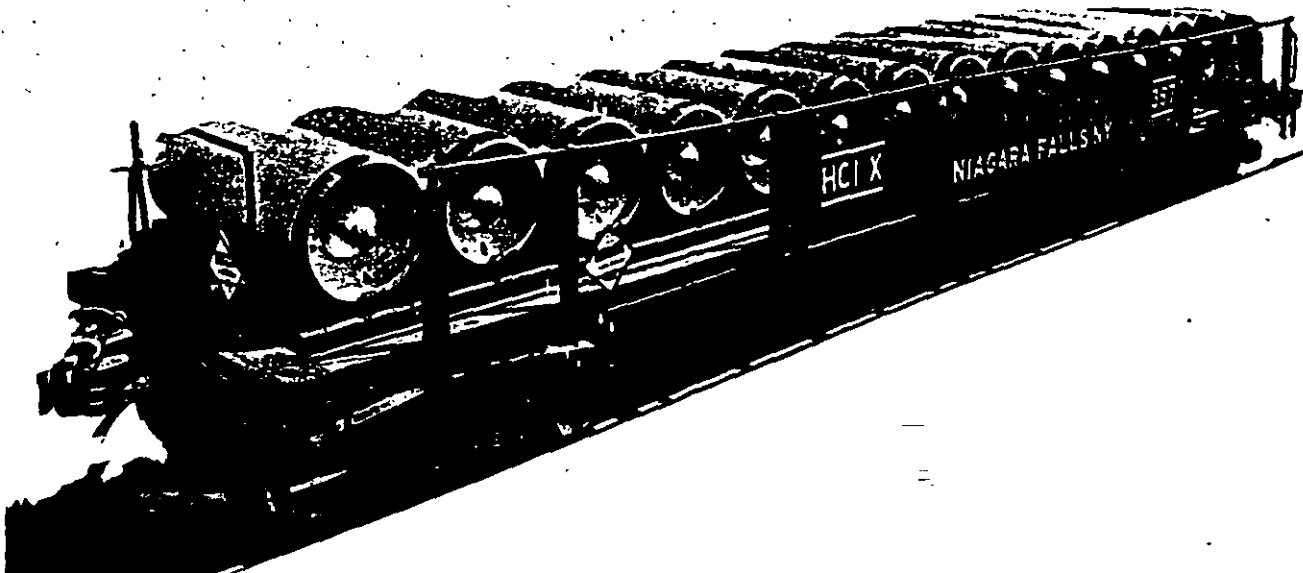


Figure 2.6 Multi-Unit Chlorine Tank Car (TMU)

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

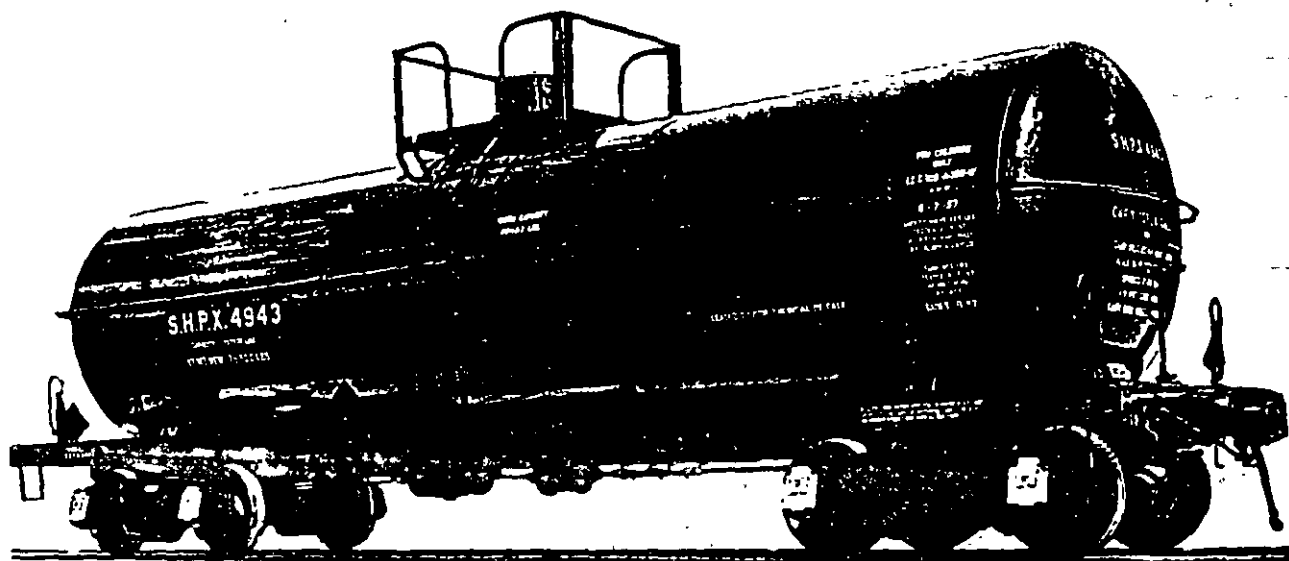


Figure 2.7 Single-Unit Chlorine Tank Car

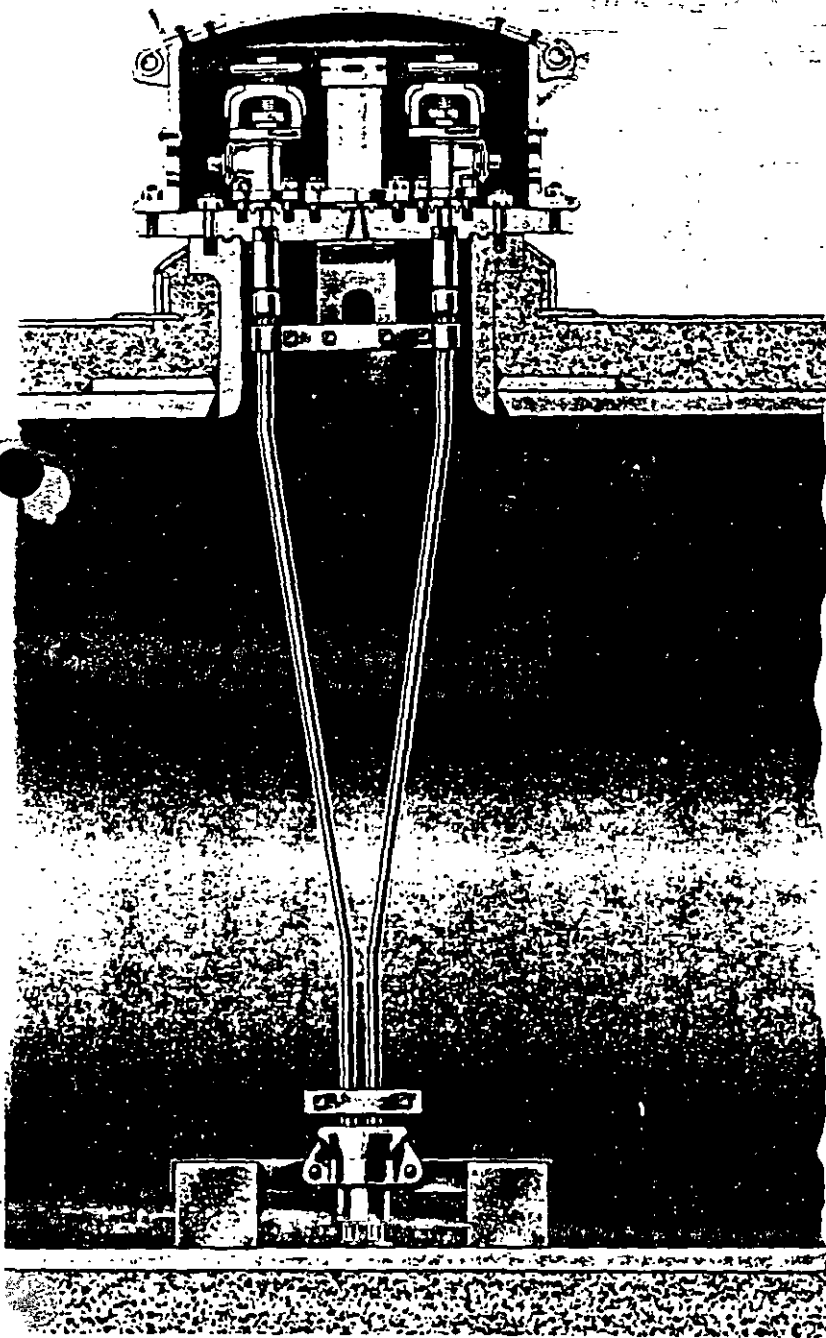
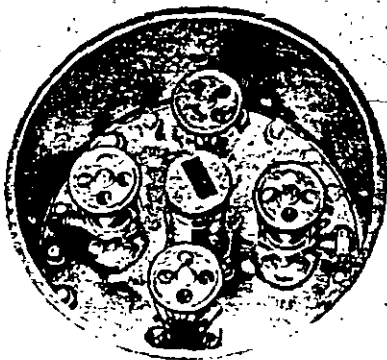


Figure 2.8 Valve Arrangement and Manway for Single-Unit Tank Car

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

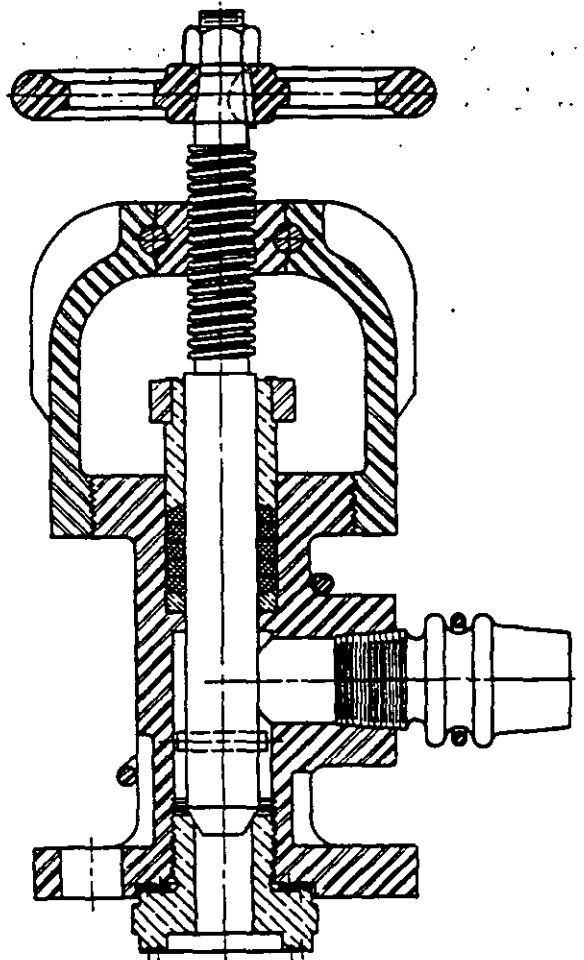
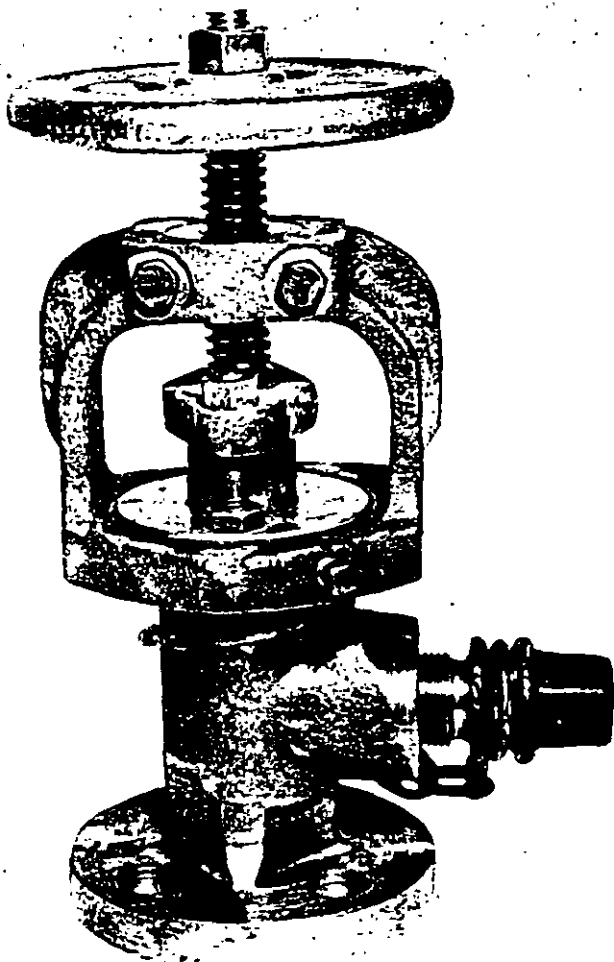


Figure 2.9 Chlorine Institute Standard Angle Valve

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-

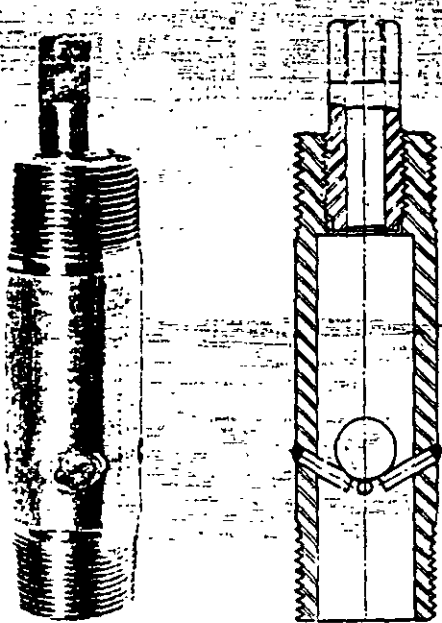


Figure 2.10 Excess-Flow Valve for Single-Unit Tank Cars

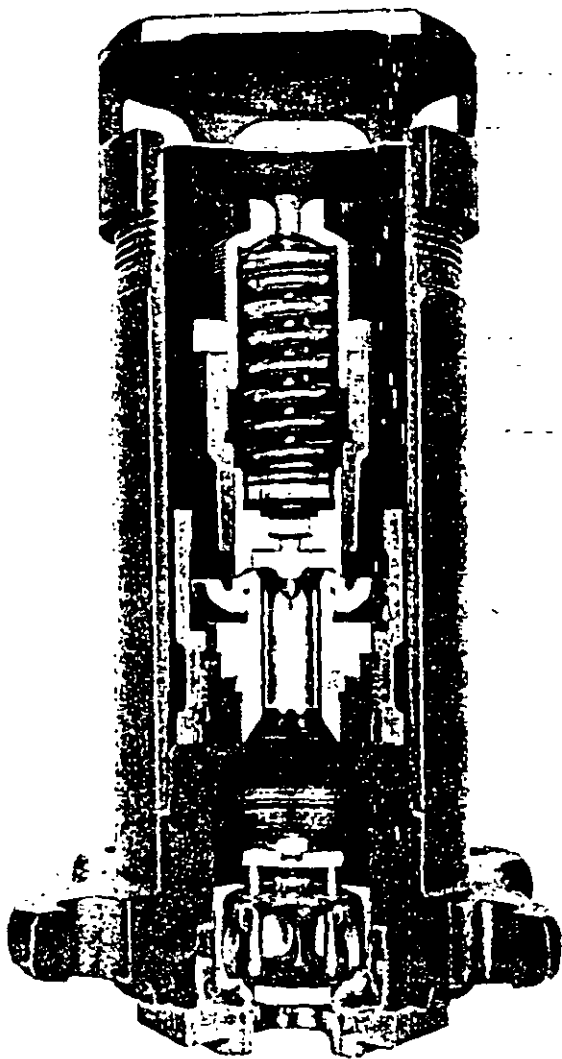


Figure 2.11 Chlorine Institute Tank Car Safety Valve

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 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

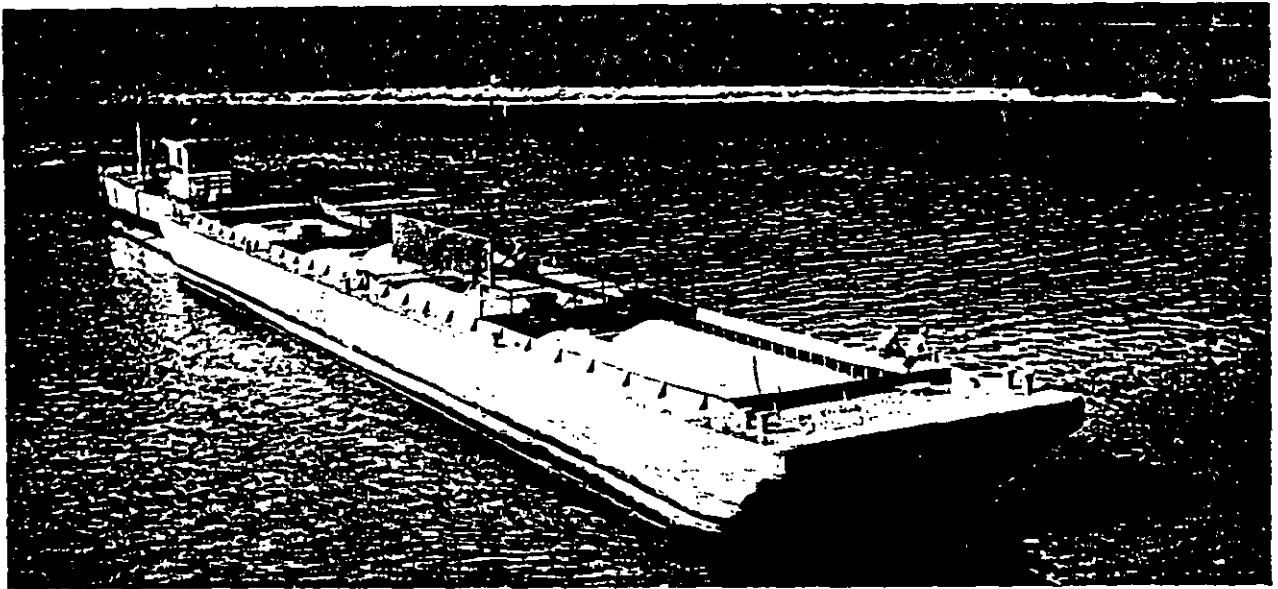


Figure 2.12 Chlorine Tank Barge

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-Ten	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-Ten	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-Ten	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.

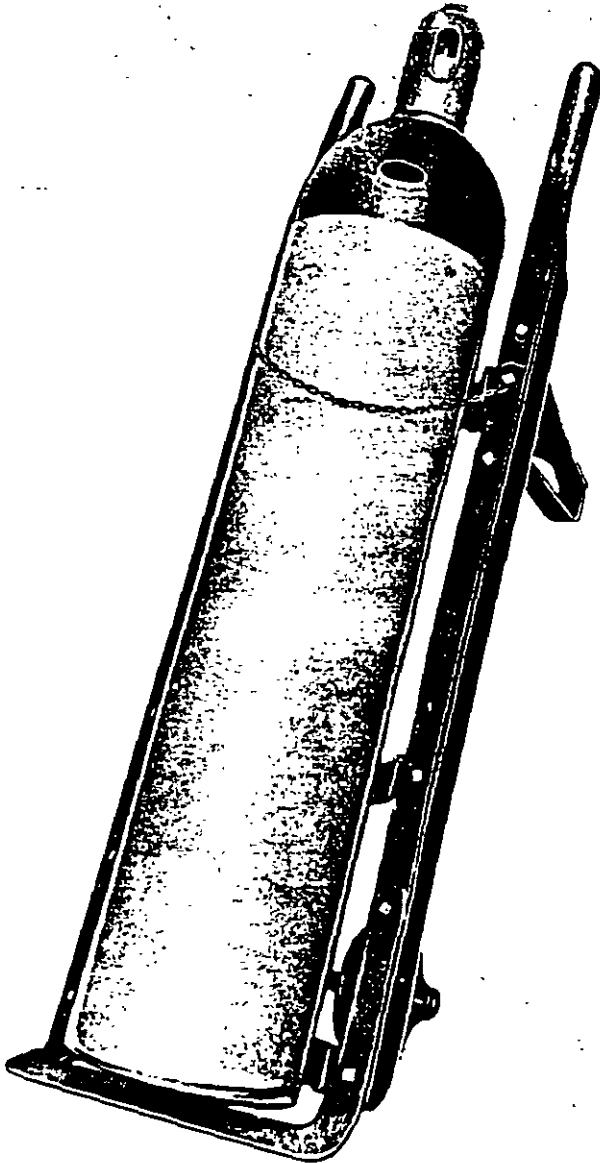


Figure 2.13 Hand Truck for Moving Chlorine Cylinders

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 ground....
- "(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 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 used 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.

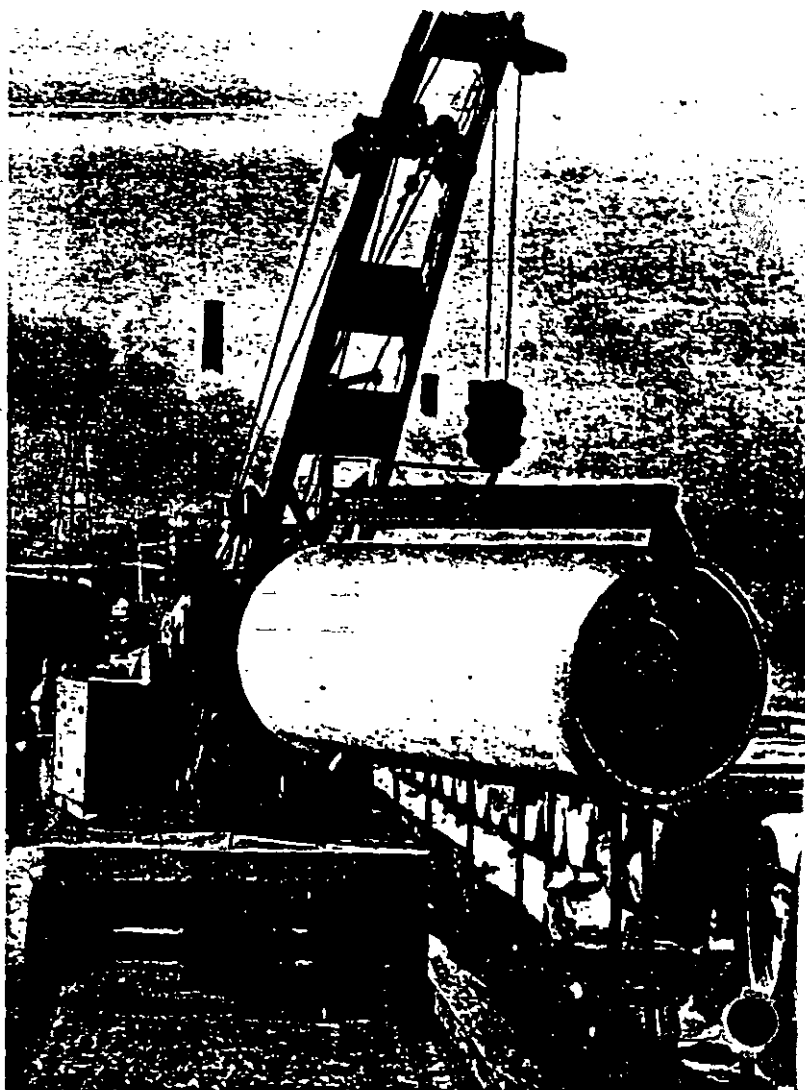


Figure 2.14 Lifting Clamps for Handling Chlorine Ton Containers

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'

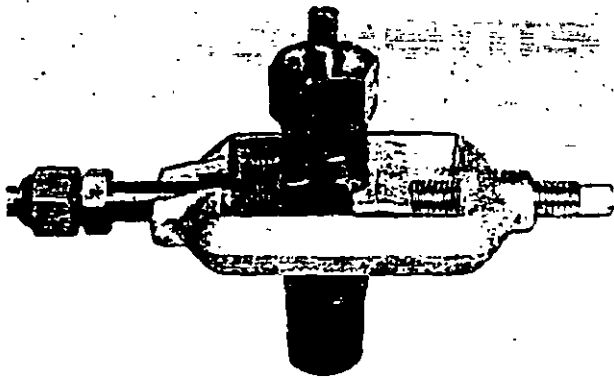


Figure 2.15 Yoke and Adapter Type Connection

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. (§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 it to the suspected area. (Avoid contact of ammonia-water with brass.) A white cloud of ammonium chloride will result if there is any chlorine leak. A supply of strong ammonia-water (commercial 26° Bé) always should be available (household 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. Telephone numbers of the supplier and of the 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 these should be checked periodically to be sure 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), 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 moved from the fire zone immediately. Tank cars or barges should be disconnected and pulled out of the danger area. If no chlorine is escaping, water should be applied to cool containers which 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

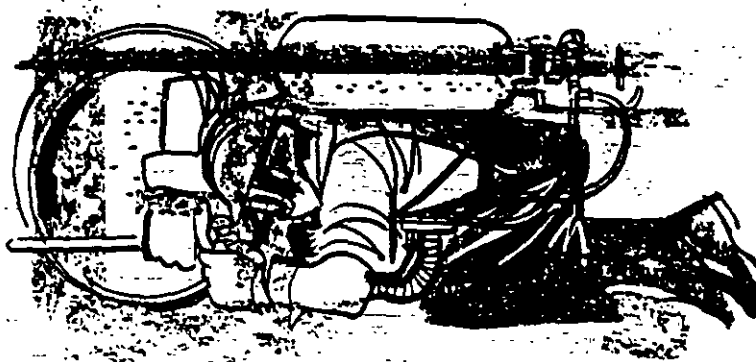
If confronted with other container leaks one or more of the following should be considered.

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 100% Water,		Soda Ash Water,		Hydrated Lime* Water,	
	lb	gal	lb	gal	lb	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 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 Hestron 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 (XX)
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, 300/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		Banded 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-bolt 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

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.

employee

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, and 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 when chlorine is handled or used. A suitable mask should be available to every employee involved with chlorine handling. In addition, suitable protective equipment for emergency use should be available outside chlorine rooms near the entrance, away from areas likely contamination. Such equipment should

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.)

medical aspects

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 be one hour of continuous treatment. After each hour therapy may be interrupted. It may be reinstated as the clinical condition indicates.

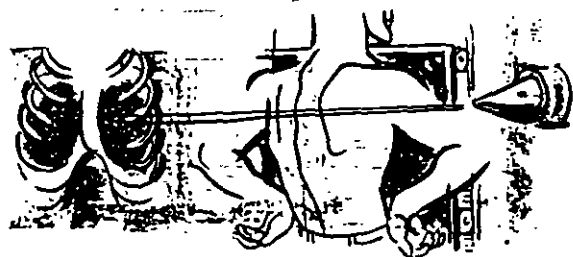
Some believe that superior results are obtained when exposures are treated with oxygen under an exhalation pressure not exceeding 4 cm water. Masks providing for such exhalation pressures are obtainable. A single treatment may suffice for

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



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

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

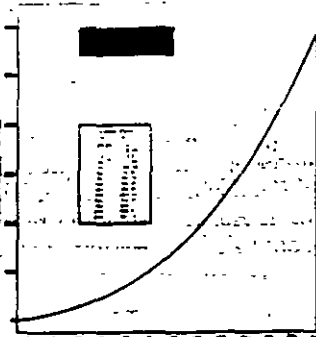
Pending arrival of the physician, other first aid as he may have prescribed should be provided.

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.

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 alkalis 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.

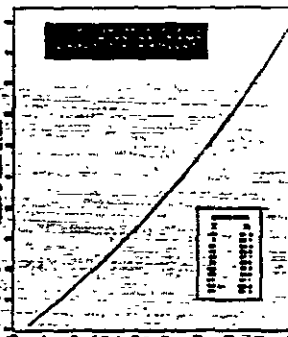
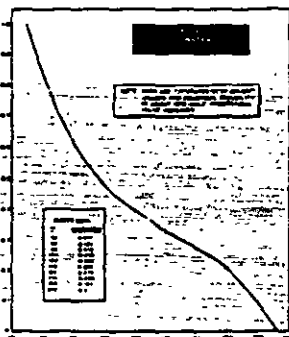
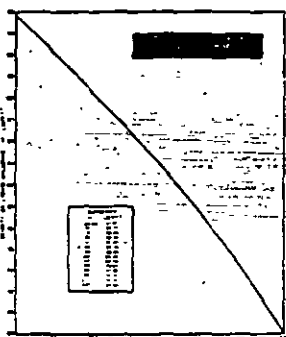
8.3.3.5 Reactions with Organic Compounds. Chlorine reacts with organic compounds much the same as with inorganics to form chlorinated derivatives and hydrogen chloride. Some of these reactions can be explosive, including those with hydrocarbons, alcohols and ethers, and proper methods must be applied 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 °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 Btu/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

CURVE DATA

°F	PSIG
-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

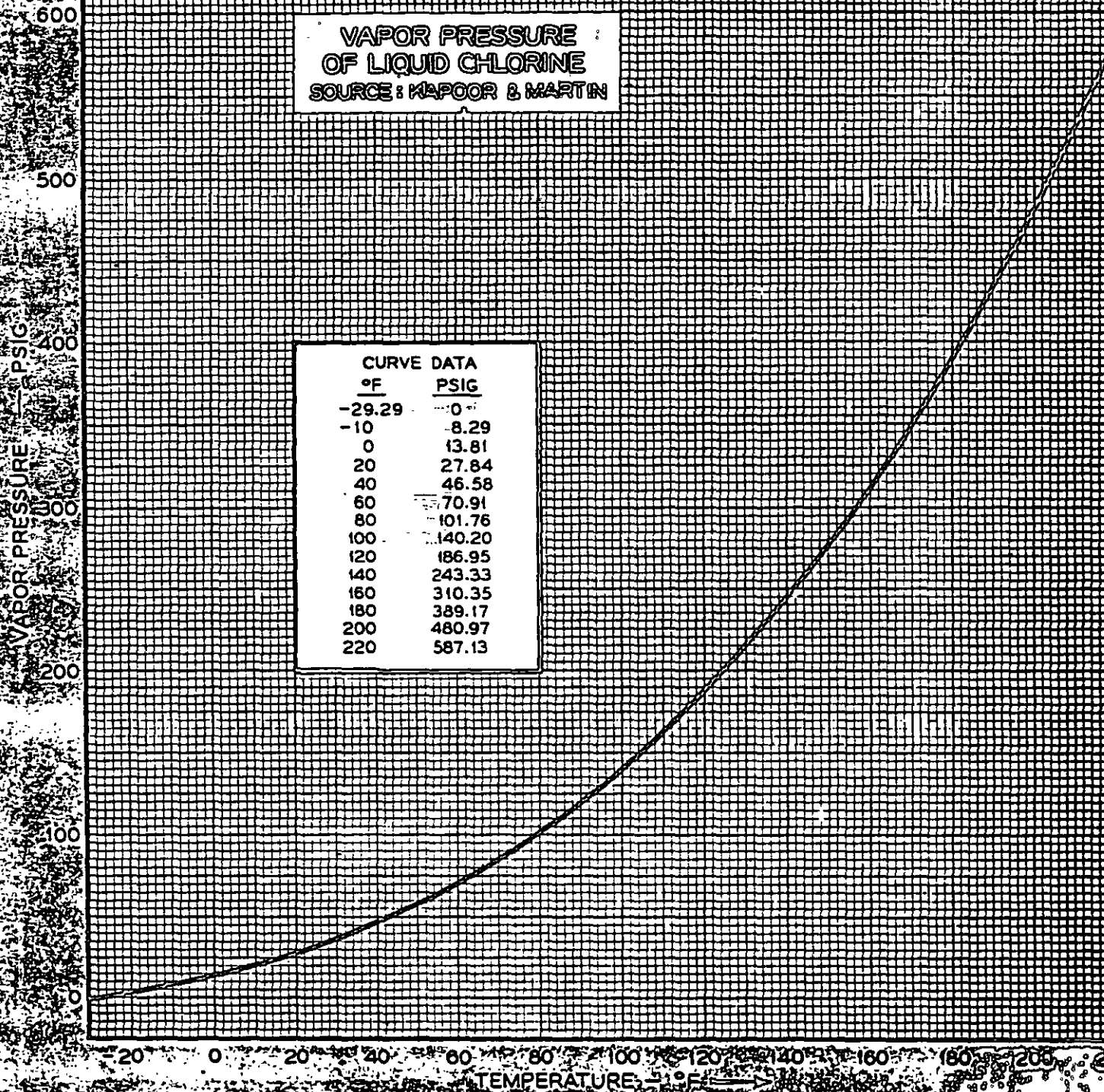


Figure 3.1

TEMPERATURE - DENSITY RELATION
 OF LIQUID CHLORINE
 SOURCE : KAPOOR & MARTIN

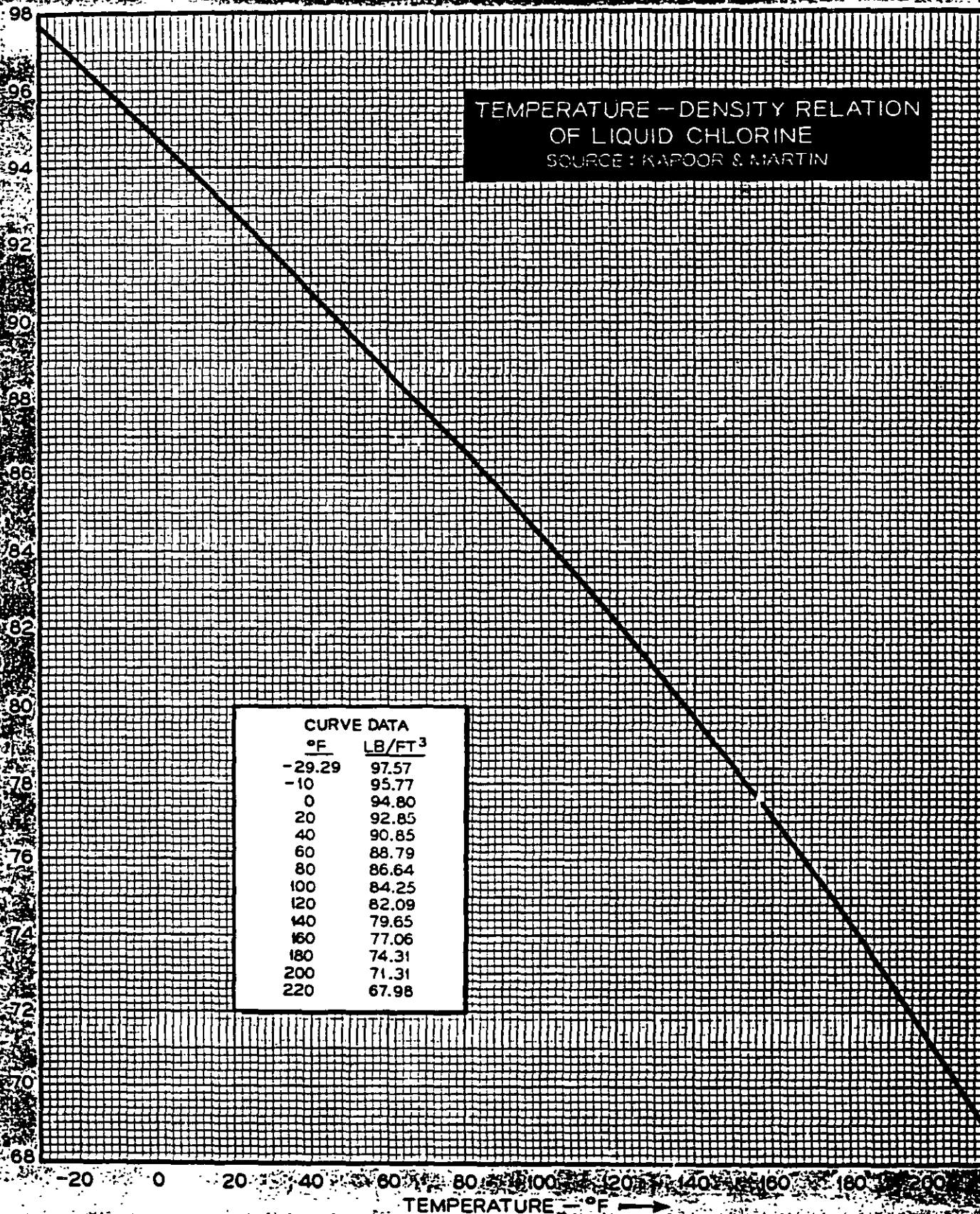
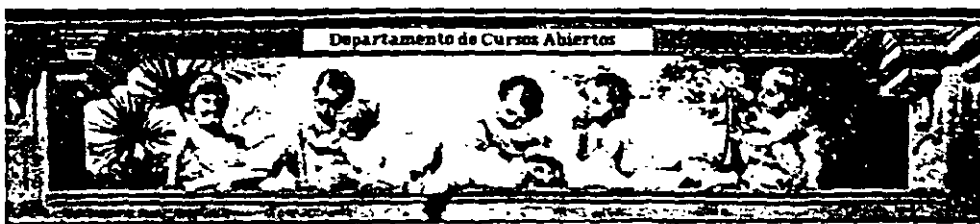


Figure 8.3



DIPLOMADO MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

MÓDULO III

CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA I: ANTECEDENTES DE TRATAMIENTOS DE AGUAS RESIDUALES

EXPOSITOR: M. I. ENRIQUE CÉSAR VALDEZ

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004

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 las aguas 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 arrojar 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; éstos, además de dar una mala impresión por el descaro de los usuarios, producían un olor insupportable. 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 Ildefonso, 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 obligación, 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 contaran 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, Baivanera, San Lorenzo, San José de Gracia, Santa Isabel, Corpus Christi, Santo Domingo, las lejanas del Carmen, las tímidas de los fernandinos, mercedarios 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 sufragios 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 hula 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 terriblemente por las desigualdades de un suelo lleno de atibajos y hoyos, con lo cual parte del contenido del tonel se derramaba en constante rastro 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 barrierá, 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.

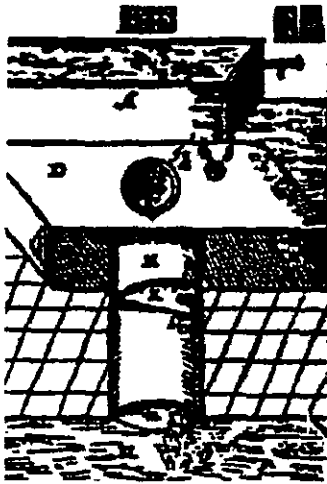


Figura 1.3

Retrete de Sir John Harrington (Siglo XVI)

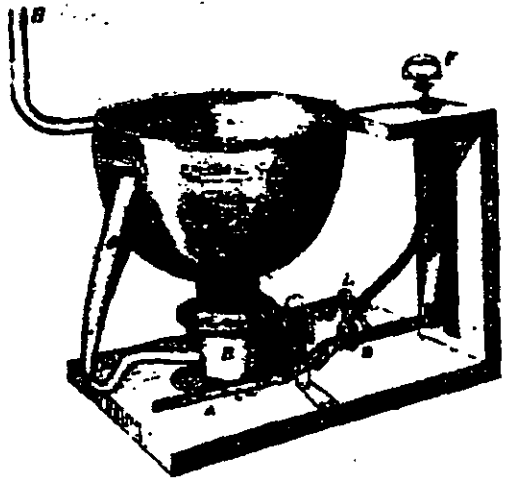


Figura 1.4

Retrete de Joseph Bramah (1778)

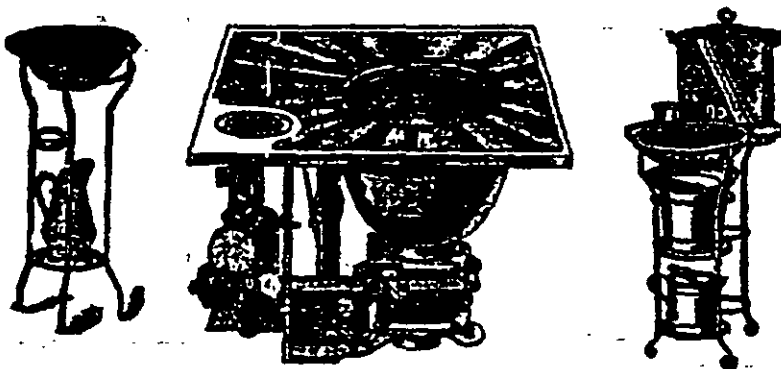


Figura 1.5 Excusado inglés (siglo XIX)

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.

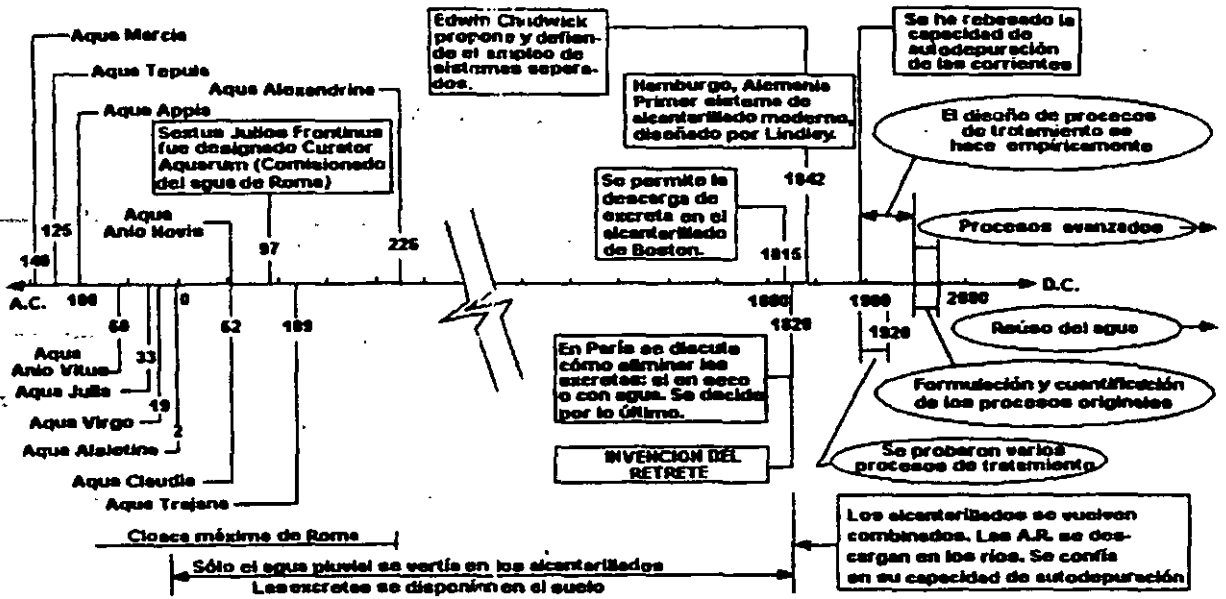
Tomado de Excelsior, jueves 26 de julio de 2000.

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.

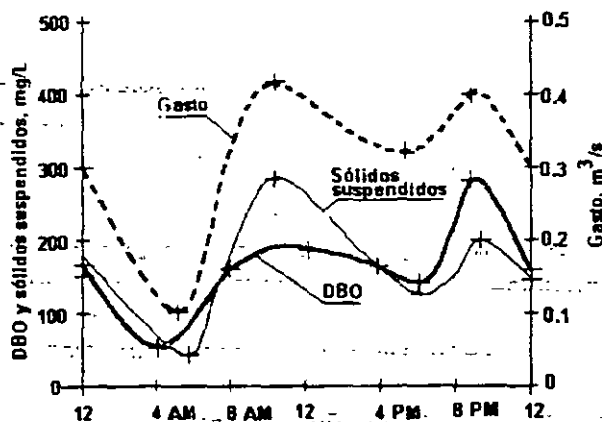


Figura 2.1. Variación típica del gasto, sólidos suspendidos y DBO₅ en aguas residuales municipales (Tomada de Metcalf & Eddy, Inc.).

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.

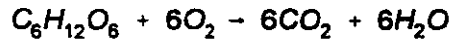
2.2 Compuestos orgánicos biodegradables

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

$$\text{DBO} = \frac{\text{Gramos de oxígeno usado}}{\text{Gramos de carbono oxidado}} = \frac{192.0}{72.0} = 2.67 \text{ glg de carbono}$$

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.

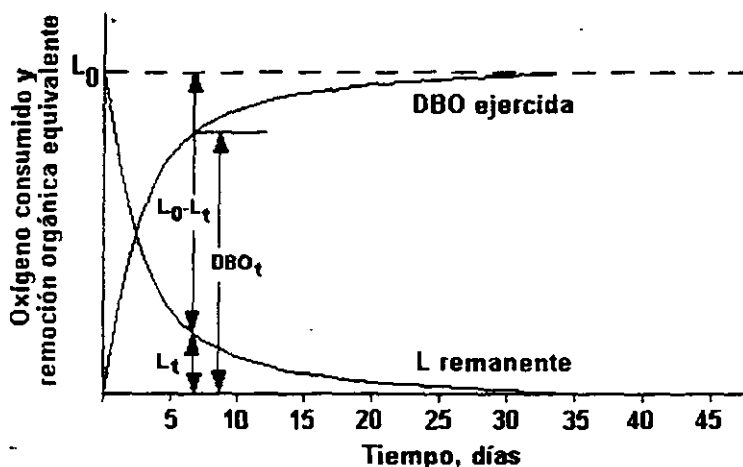


Figura 2.2. Relaciones de DBO y oxígeno equivalente

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:

$$\frac{dL_t}{L_t} = -k dt$$

$$\int_{L_0}^{L_t} \frac{dL_t}{L_t} = -k \int_0^t dt$$

$$\ln \frac{L_t}{L_0} = -kt$$

$$L_t = L_0 e^{-kt} \dots \dots \dots (2.2)$$

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 $K = 0.05 \text{ día}^{-1}$.

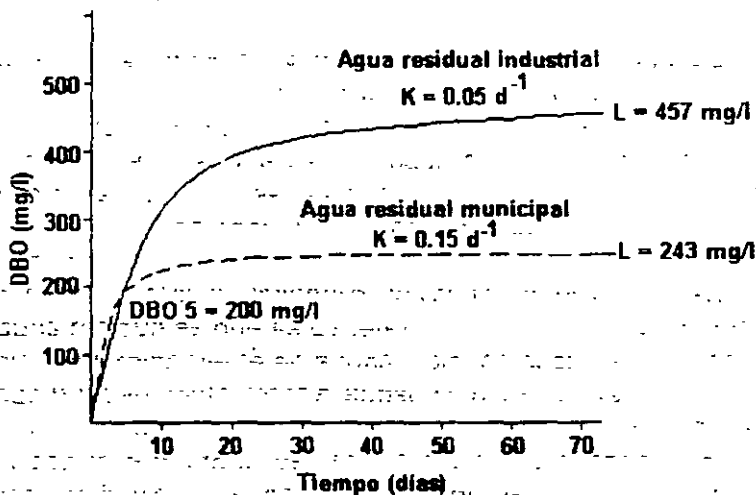
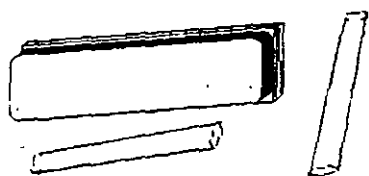


Figura 2.3. Efecto de la constante de reacción sobre la DBO última para dos aguas residuales que tienen la misma DBO_5 .

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 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

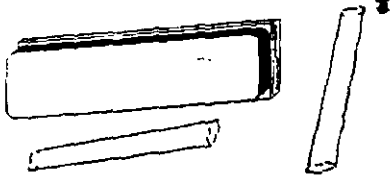
provocada por el metabolismo de los microorganismos, la tasa de utilización es afectada de igual forma por la temperatura. Idealmente, la constante de reacción debe obtenerse experimentalmente para la temperatura del agua del cuerpo receptor, lo cual se dificulta por dos razones: la primera es que generalmente 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:

$$\frac{t}{DBO_t} = \frac{1}{(kL)^{1/3}} + \frac{(kt)^{2/3}}{6(L)^{1/3}} \dots \dots \dots (2.11)$$

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:

$$k = 6 \frac{B}{A} \dots \dots \dots (2.14)$$

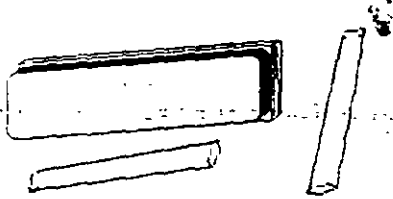
De igual manera, sustituyendo la ecuación (2.14) en la (2.12) y resolviendo para L , se obtiene:

$$L = \frac{1}{6(A)^2(B)} \dots \dots \dots (2.15)$$

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 .

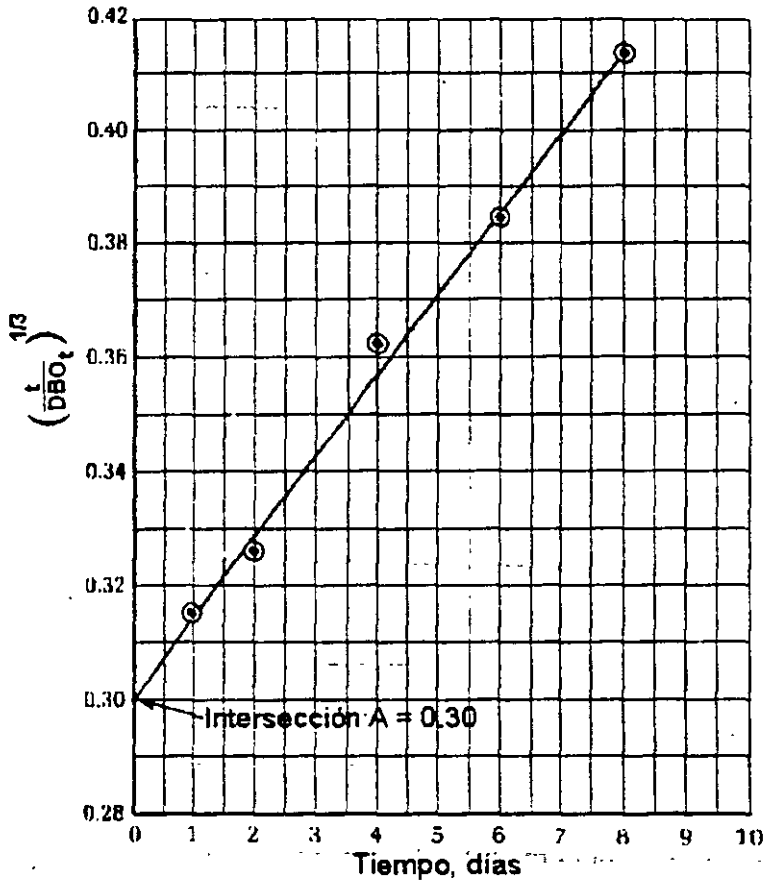


Figura 2.3. Gráfica de $(t/DBO_t)^{1/3}$ versus t para el Método Gráfico de Thomas.

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</i> (A, B, C) <i>Salmonella typhi</i> <i>Shigella</i> (<i>S. Flexneri</i> , <i>S. Sonnei</i> , <i>S. Dysenteriae</i> , <i>S. Boydii</i>) <i>Vibrio comma</i> (<i>Vibrio cholerae</i>)	Tularemia Leptospirosis Paratifoidea (fiebre entérica) Fiebre tifoidea, fiebre entérica Shigelosis (disenteria bacilar) Cólera
Virus	<i>Poliomyelitis</i> (3 tipos) <i>Virus desconocidos</i>	Poliomyelitis aguda, parálisis infantil Hepatitis infecciosa
Protozoanos	<i>Entamoeba histolytica</i> <i>Giardia lamblia</i>	Amebiasis (disenteria amebiana, enteritis amebiana, colitis amebiana) Giardiasis (enteritis giardia, lamblisis)
Helmintos (gusanos parásitos)	<i>Dracunculus medinensis</i> , <i>Echinococcus</i> <i>Shistosoma</i> (<i>S. Mansoni</i> , <i>S. Japonicum</i> , <i>S. Haematobium</i>)	Dracontiasis (dracunculiasis; dracunculosis, medina; infección serpiente, dragón o gusano-guinea) 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 protozoario (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 un 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/ 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 infiltren en terrenos que sean bienes nacionales o que puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos, en los términos de lo 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.

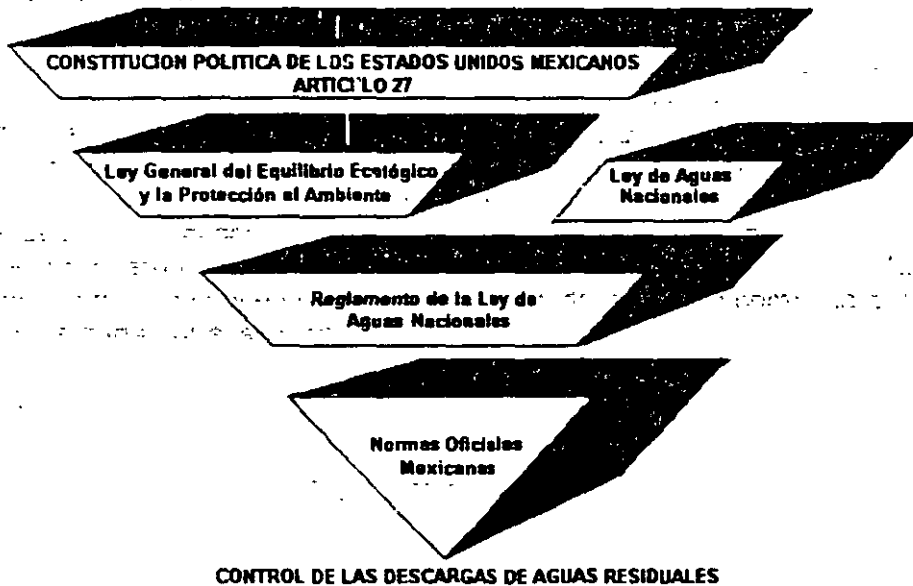


Figura 4.1 Nivel de especificidad de la legislación nacional relativa al control de las descargas de aguas residuales, de lo general (arriba) a lo particular (abajo).

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 M	PD	PM	PD	P M	PD	P M	PD	P M	PD	P M	PD	PM	PD	P M	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 sediment (ml/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	10	20	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	0.5	1	0.5	1	0.5	1	0.005	0.5	1	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
Piombo	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; a= 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 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
Níquel 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 dañe 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 descargaríamos 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. Les características del agua de enfriamiento y del río son las siguientes:

Parámetro	Río Necio	Agua de enfriamiento
Gasto	18 m ³ /s	48 m ³ /min
Temperatura °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 paso 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. Les características del agua descargada y del río son las siguientes:

Parámetro	Efluente	Río Manso
Gasto	8648 m ³ /d	1.2 m ³ /s
DBO 5	25 mg/l	2.1 mg/l
N amoniacal	7 mg/l	8 mg/l
N nítrico	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?

Agrupino 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.

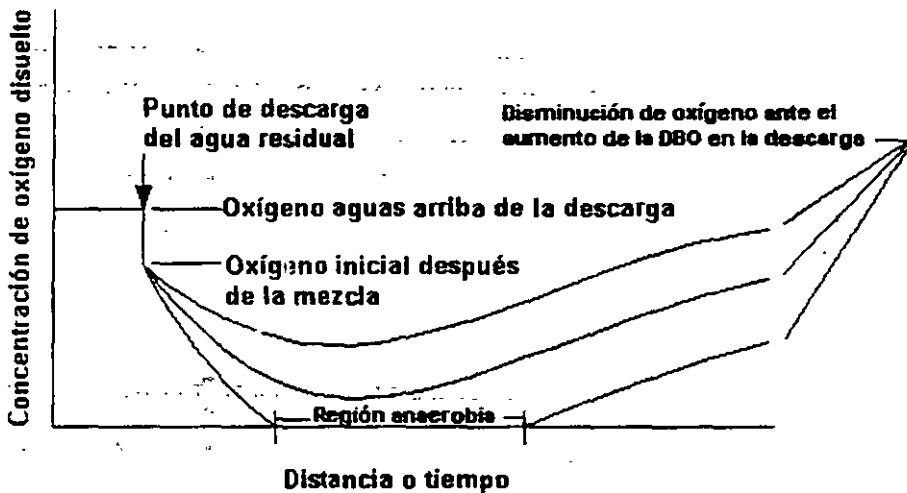


Figura 4.1. Impacto ocasionado por el aumento de la DBO y de los sólidos sedimentables en una corriente con capacidad de asimilación limitada.

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 *déficit 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

$$D = C_s - C \quad \dots \quad (4.2)$$

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 ^o 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:

$$\text{Tasa de desoxigenación} = -k_1 y \quad (4.3)$$

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

$$y = L_0 e^{-k_1 t} \quad (4.4)$$

Sustituyendo la ecuación (4.4) en la (4.3) se tiene:

$$\text{Tasa de desoxigenación} = k_1 L_0 e^{-k_1 t} \quad (4.5)$$

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:

$$\text{Tasa de reoxigenación} = k_2 D = k_2 (C_s - C) \quad (4.6)$$

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):

$$k_2 = \frac{3.9v^{0.5}}{H^{1.5}} \dots \dots \dots (4.7)$$

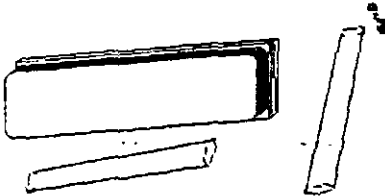
donde:

- 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 1.10 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

$$L_0 = \frac{(8.7)(6.0) + (1.1)(50)}{8.7 + 1.1} = 10.94$$

$$L_0 = 10.94 \text{ mg/l}$$

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: $O_s = 9.13 \text{ mg/l}$.

$$D_0 = 9.13 - 7.59 = 1.54 \text{ mg/l}$$

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

$$\frac{dC}{dt} = \text{Tasa de desoxigenación} + \text{Tasa de reoxigenación}$$

$$-\frac{dC}{dt} = -k_1 y + k_2(C_s - C) \dots \dots \dots (4.9)$$

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

$$\frac{dD}{dt} = k_1 y - k_2 D \dots \dots \dots (4.10)$$

Sustituyendo el término de la DBO remanente (y) por su valor (ecuación 4.4) y reordenando:

$$\frac{dD}{dt} + k_2 D = k_1 L_0 e^{-k_1 t} \dots \dots \dots (4.11)$$

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

$$D_t = \frac{k_1 L_0}{k_2 - k_1} (e^{-k_1 t} - e^{-k_2 t}) + D_0 e^{-k_2 t} \dots \dots \dots (4.12)$$

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.

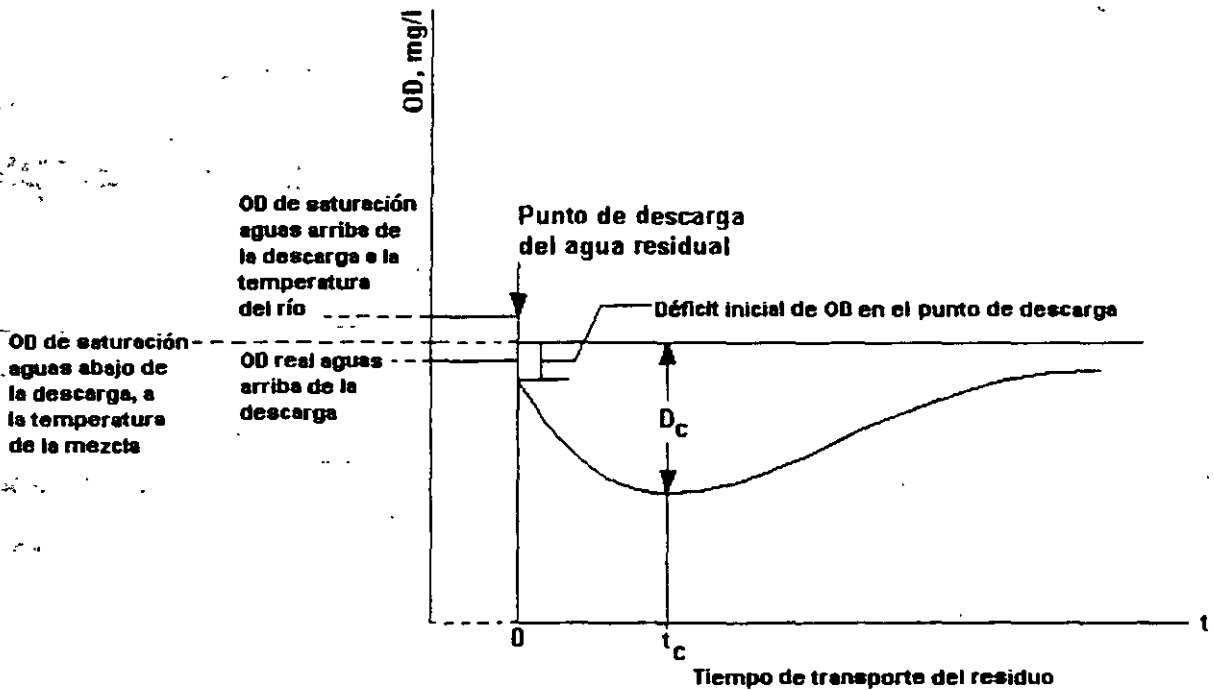


Figura 4.2. Características de la curva de disminución de oxígeno

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:

$$t_c = \frac{1}{k_2 - k_1} \ln \left(\frac{k_2}{k_1} \left(1 - \frac{D_0(k_2 - k_1)}{k_1 L} \right) \right) \dots \dots \dots (4.13)$$

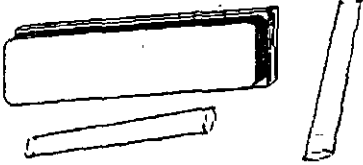
El déficit crítico de oxígeno será:

$$D_c = \frac{k_1 L_0}{k_2} e^{-k_1 t} \dots \dots \dots (4.14)$$

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

$$D_0 = O_s - O_m = 9.1 - 7.6 = 1.5 \text{ mg/l}$$

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

$$v = (0.3 \text{ m/s})(84,600 \text{ s/día}) = 25,920 \text{ m/d}$$

$$x_c = (t_c)(v) = (25,920)(2.6) = 67,392 \text{ m}$$

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)

$$D_c = 1.618L_0(e^{-0.364t_c} - e^{-0.589t_c}) + 1.97e^{-0.589t_c}$$

$$t_c = 4.444 \ln 1.618 \left[1 - \frac{1.218}{L_0} \right]$$

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

rio. 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		Absorción 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.

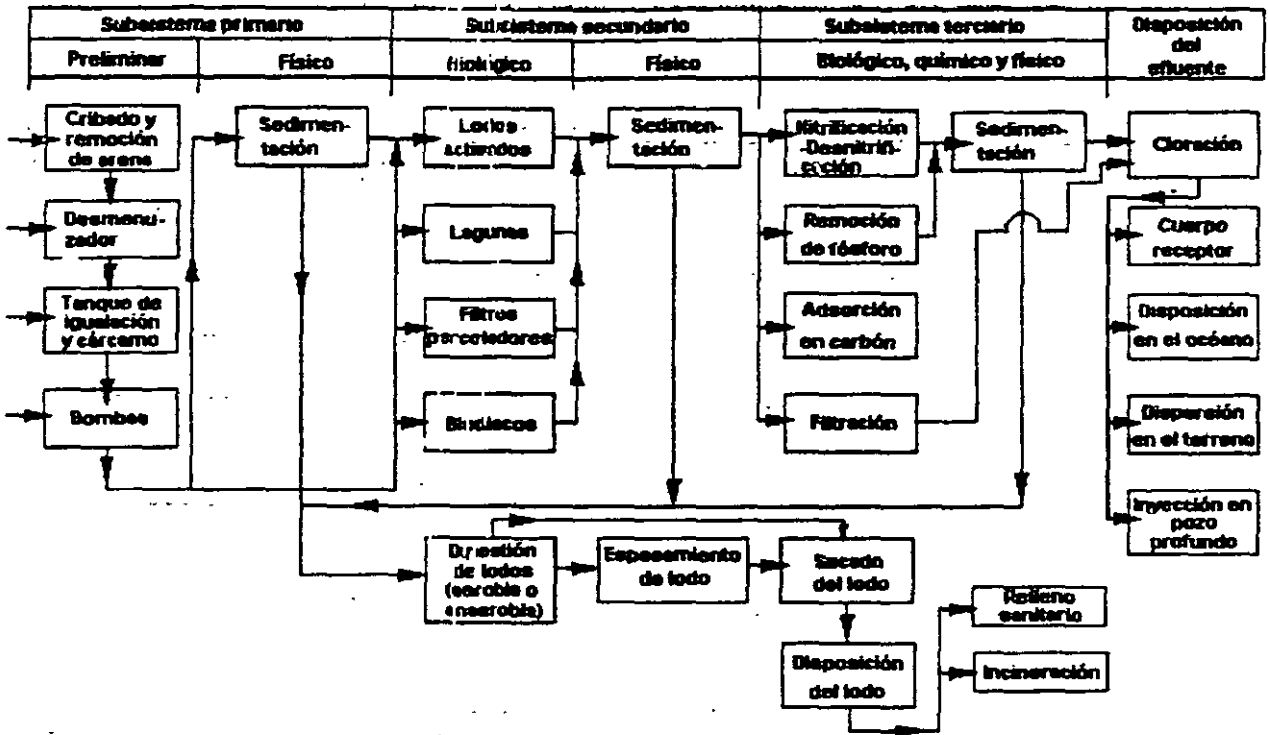


Figura 5.1 Subsistemas de tratamiento de agua residual

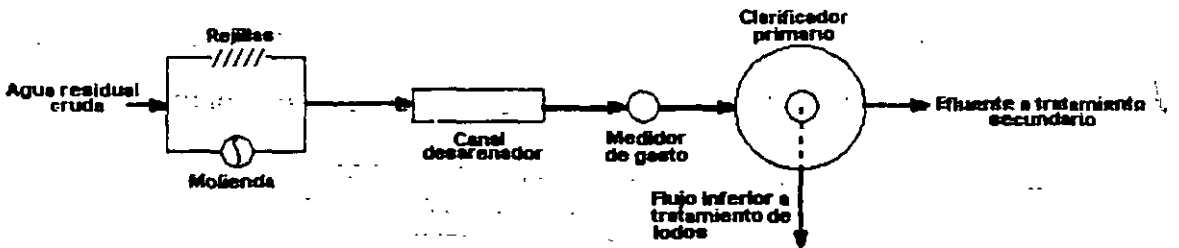


Figura 5.2. Sistema de tratamiento primario típico

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.

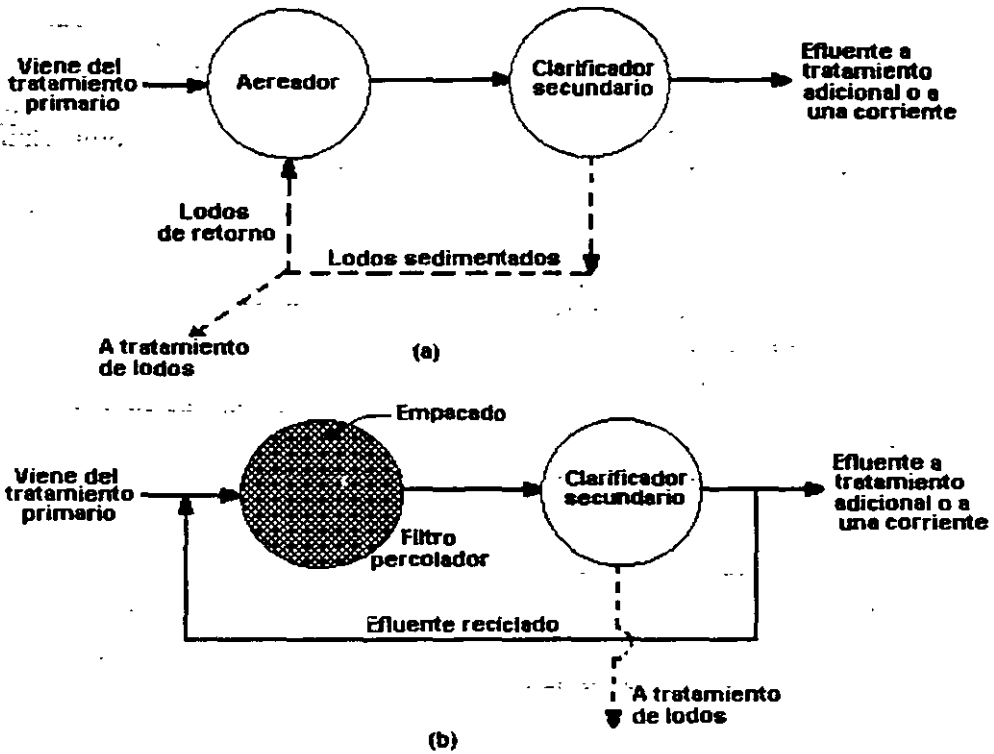


Figura 5.3. Sistema de tratamiento secundario: (a) sistema de lodos activados; y (b) sistema de filtros percoladores.

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 reaireación 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.

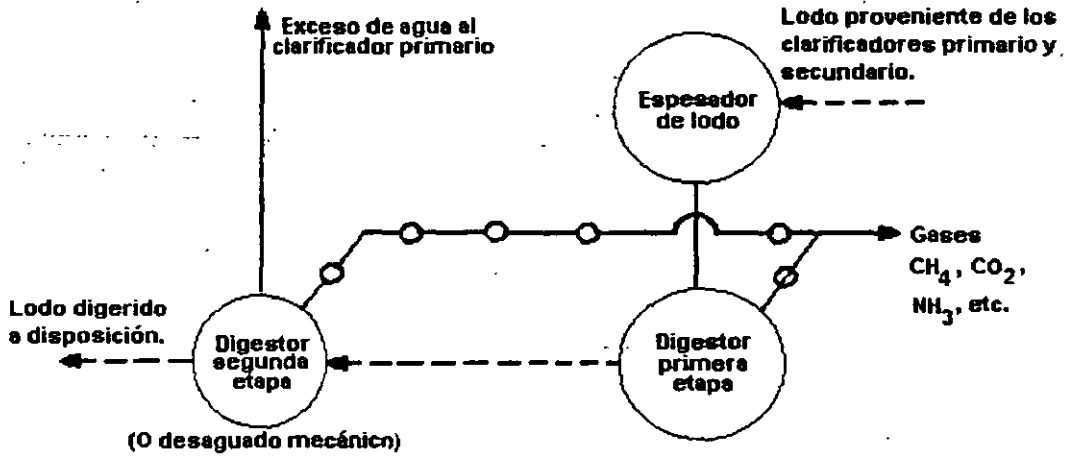


Figura 5.4. Sistema de tratamiento de lodos

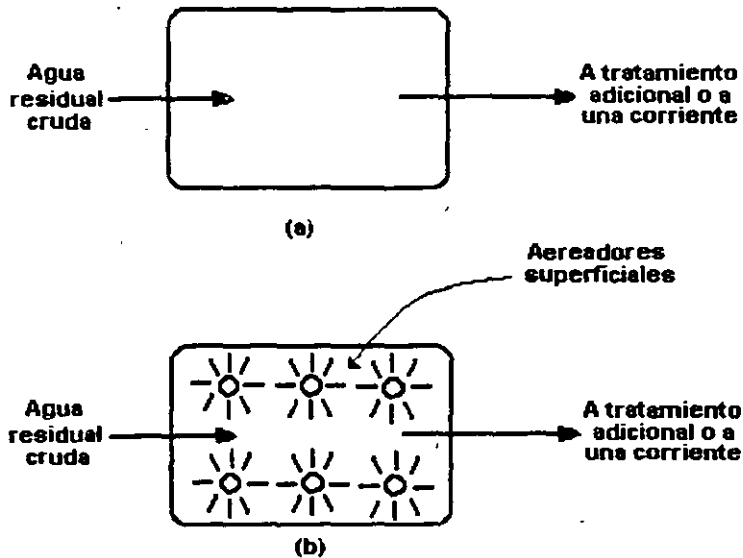


Figura 5.5. Sistema de tratamiento del agua residual primario y secundario en combinación: (a) estanque de oxidación; y (b) laguna aireada.

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.

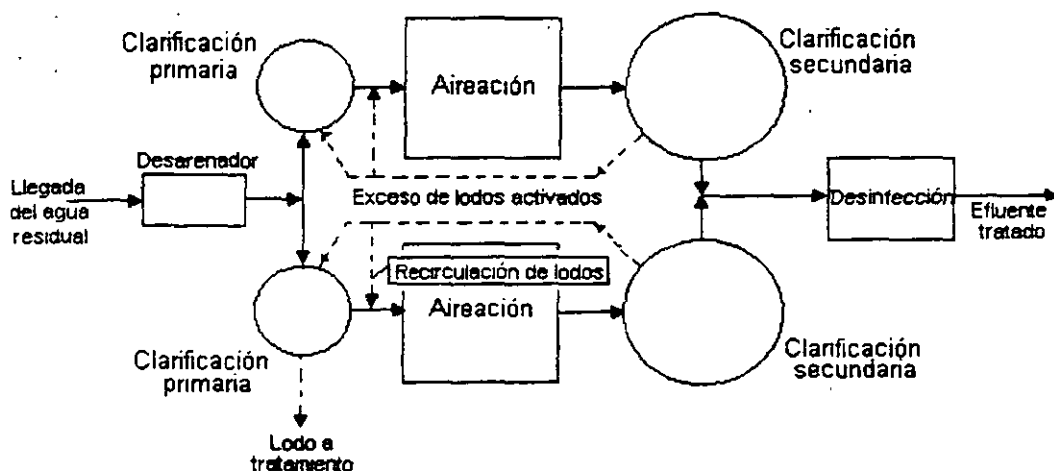


Figura 6.1. Diagrama de flujo de una planta de tratamiento proyectada para obtener los niveles de calidad de tratamiento secundario.

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:

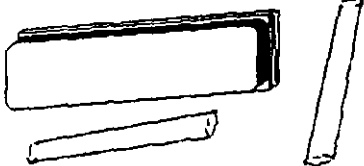
Si las muestras no se preservan adecuadamente, se obtendrán resultados que afectarán al diseño o al control de la operación de las plantas.

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 clase



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:

$$\text{Volumen necesario} = \frac{\text{Volumen total muestra compuesta}}{\text{Caudal promedio} \times \text{no. de muestras}}$$

$$\text{Volumen necesario} = \frac{3000 \text{ ml}}{25 \times 24} = 5 \text{ por cada l/s}$$

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.

<p>1. Datos de proyecto</p>	<p>Gasto medio Gasto máximo extraordinario Carga media diaria de DBO Carga media diaria de SS.</p>
-----------------------------	--

<p>2. Criterios de diseño del proceso adoptado</p>
--

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 el 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 reflexión 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 límite 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 los 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 aforjeas 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

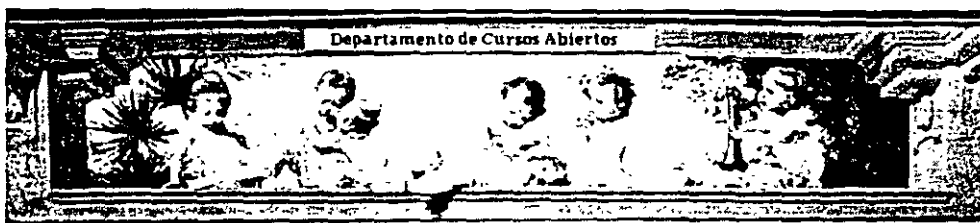
El paso final en el proceso de diseño consisten en la elaboración de los planos constructivos, especificaciones y estimaciones de costo.

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



DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES.

MÓDULO III CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA 2: TRATAMIENTO PRIMARIO

EXPOSITOR: M. I. ENRIQUE CÉSAR VALDEZ.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004

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, desmenuzamiento 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 canal 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*.

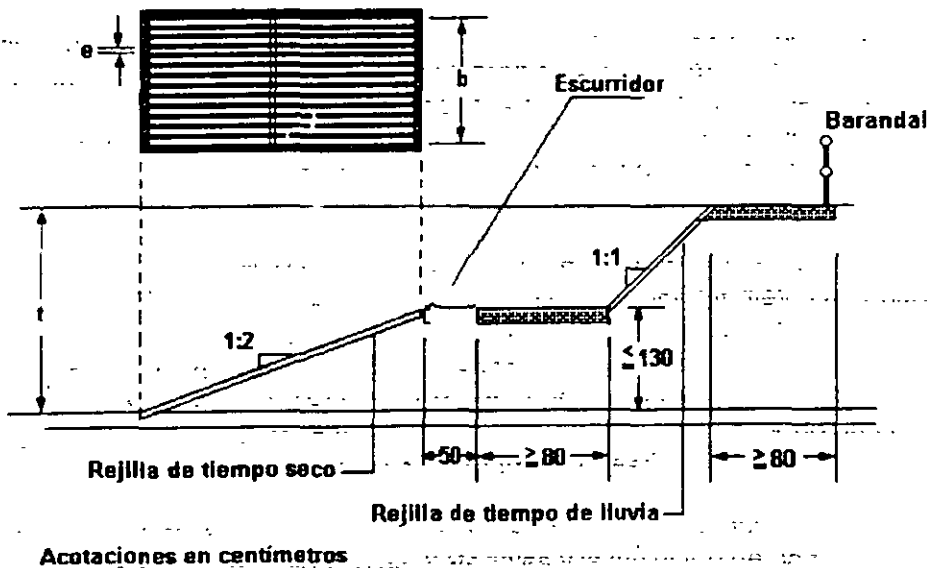


Figura 7.1. Disposición de las rejillas de limpieza manual.

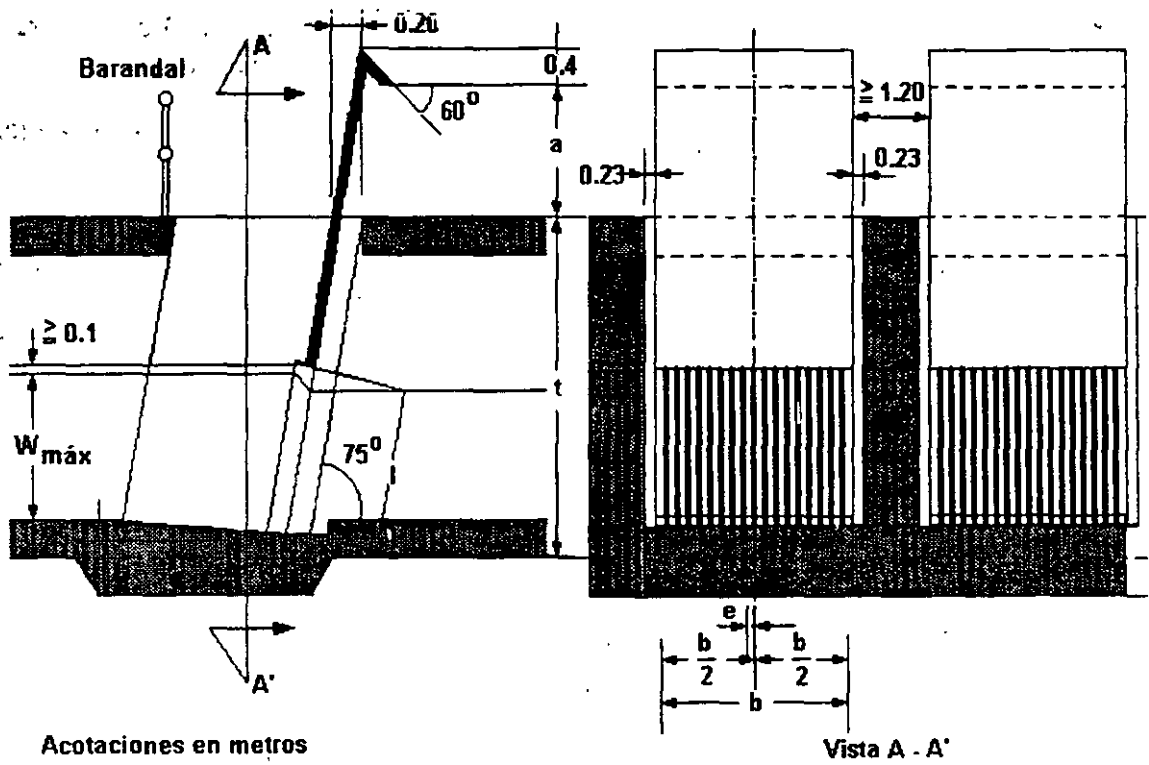


Figura 7.2. Disposición típica de las rejillas de limpieza mecánica.

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.

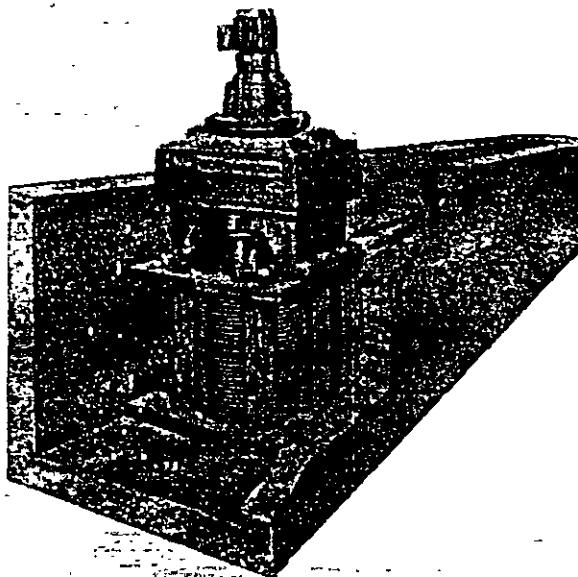


Figura 7.3. Triturador típico (Worthington Pump Division, Dresser Industries, Inc.)

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

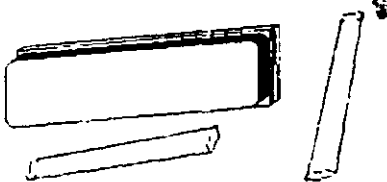
$$b = \left(\frac{b_g}{e} - 1\right) (S + e) + e \dots \dots (7.1)$$

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

$$Q = Av$$

$$0.0735 = A \times 0.6$$

$$A = 0.1225 \text{ m}^2$$

Ancho del canal = 0.60 m (propuesto)

$$A = b \times h$$

$$h = \frac{0.1225}{0.60} = 0.20 \text{ m}$$

Cálculo de bg (suma de las separaciones entre barras)

De la ecuación 7.1, se tiene

$$600 = \left(\frac{bg}{25} - 1\right)(5 + 25) + 25$$

$$\frac{600 - 25}{30} = \left(\frac{bg}{25} - 1\right)(30)$$

$$bg = 504 \text{ mm} = 0.504 \text{ m}$$

$$\text{hipotenusa} = \frac{0.20}{\text{sen}60} = 0.23 \text{ m}$$

$$\text{Área libre} = 0.23 \times 0.54 = 0.116 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.0735}{0.116} = 0.63 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

El número de barras será

$$n = (b_v/e) - 1$$

$$n = \frac{504}{25} - 1 = 19.16 \therefore n = 19$$

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 rejas 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

$$(\rho_p - \rho_w) g V_p = C_D A_p \rho_w \frac{v^2}{2} \quad (8.1)$$

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.

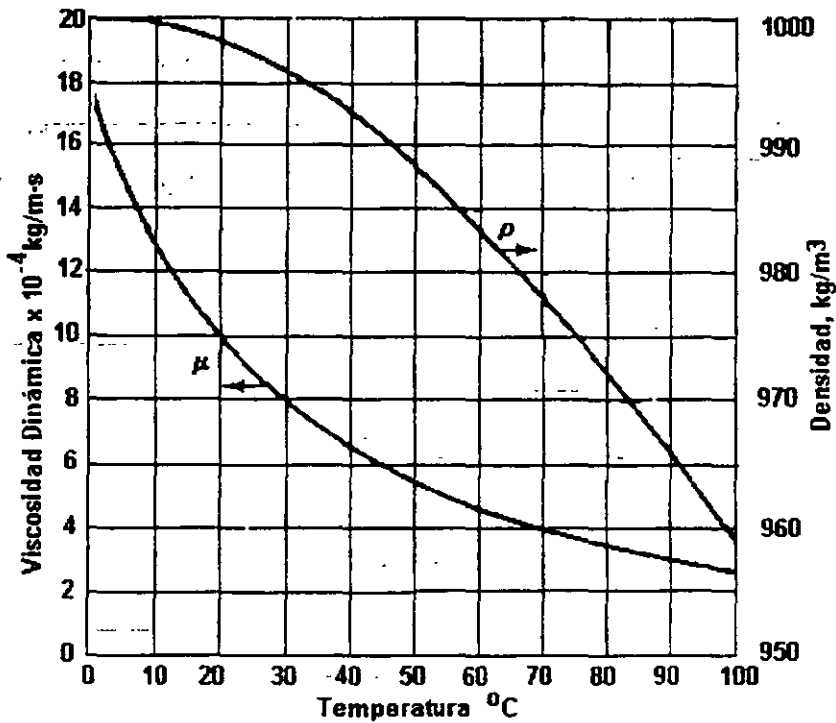


Figura 8.1. Densidad y viscosidad dinámica del agua como una función de la temperatura.

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

$$V_a = k \sqrt{(\delta_p - 1) d} \dots \dots (8.9)$$

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.

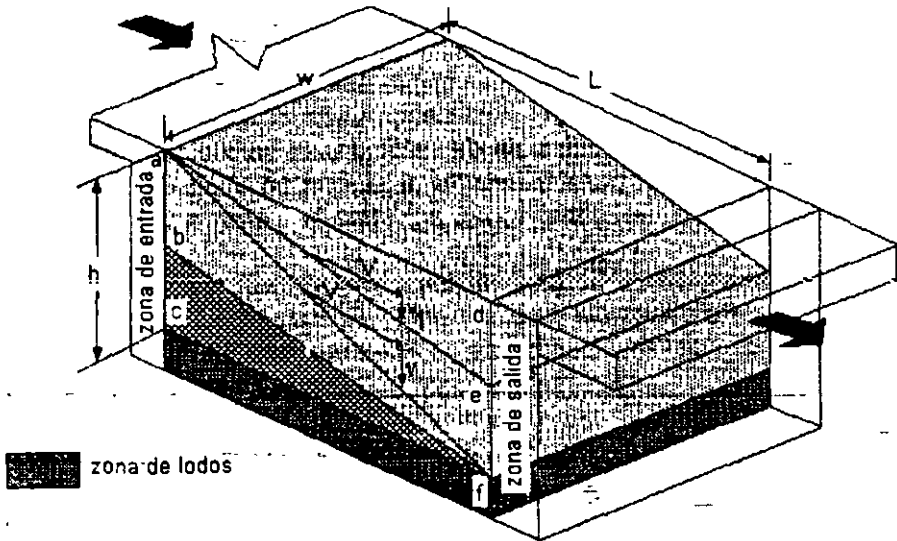


Figura 8.2. Tanque de sedimentación ideal.

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 sedimente 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 traslación 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:

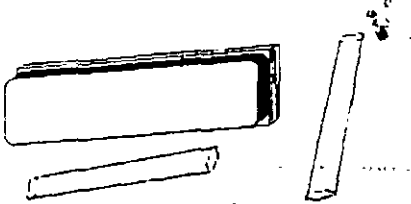
$$a = \frac{Q}{V}$$

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/m^3 .

Solución.

1. Para una temperatura de 20° C, la viscosidad dinámica del agua es $\mu = 1.002 \times 10^{-3} \text{ N s / m}^2$. Sustituyendo en la ecuación (8.7)

$$v_t = \frac{9.81 \text{ m/s}^2 (2650 - 998.2) \text{ kg/m}^3 \times (7.5 \times 10^{-5})^2 \text{ m}^2}{18 \times 1.002 \times 10^{-3} \text{ N s / m}}$$

(Recuérdese que las unidades de N son kg m / s^2).

$$v_s = 0.005 \text{ m/s}$$

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 _s , 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.

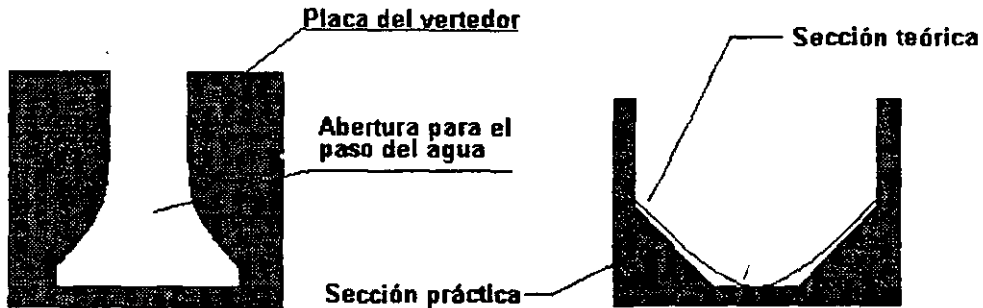
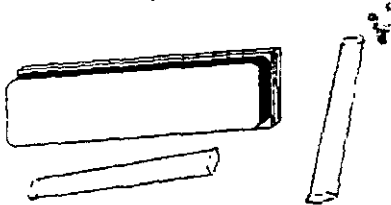


Figura 8.3. Secciones para el control de velocidad en desarenadores horizontales tipo canal: a la izquierda un vertedor proporcional, y a la derecha un canal de sección parabólica.

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.

1. 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

$$Q_{ME} = 2.74 \sqrt{ba} \left(H - \frac{a}{3} \right) \quad (8.13)$$

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

$$b = \left(\frac{Q_{ME}}{2.74 \left(H - \frac{a}{3} \right)} \right)^2 \quad (8.14)$$

La ecuación del vertedor es

$$X = b \left(1 - \tan^{-1} \left(\frac{Y}{a} \right)^2 \right) \quad (8.15)$$

$$H = a + Y \dots \dots \dots (8.16)$$

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.

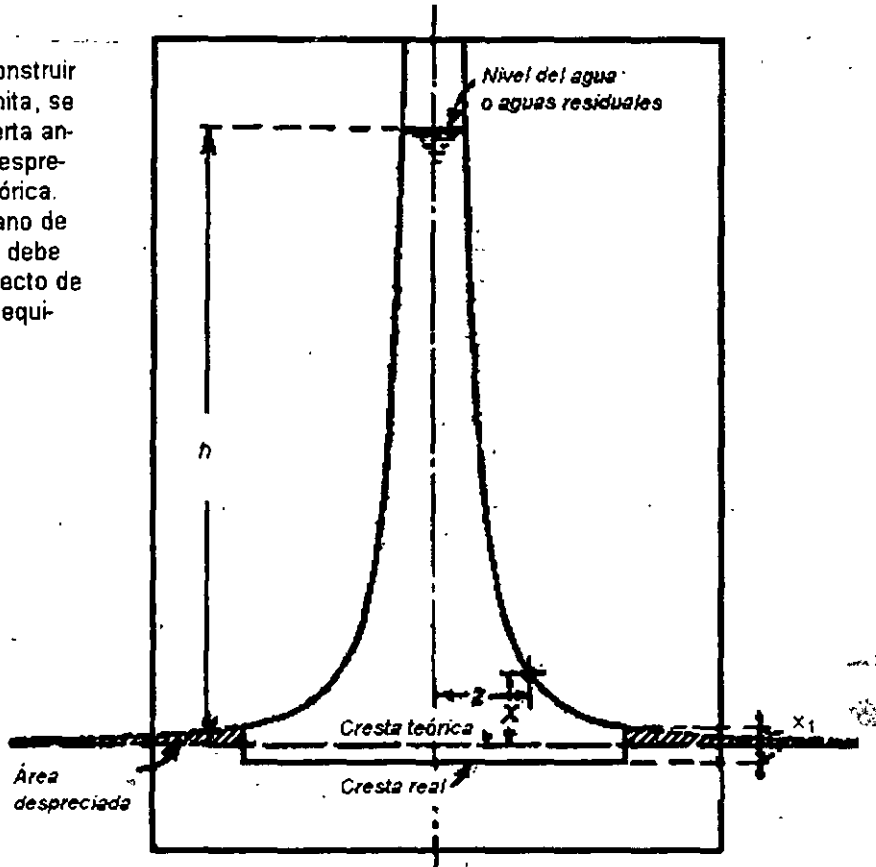
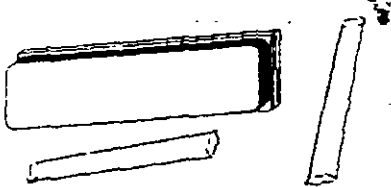


Figura 8.4. Vertedor-Rettger de gasto proporcional.

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.

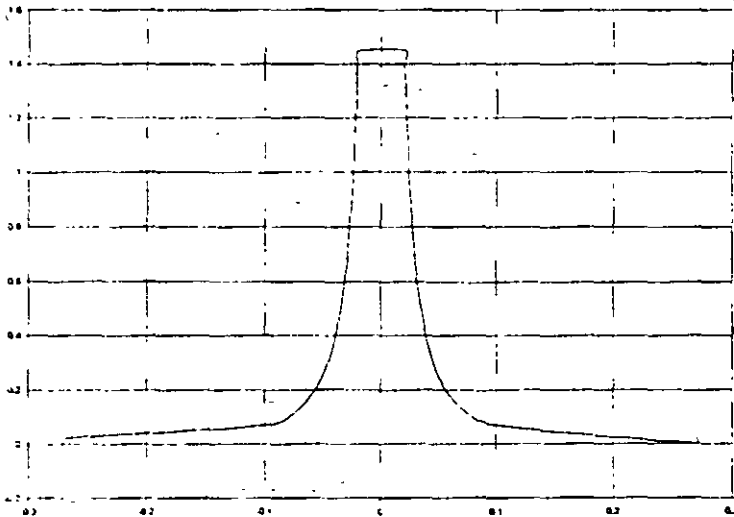


Figura 8.5. Vertedor proporcional del problema ejemplo (8.3)

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.

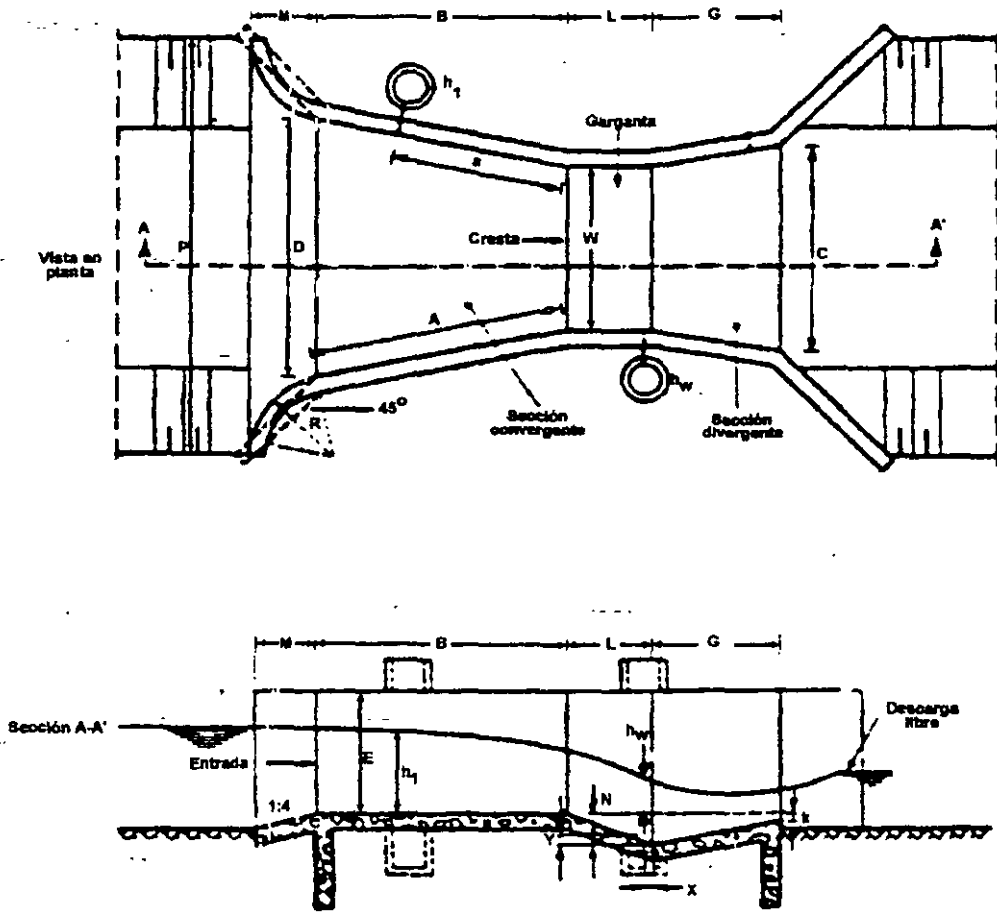


Figura 9.1. Geometría de un canal Parshall.

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 w, en mm	INTERVALO DE DESCARGA		ECUACIÓN DEL GASTO. Q, en m ³ /s h ₁ , en m	INTERVALO DE CARGA HIDRÁULICA		LÍMITE MODULAR h _w /h ₁
	MÍNIMO Q, (l/s)	MÁXIMO Q, (l/s)		MÍNIMO h ₁ , en m	MÁXIMO h 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 ^{1.588}	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 ^{1.567}	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 = gásto, m³/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.

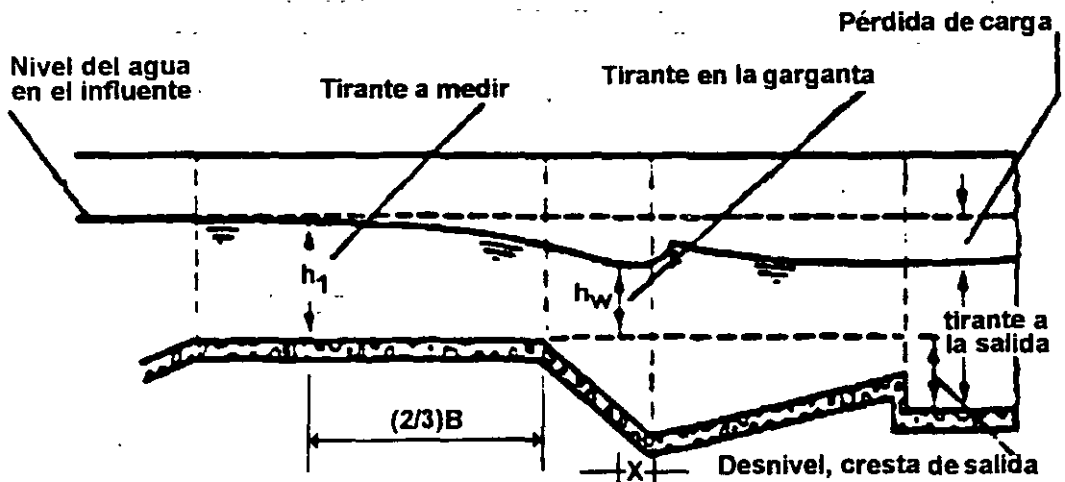


Figura 9.2. Perfil hidráulico del canal Parshall.

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.

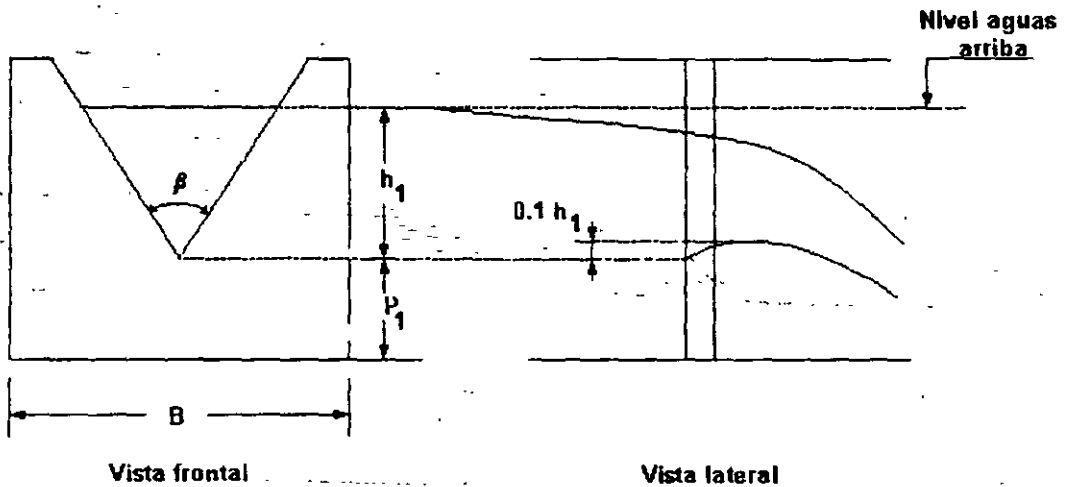


Figura 9.3. Vertedor triangular de pared delgada.

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:

$$Q = C_o \tan \frac{\beta}{2} (g)^{\frac{1}{2}} (h_1 + k_v)^{\frac{5}{2}} \quad (9.1)$$

donde:

- Q = gasto, m^3/s
- C_o = 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

- ¿Cuales son los dispositivos más comunes empleados para la medición del gasto en las plantas de tratamiento de aguas residuales?
- ¿A qué se llama operación modular de un canal Parshall?
- Investigue en al menos dos referencias bibliográficas cómo se calculan las pérdidas de carga en un vertedor Parshall.
- 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 citan a continuación, y coméntese la utilidad de la tabla para el diseño.

h_1 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

Capítulo 10

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.

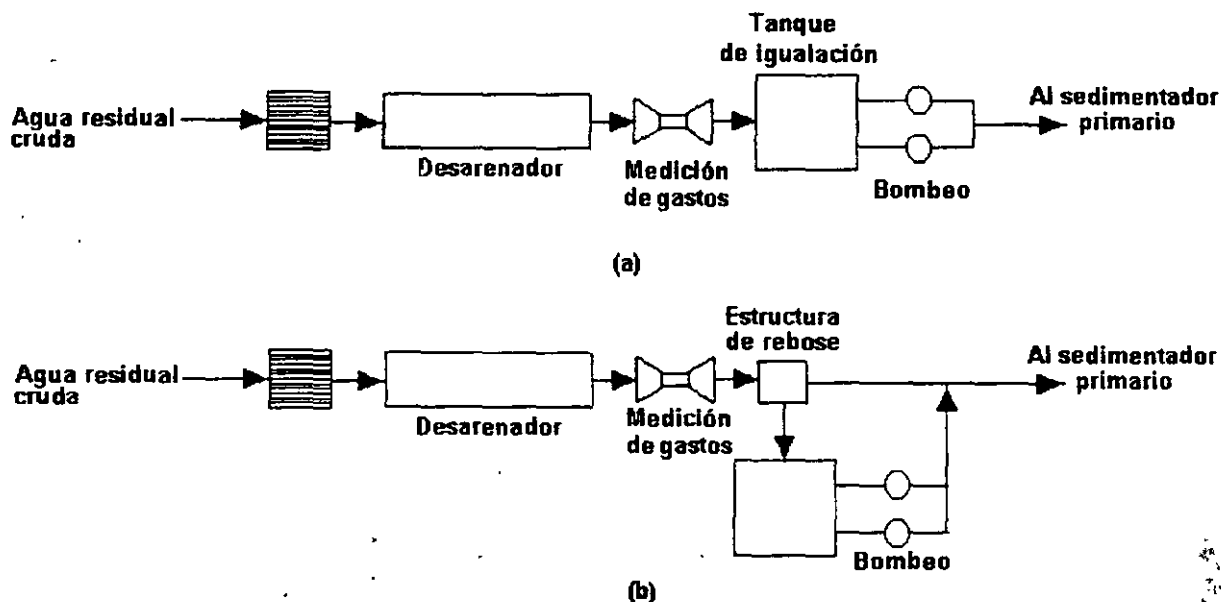


Figura 10.1. Flujo para la igualación del gasto: (a) unidad en línea y (b) unidad de derivación.

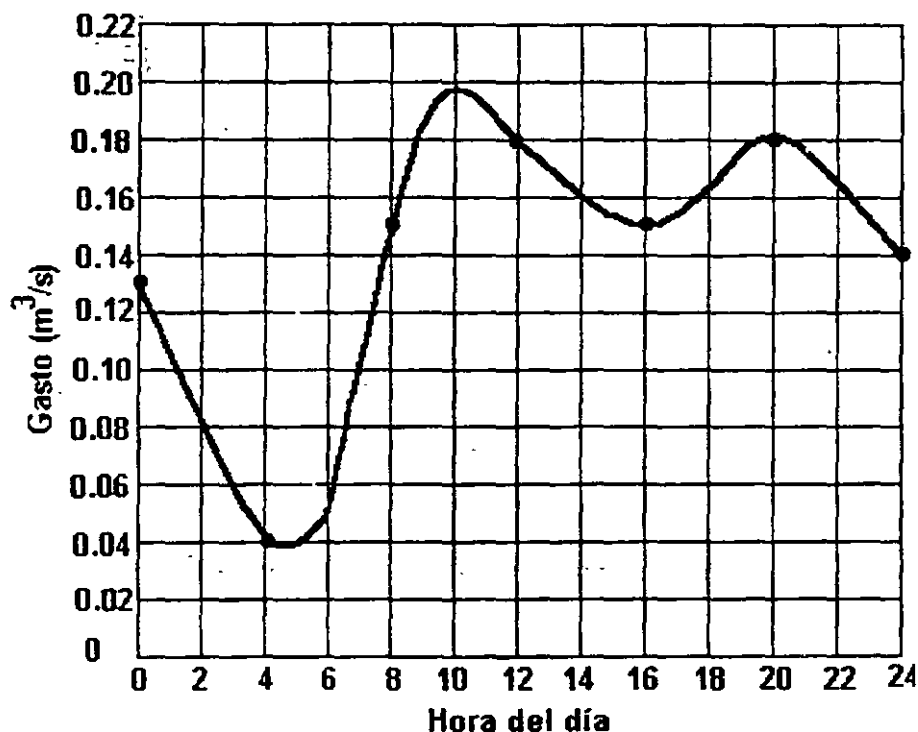
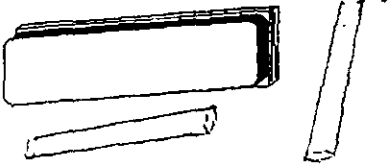


Figura 10.2. Hidrograma típico de la generación de aguas residuales domésticas.

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.

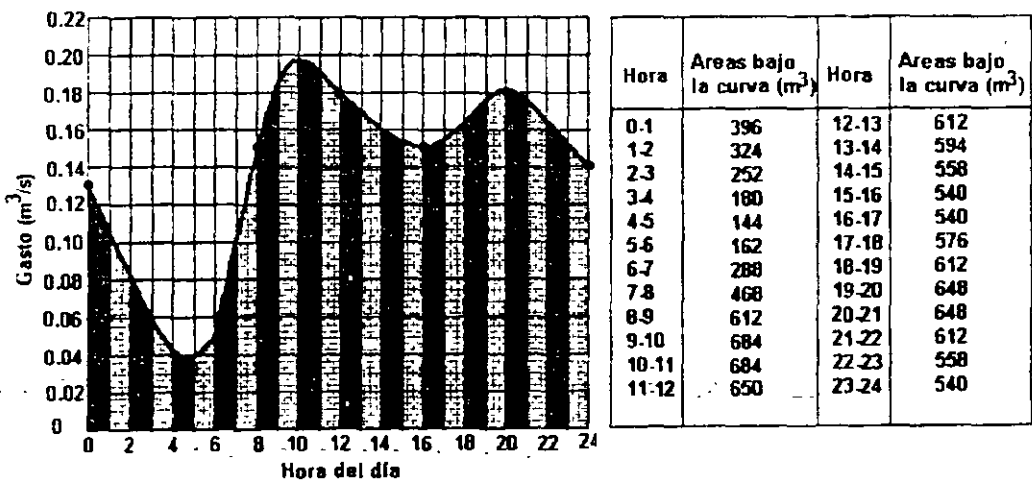
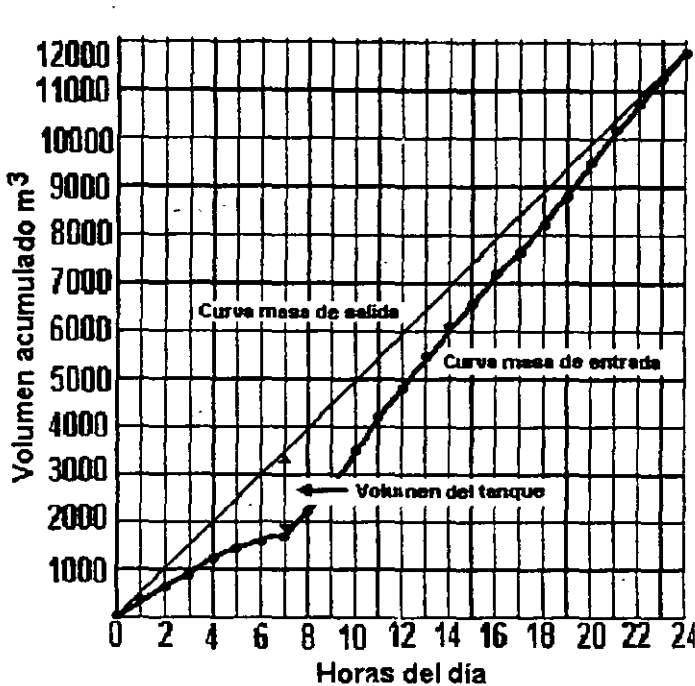


Figura 10.3. Cálculo del volumen horario (área bajo la curva en cada hora).



Hora	Áreas bajo la curva (m ³)	Volúmenes acumulados m ³
0-1	396	396
1-2	324	720
2-3	252	972
3-4	180	1152
4-5	144	1296
5-6	162	1458
6-7	288	1746
7-8	468	2214
8-9	612	2826
9-10	684	3510
10-11	684	4194
11-12	650	4844
12-13	612	5456
13-14	594	6050
14-15	558	6608
15-16	540	7148
16-17	540	7688
17-18	576	8264
18-19	612	8876
19-20	648	9524
20-21	648	10172
21-22	612	10784
22-23	558	11342
23-24	540	11882

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.

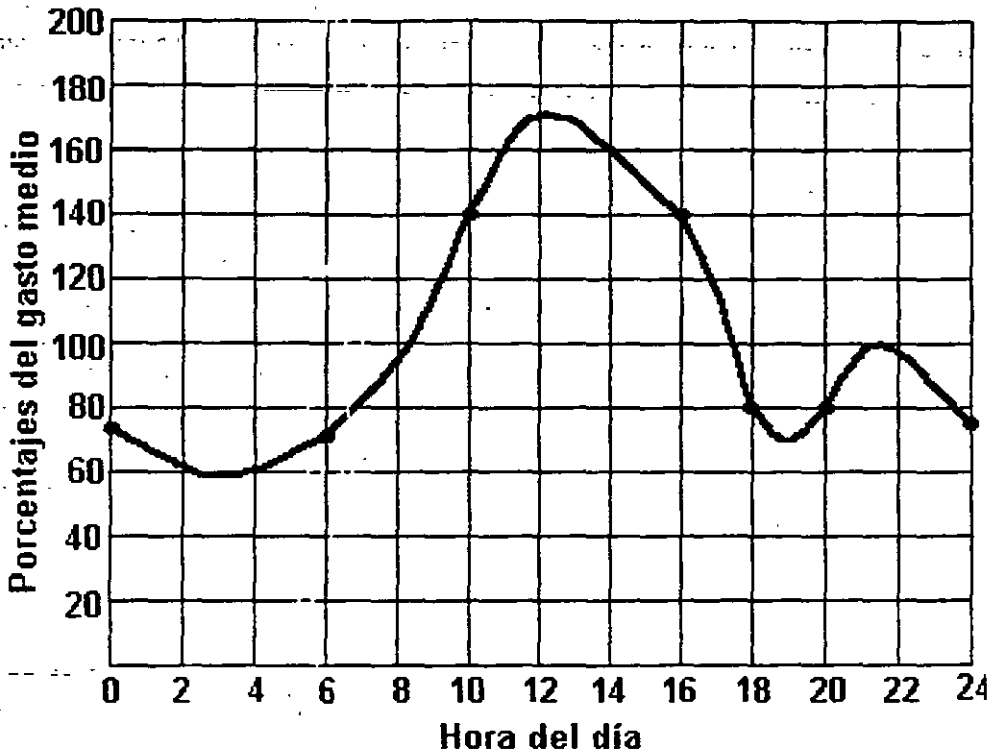


Figura del problema 3

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
0000	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	0.0316	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 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 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 <i>floculentas</i> en suspensiones diluidas. Las partículas <i>floculentas</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.

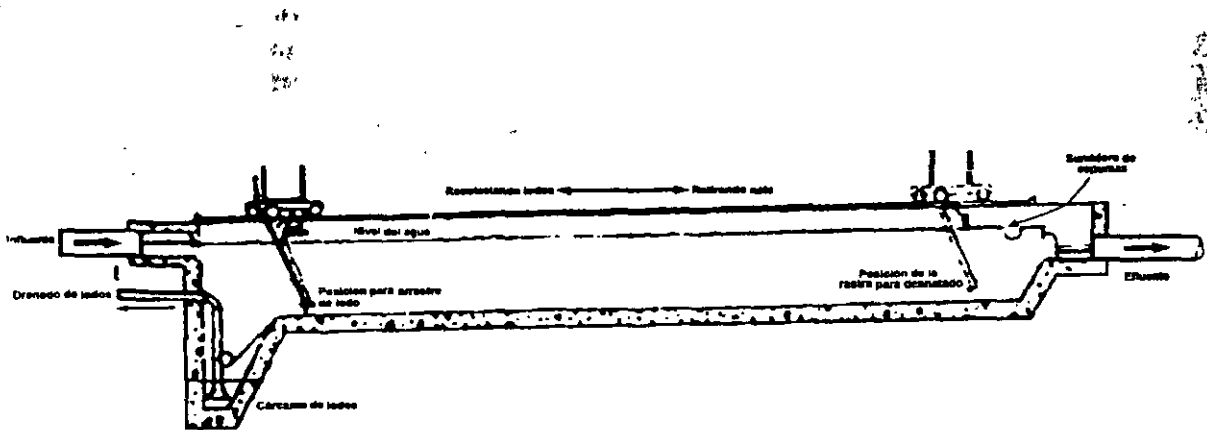


Figura 11.1. Tanque rectangular alargado con rastra para lodo.

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.

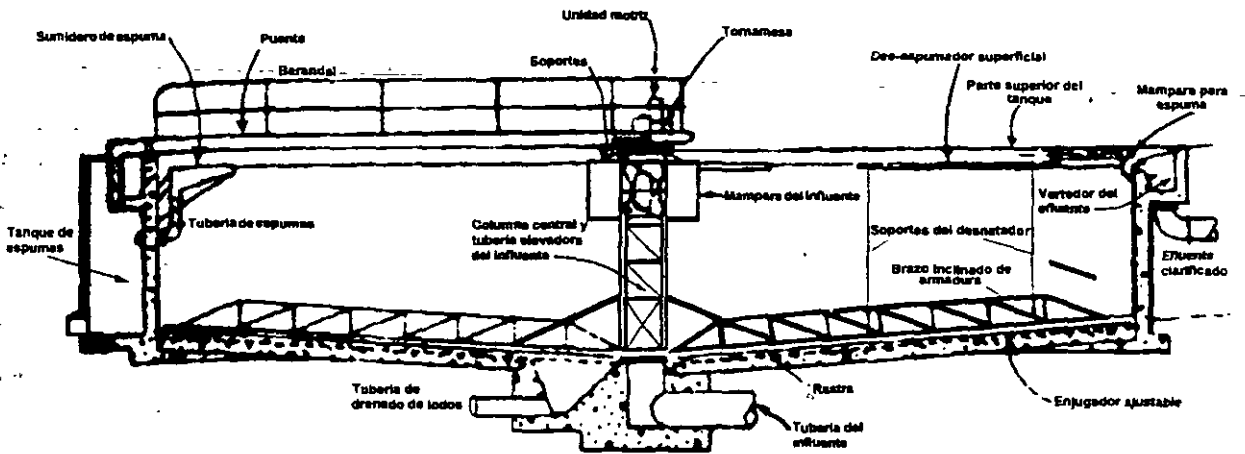


Figura 11.2. Tanque sedimentador primario de tipo circular con alimentación por el centro.

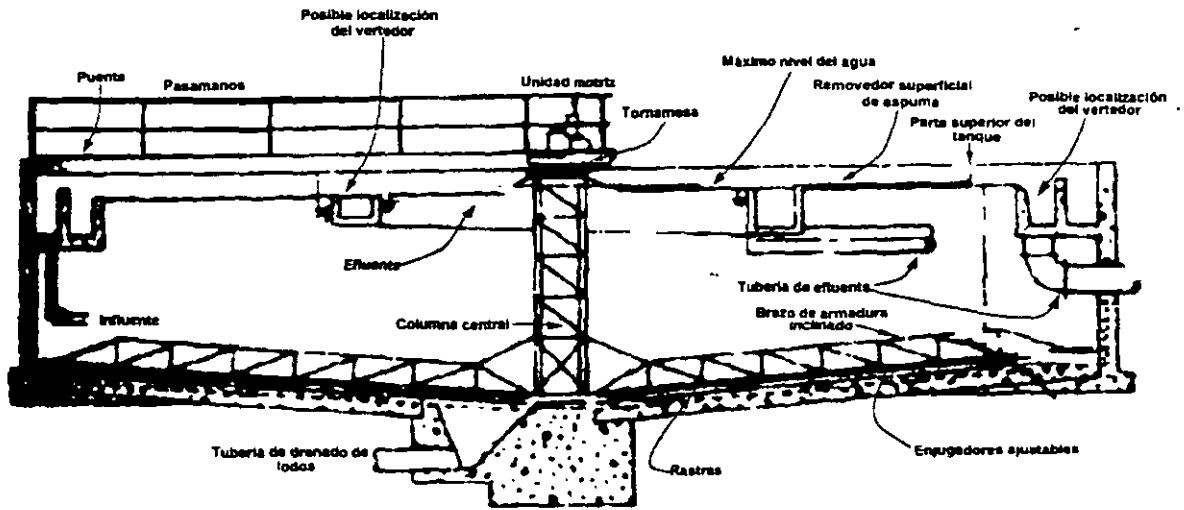


Figura 11.3. Tanque sedimentador primario de tipo circular, con alimentación por el borde.

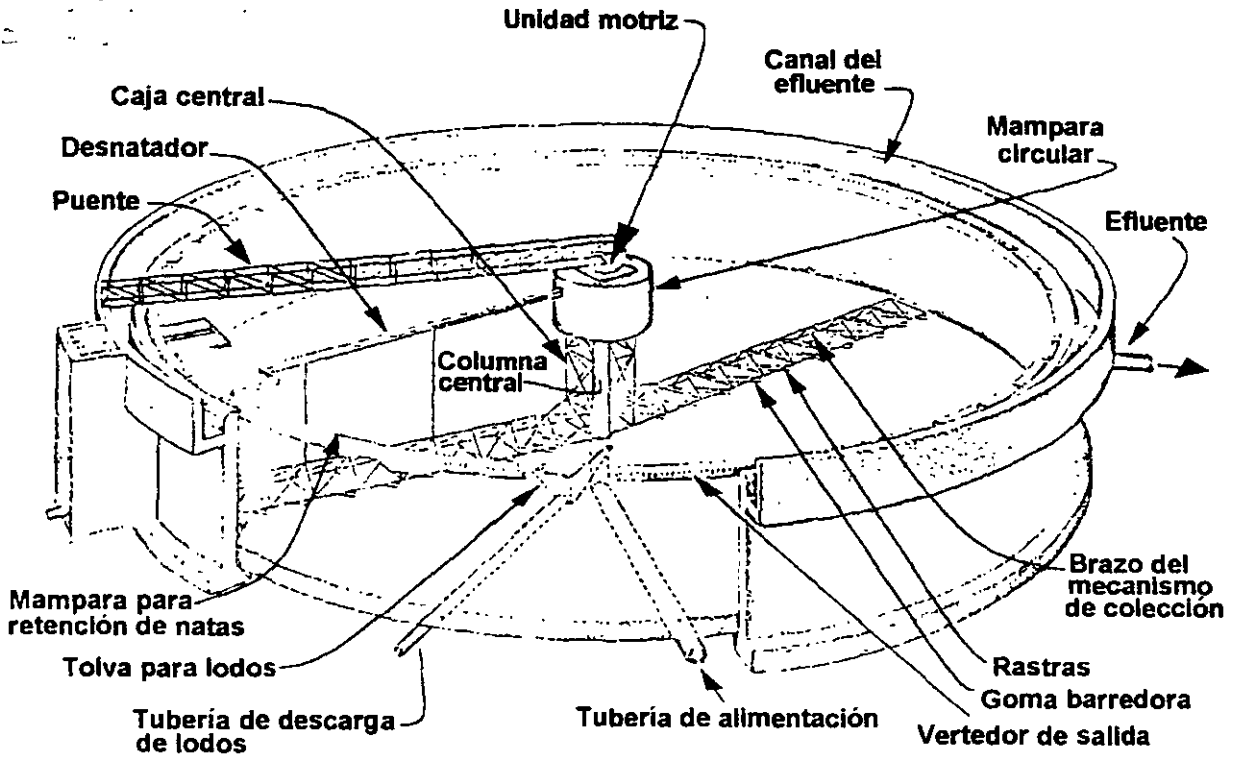


Figura 11.4. Sedimentador circular, alimentación central con rastras para recolección de lodos.

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.

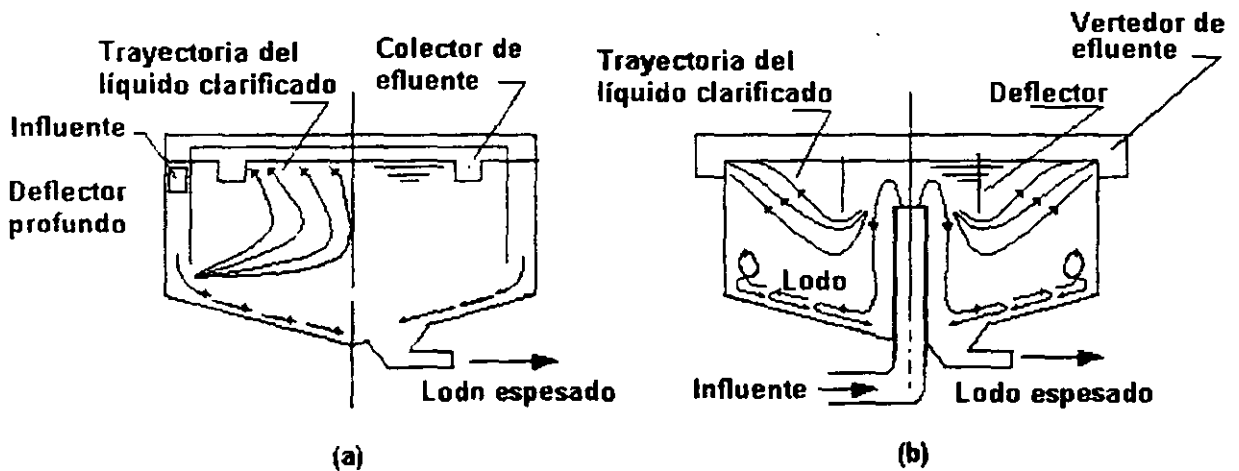


Figura 11.5. Trayectoria del efluente y lodos en tanques circulares de sedimentación con: (a) alimentación perimetral y (b) alimentación central.

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.

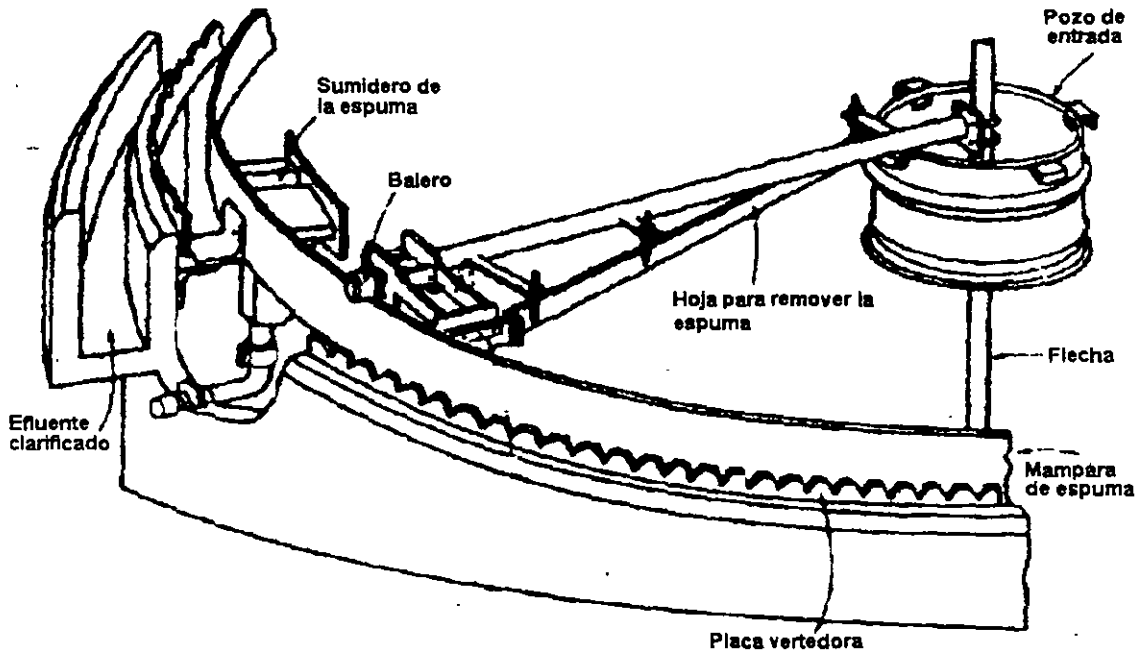


Figura 11.6. Dispositivo de remoción de espumas de un tanque sedimentador primario de tipo circular.

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 bi oxidación en el tanque de sedimentación primaria es despreciable.

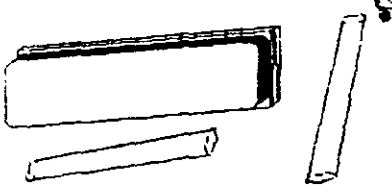
La eficiencia de los tanques de sedimentación para remover SST y DBO puede verse afectada por las siguientes causas: corrientes arremolinadas en la entrada debidas a la inercia del fluido; corrientes inducidas por la acción del viento; corrientes de convección térmica; corrientes de densidad originadas 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 $m^3/m^2 d$.

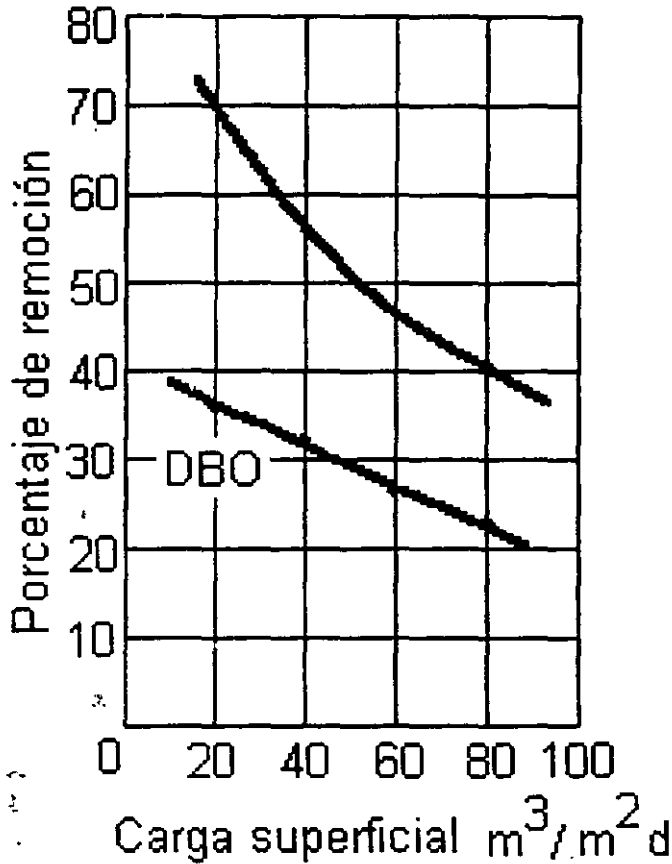


Figura 11.7. Remoción de demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos en función de la carga superficial.

$$\frac{5\,000\ m^3/d}{35\ m^3/m^2 d} = 143\ m^2$$

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 (rebosadero 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

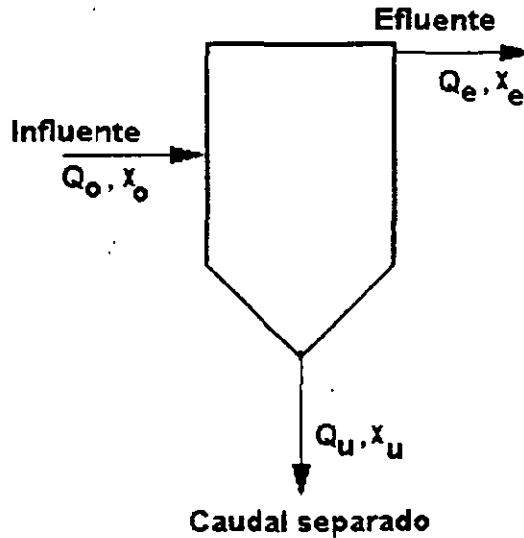


Figura 11.8. Definición de términos del balance material de un sedimentador primario.

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

$$Q_e = Q_o \frac{(X_u - X_o)}{X_u - X_e} \dots \dots (11.3)$$

$$Q_u = Q_o - Q_e \dots \dots (11.4)$$

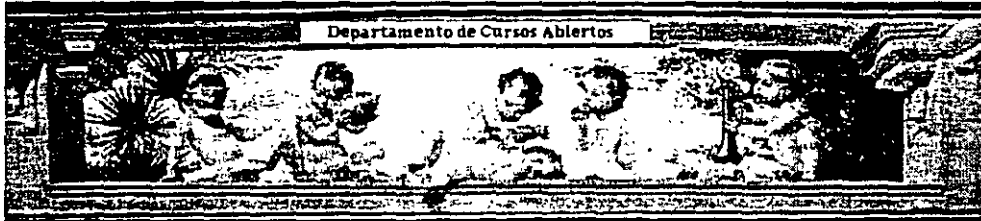
La concentración de los lodos separados se determina considerando el proceso de su manipulación y vertido. Pueden llevarse a cabo ensayos para determinar la correlación entre las concentraciones de los lodos y el tiempo de retención.

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/ m² d. para el gasto máximo y con una unidad fuera de servicio, y de 25 m³/ m² d 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.



DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES.

MÓDULO III CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA 3: TRATAMIENTO SECUNDARIO.

EXPOSITOR: M. I. ENRIQUE CÉSAR VALDEZ.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004

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 *depredadores*, 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 reuso. La Figura 12.2 muestra un modelo de reacciones enzima-sustrato (nutriente).

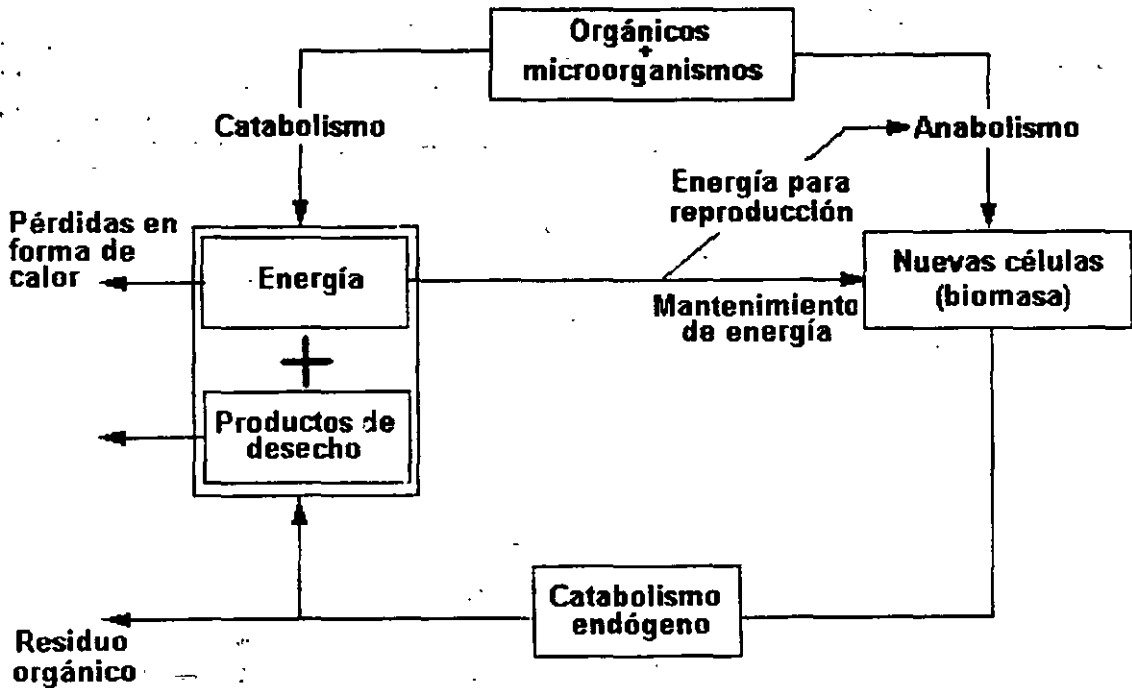


Figura 12.1. Patrón metabólico generalizado.

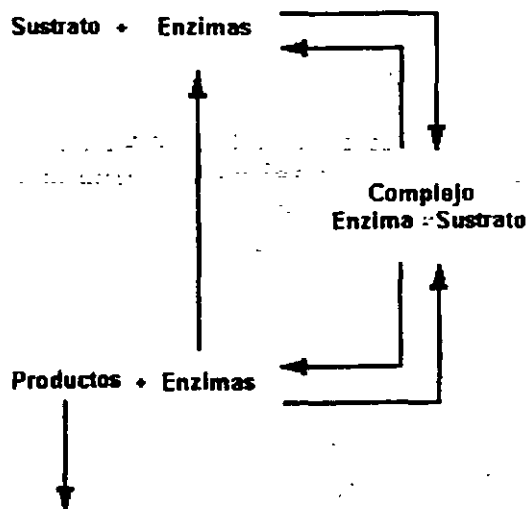


Figura 12.2. Modelo de reacción de enzimas.

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.

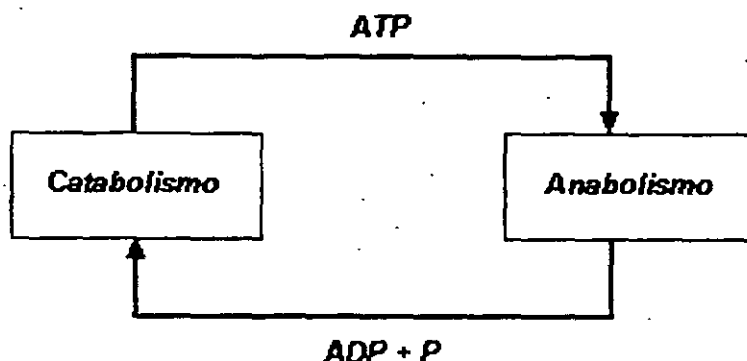


Figura 12.3. Modelo de transferencia de energía.

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.

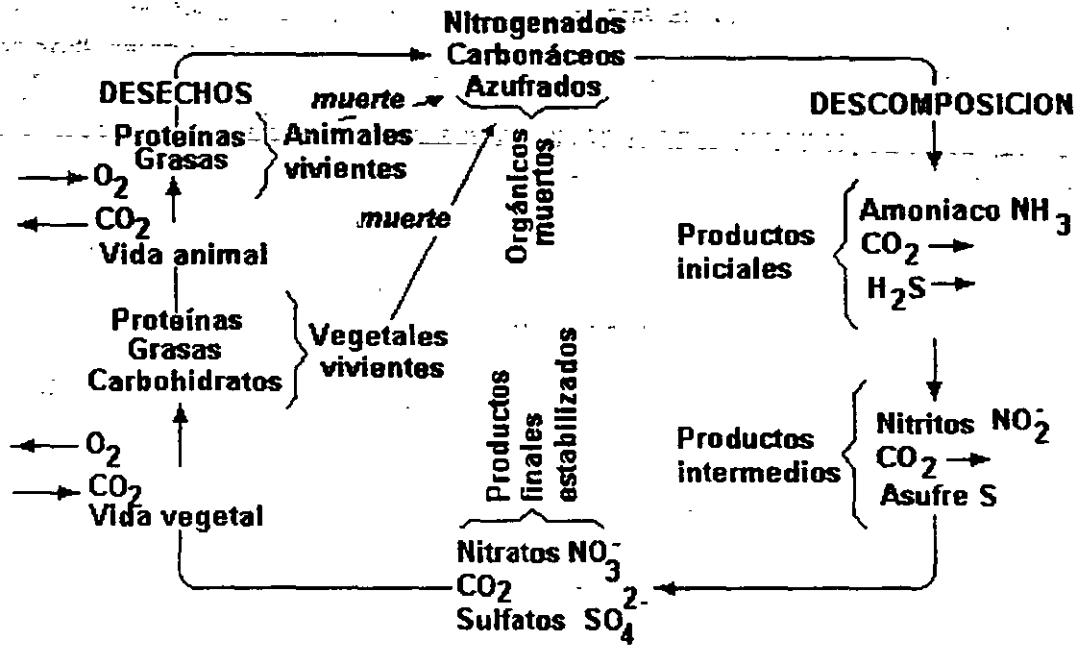


Figura 12.4. Ciclos aerobios del nitrógeno, carbono y azufre.

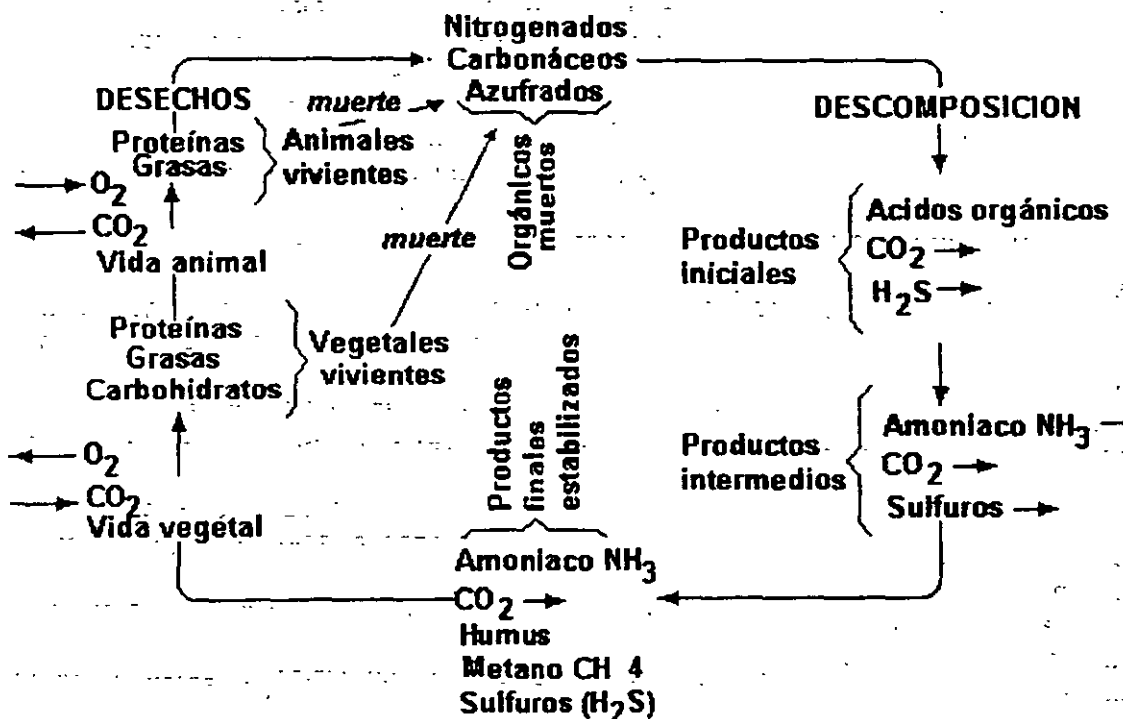


Figura 12.5. Ciclos anaerobios del nitrógeno, carbono y azufre.

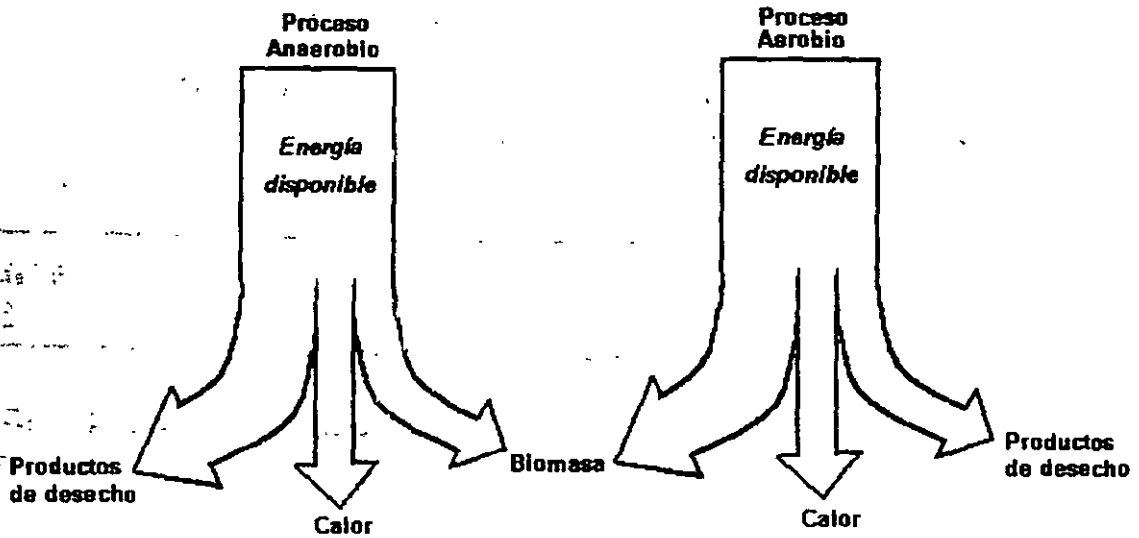


Figura 12.6. Balance de energía en el metabolismo; obsérvese el grosor de las flechas para una comparación cualitativa de los procesos (adaptado de Steele y McGhee).

Actividades de los alumnos para reciclar 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 aerobio y cuáles los del catabolismo anaerobio?

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.

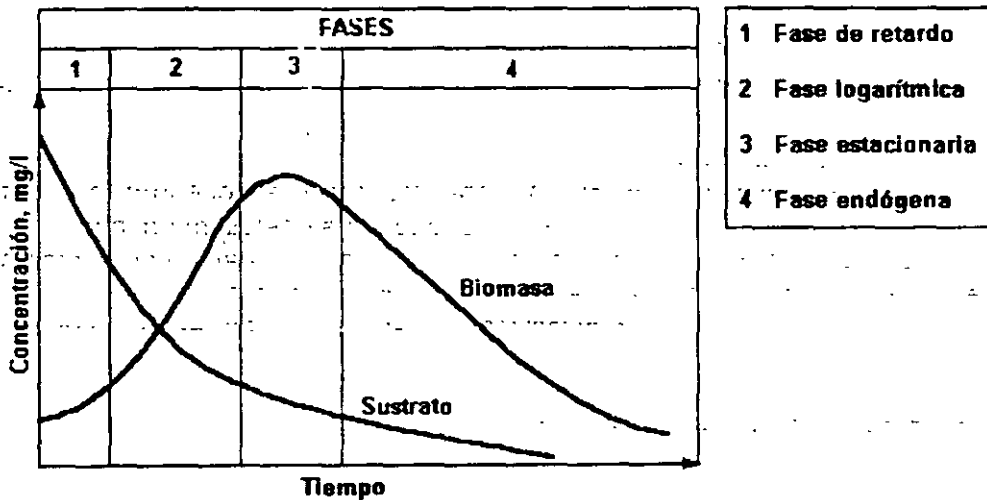


Figura 13.1. Crecimiento de biomasa y consumo del sustrato.

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⁻¹t⁻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.

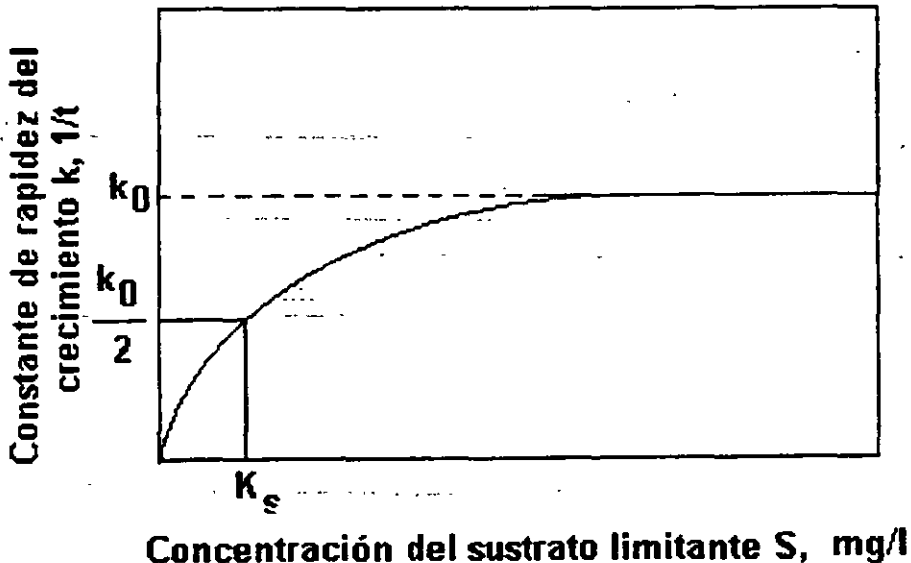


Figura 13.2. Constante de rapidez de crecimiento de Monod, como una función de la concentración de sustrato limitante.

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

$$r_x = \frac{dX}{dt} = \frac{k_0 SX}{K_s + S} \quad (13.4)$$

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

$$r_s = -\frac{r_x}{Y} = -\frac{k_0 SX}{Y(K_s + S)} \quad (13.5)$$

donde:

Y = coeficiente de producción bacteriana máximo, definido como la relación de la masa de

células formada en comparación con la masa consumida de sustrato, medida durante cualquier período 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 9.0×10^6 , ¿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.

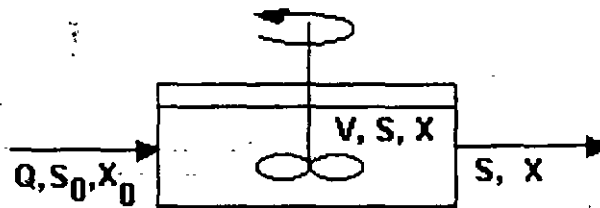


Figura 14.1. Reactor completamente mezclados sin recirculación de lodos.

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.

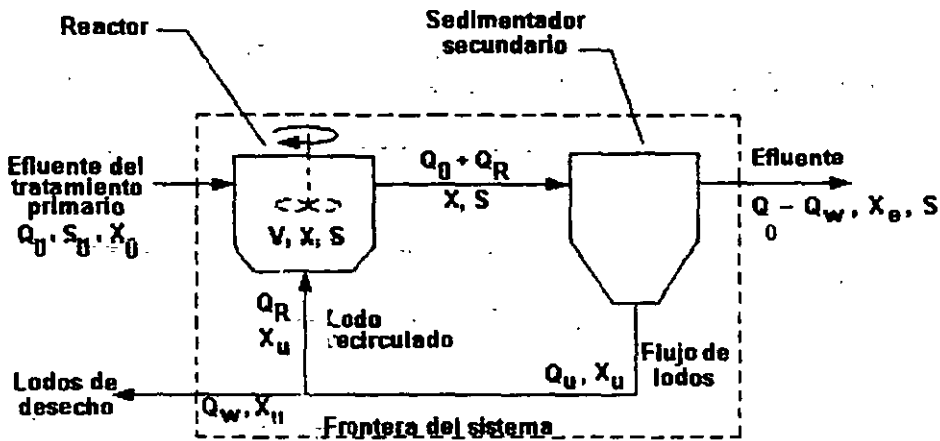


Figura 14.2. Sistema típico de lodos activados con reactor completamente mezclado.

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

$$Q_0 X_0 + V \left(\frac{k_0 X S}{K_s + S} - k_d X \right) = (Q_0 - Q_w) X_0 + Q_w X_u \quad (14.10)$$

y para el sustrato

$$Q_0 S_0 - V \frac{k_0 S X}{Y(K_s + S)} = (Q_0 - Q_w) S + Q_w S \quad (14.11)$$

donde:

- Q_0, Q_w = gastos del influente y lodos de desecho, respectivamente, m^3/d
- X_0, X, X_u, X_d = 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

$$S_i = \frac{S_0 + \alpha S}{1 + \alpha}$$

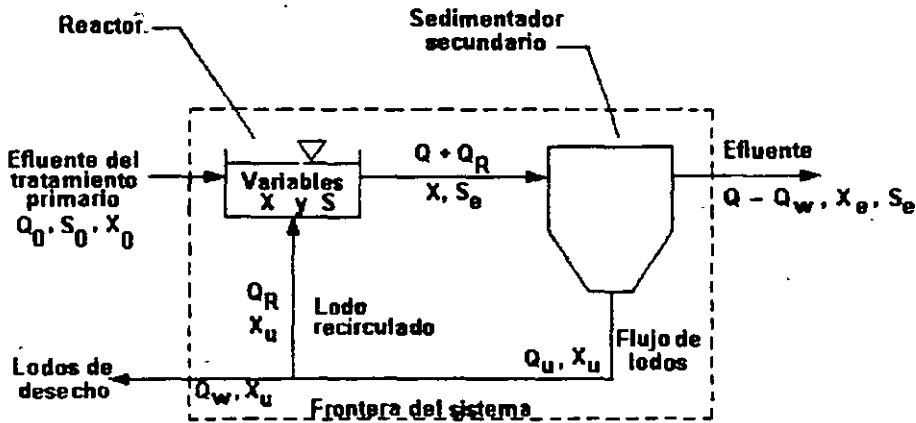


Figura 14.3. Sistema típico de lodos activados con reactor de flujo pistón.

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.

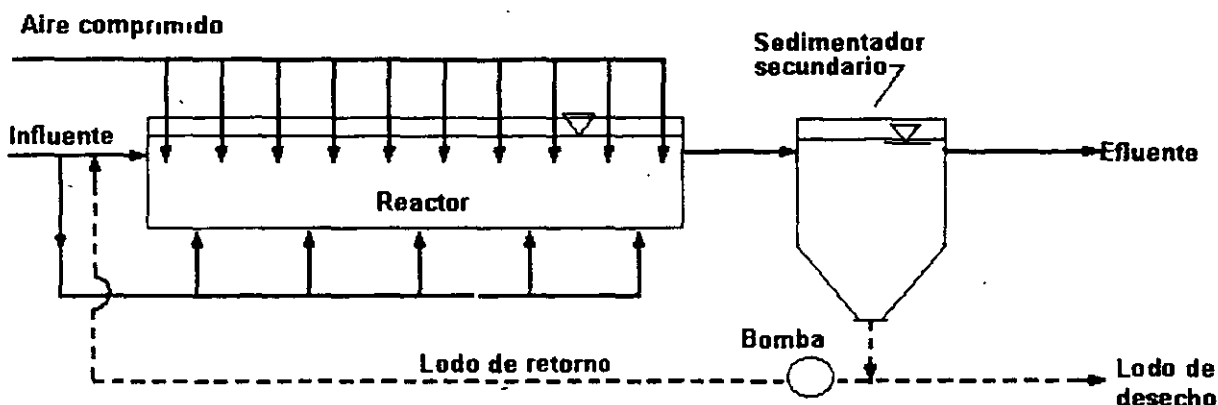


Figura 14.4. Aireación por pasos.

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.

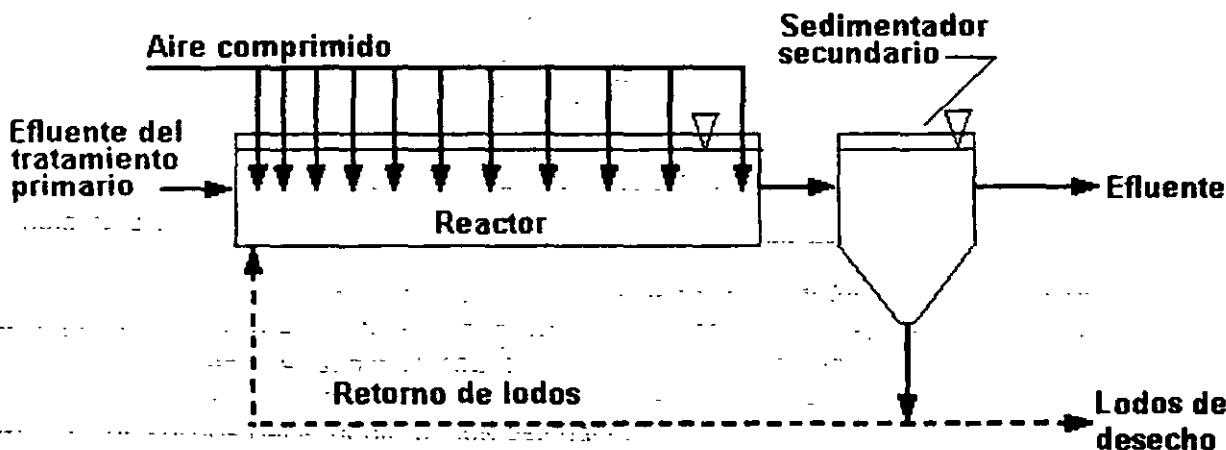


Figura 14.5. Aireación piramidal.

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.

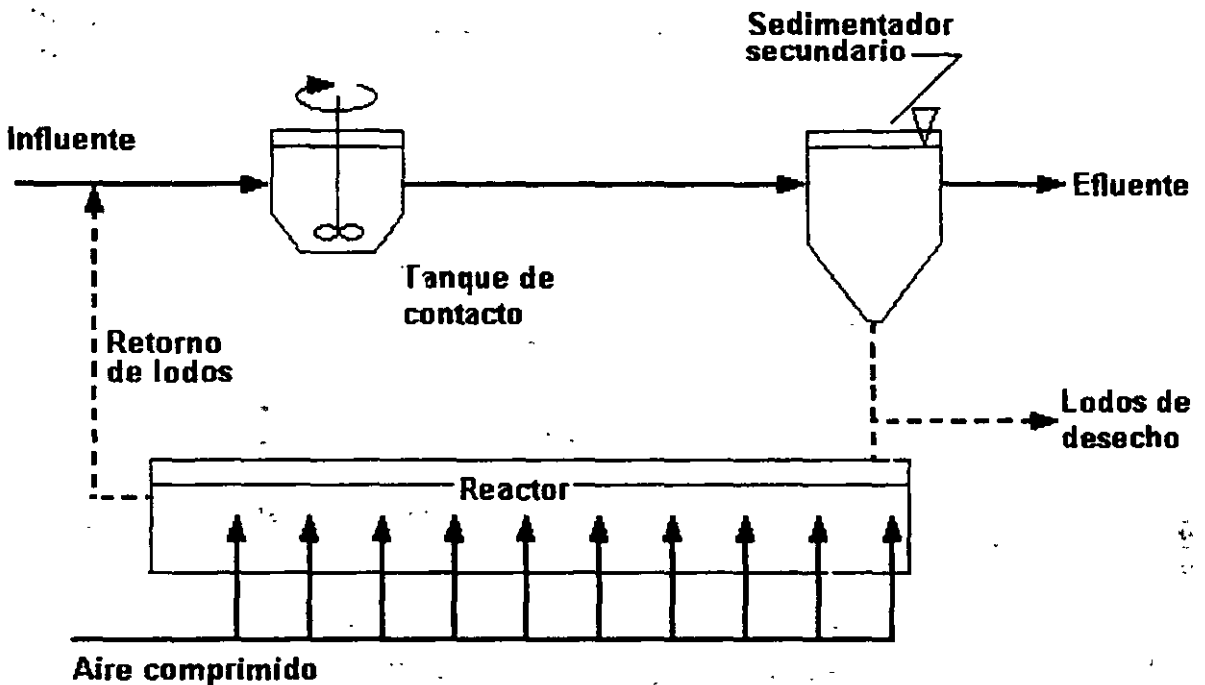


Figura 14.6. Estabilización por contacto.

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.

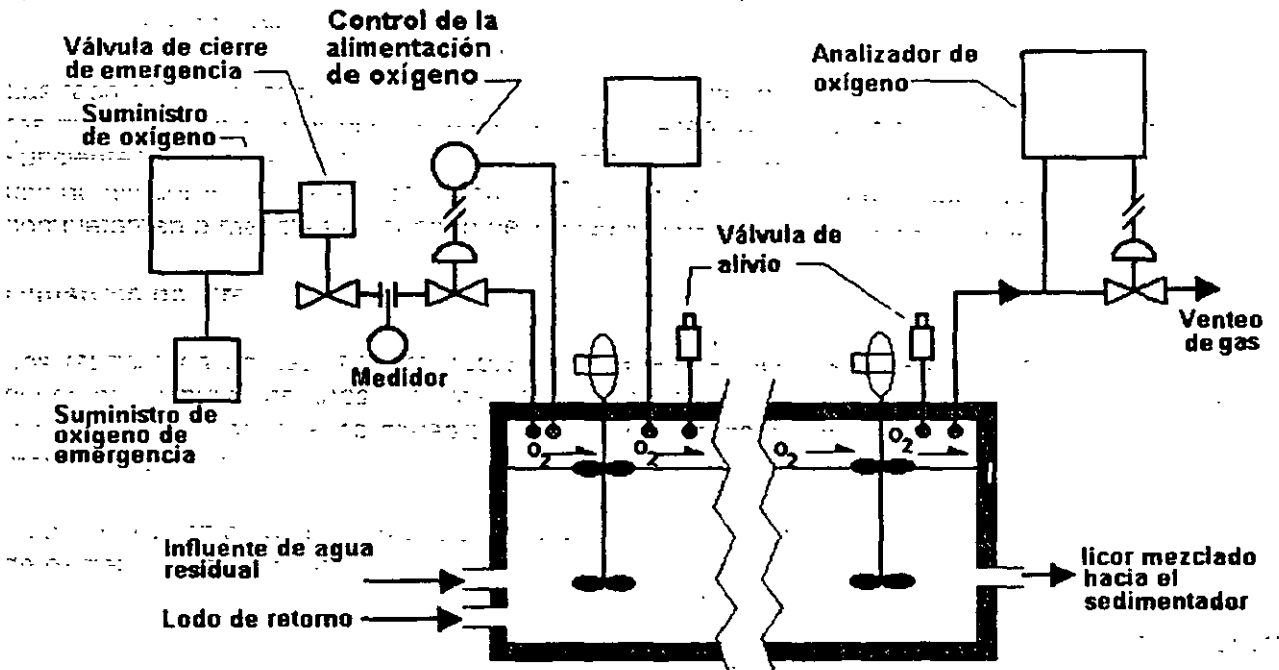
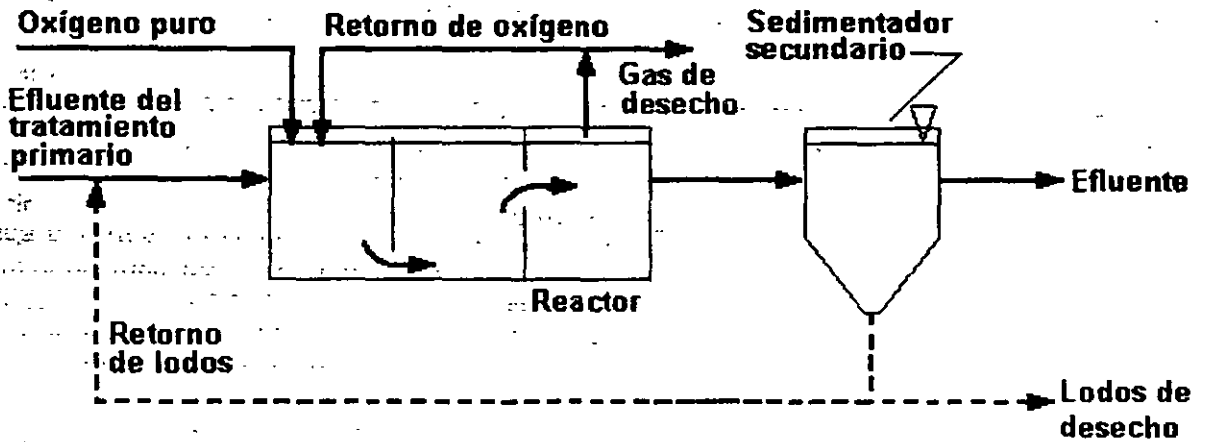


Figura 14.7. Lodos activados con oxígeno puro.

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.

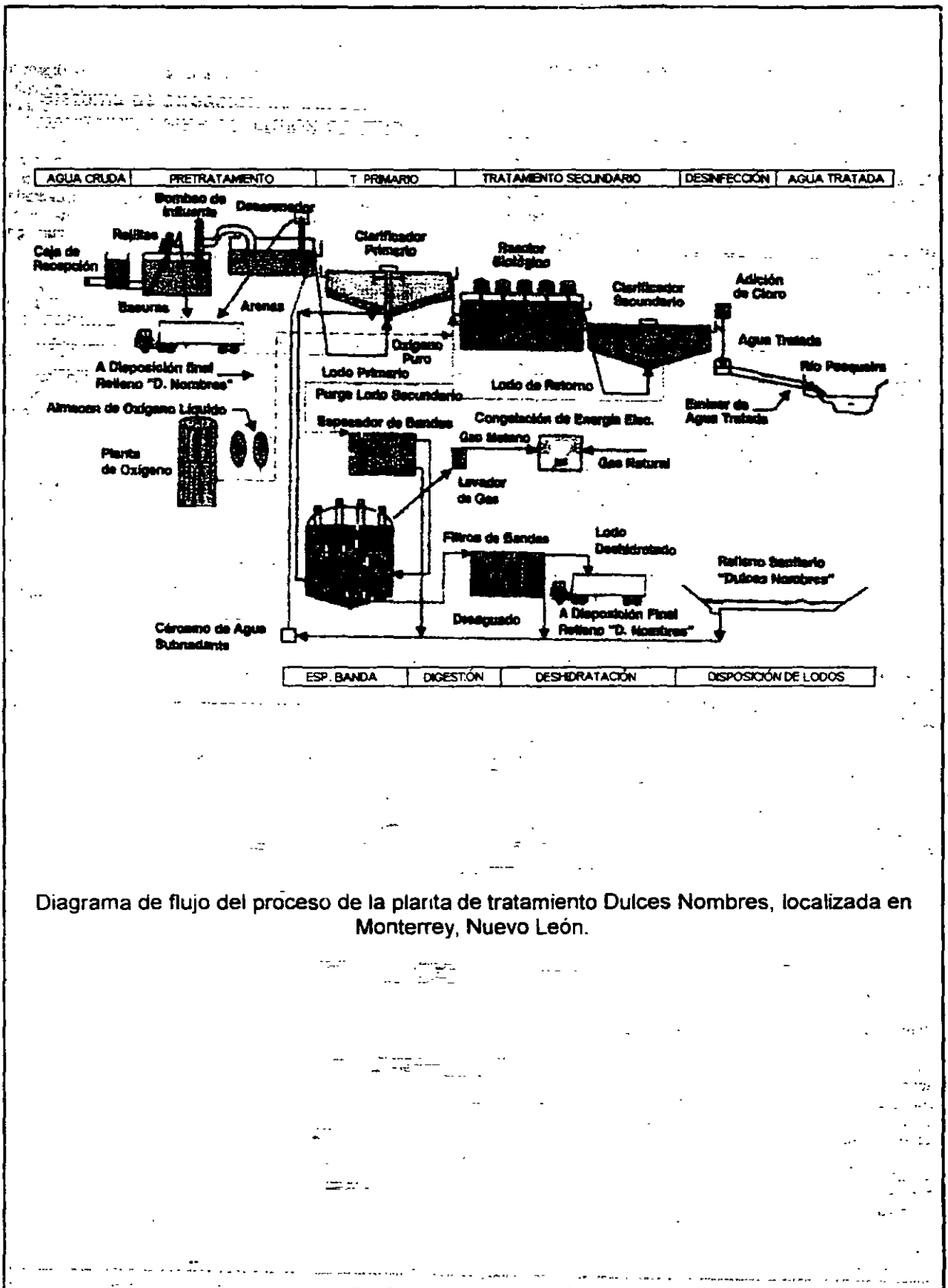


Diagrama de flujo del proceso de la planta de tratamiento Dulces Nombres, localizada en Monterrey, Nuevo León.

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.

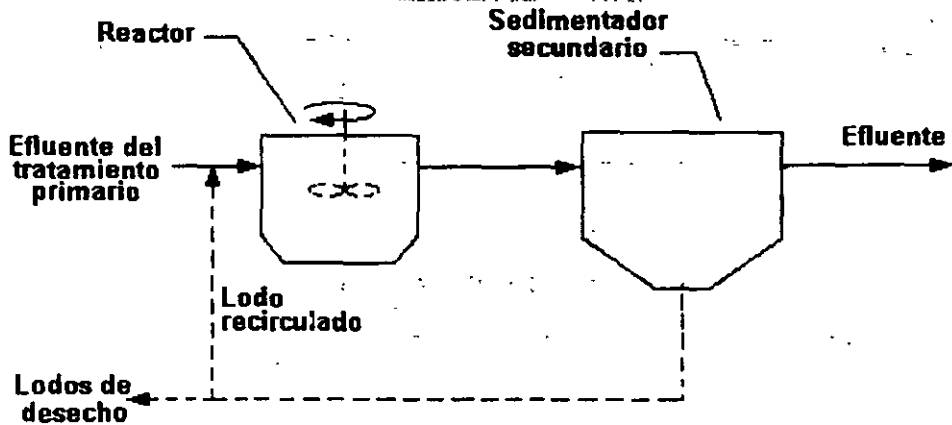


Figura 14.8. Lodos activados de alta tasa.

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.

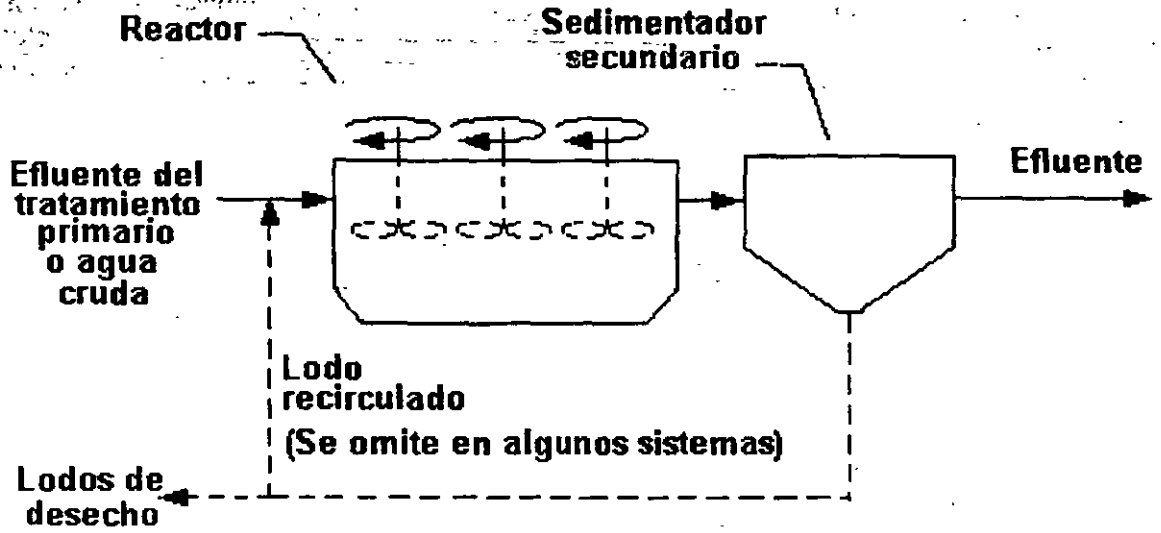


Figura 14.9. Aireación prolongada.

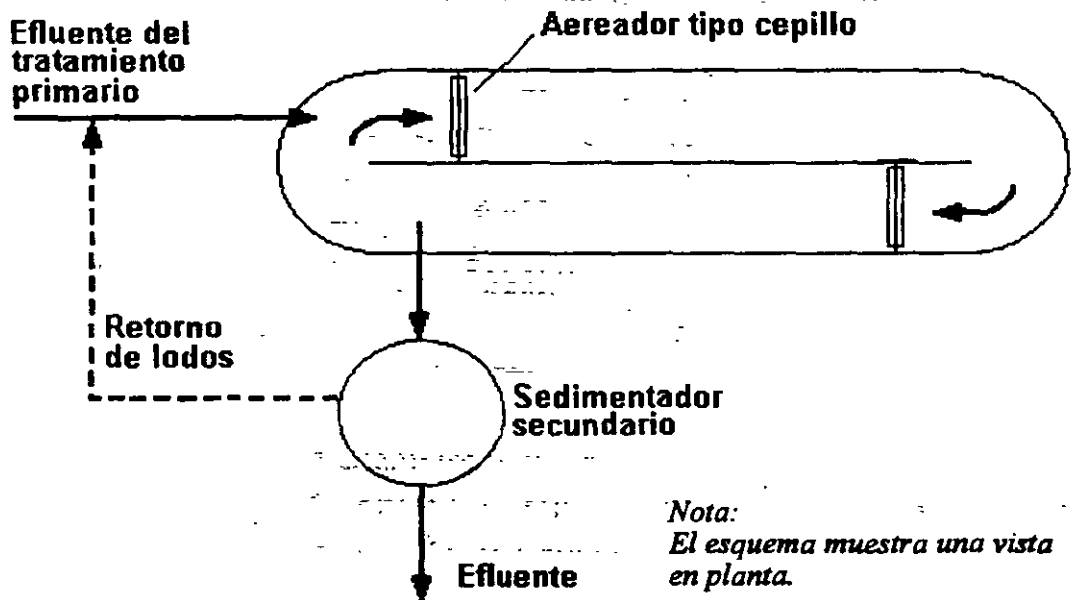


Figura 14.10. Zanja de oxidación

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

$$V_L = \frac{QS_0}{V} \quad (14.22)$$

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

$$\frac{F}{M} = \frac{Q(S_0 - S)}{VX} \quad (14.23)$$

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.

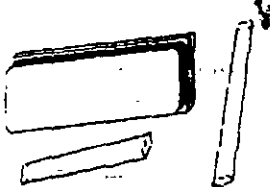
Cuadro 14.1
Parámetros de diseño y operativos para tratamiento de agua residual municipal por lodos activados

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	1.0 - 1.6	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

$$V = \frac{Q(S_0 - S)}{(FIM)X} = \frac{3028 (125 - 18.75)}{0.4 \times 1800} = 446.84 \text{ m}^3$$

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:

$$b = \sqrt{\frac{446.84}{3 \times 4.5}} = 5.75 \text{ m}$$

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.

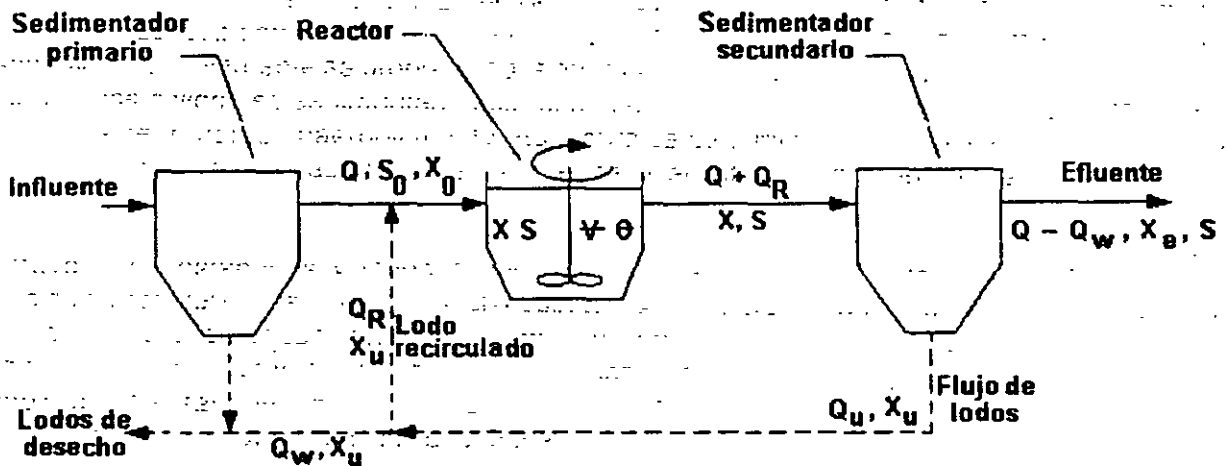


Figura 14.11. Diagrama de flujo del problema ejemplo 14.3

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

$$(Q + Q_R)X = (Q - Q_w)X_u + (Q_R + Q_w)X_u$$

Considerando que los sólidos en el efluente son despreciables comparados con los del influente y flujo inferior,

$$QX + Q_RX = Q_RX_u + Q_wX_u$$

$$Q_R(X_u - X) = QX - Q_wX_u$$

$$Q_R = \frac{QX - Q_wX_u}{X_u - X}$$

$$= \frac{10000 \text{ m}^3/\text{d} \times 3.0 \text{ kg/m}^3 - 483.3 \text{ kg/d}}{10 \text{ kg/m}^3 - 3 \text{ kg/m}^3}$$

$$Q_R = 4217 \text{ m}^3/\text{d}$$

La relación de recirculación es

$$\frac{Q_R}{Q} = \frac{4217}{10000} = 0.42$$

Problema ejemplo 14.4

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 $X_u = 15000 \text{ mg/l}$

$$Q_w = \frac{VX}{\theta_c X_u}$$

$$Q_w = \frac{3893.76(2500)}{10(15\ 000)} = 64.9 \text{ m}^3/\text{d}$$

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:

$$\epsilon = \frac{\text{masa de O}_2 \text{ transferido/unidad de tiempo}}{\text{masa de O}_2 \text{ suministrado/unidad de tiempo}} \times 100 \quad (14.24)$$

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 $3 \mu\text{m}$ 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.

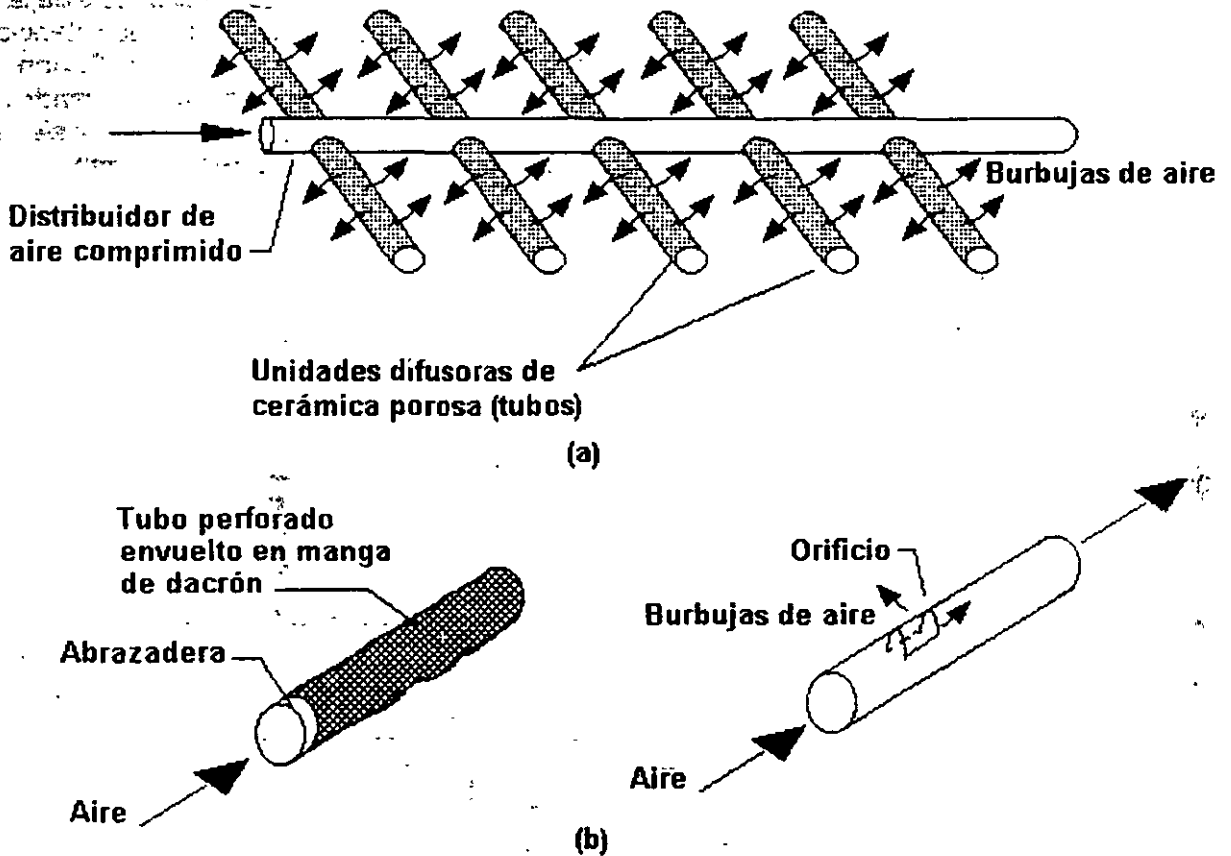
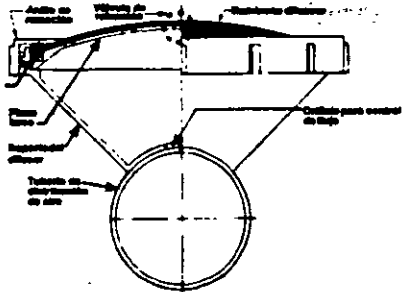
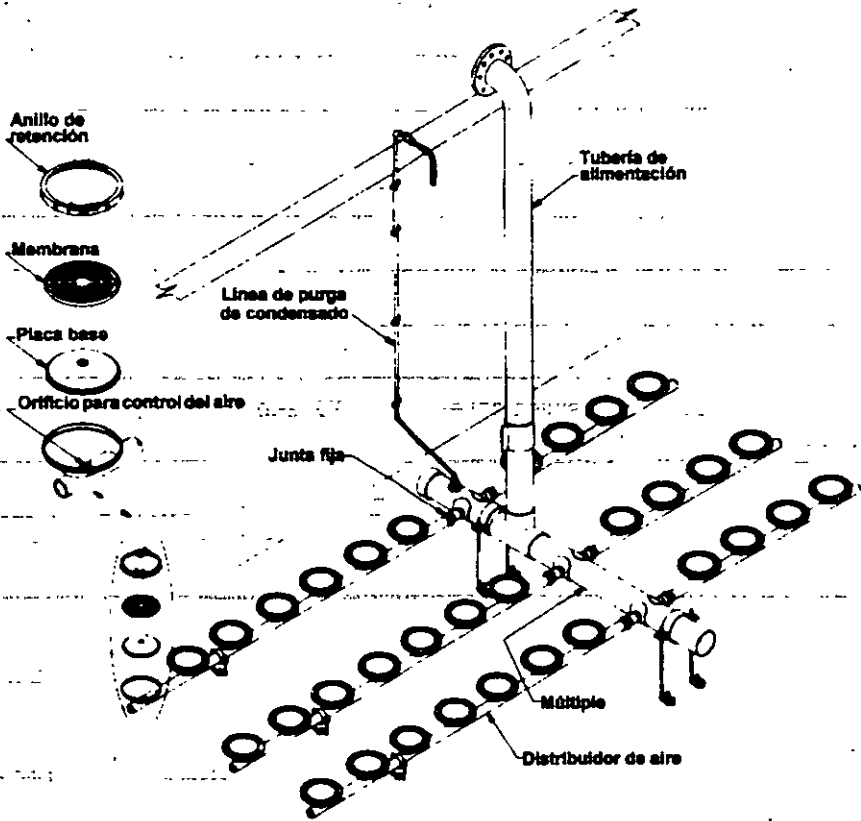


Figura 14.2. Esquemas de sistemas de difusión: (a) de burbuja fina, consistente en una serie de difusores cerámicos porosos y (b) de burbuja grande.

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.

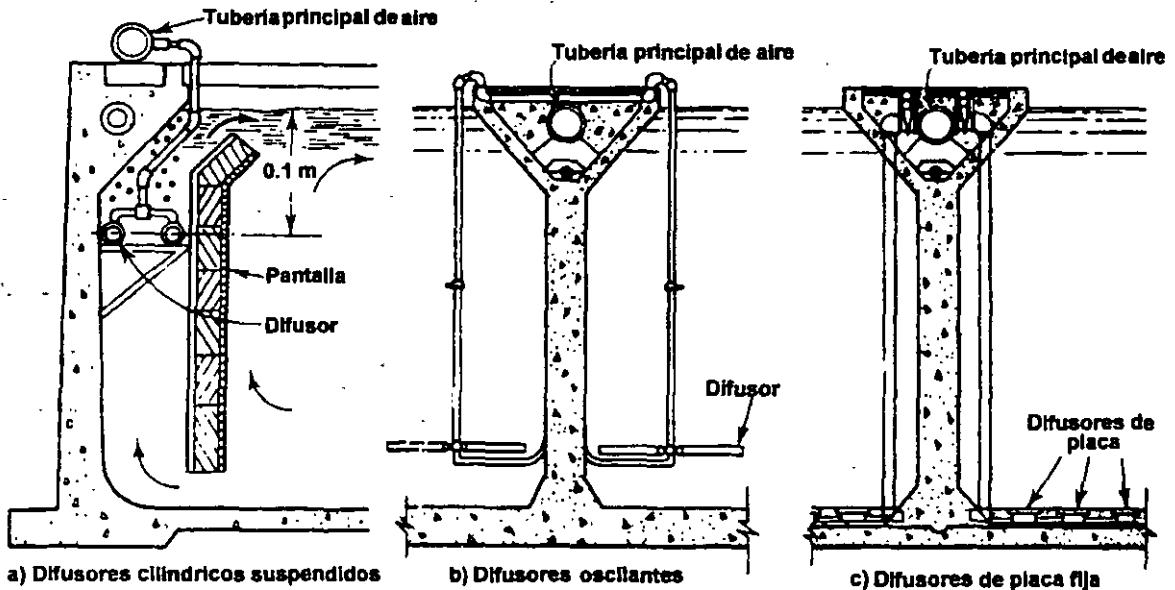


Figura 14.13 La tubería maestra instalada encima de los muros del tanque de aireación suministra aire a los difusores (vista frontal).

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.

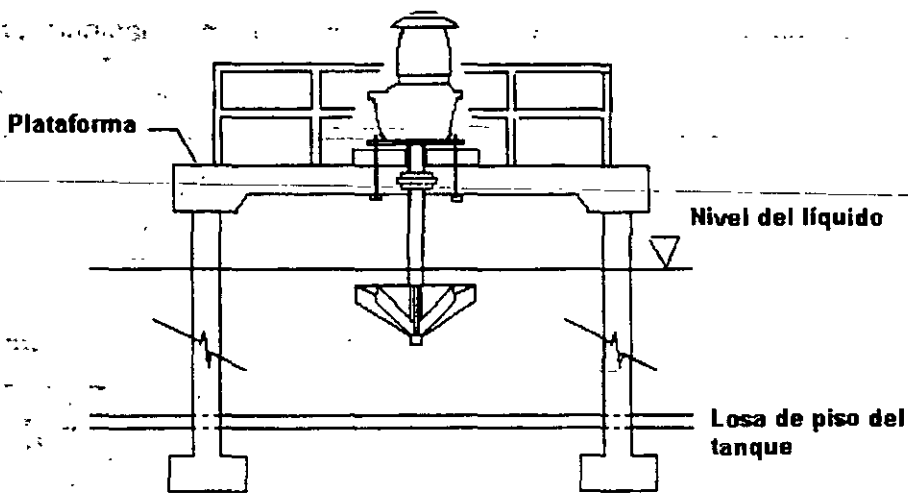
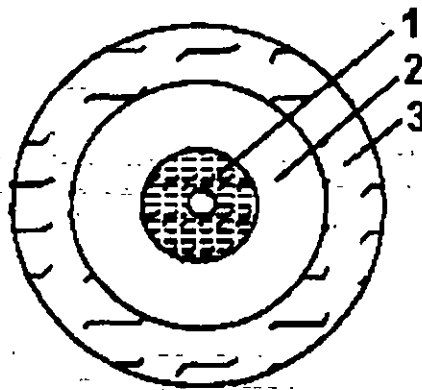


Figura 14.14. Aireador mecánico de superficie, fijo sobre plataforma, de baja velocidad.

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.

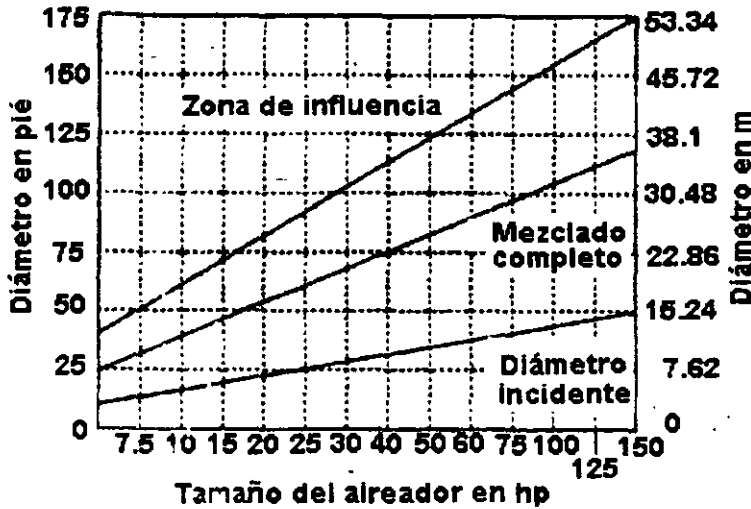


Figura 14.16. Diámetro de las zonas incidente, de mezcla completa y de influencia (AIRE-O₂TURBO, AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL, INC.)

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.

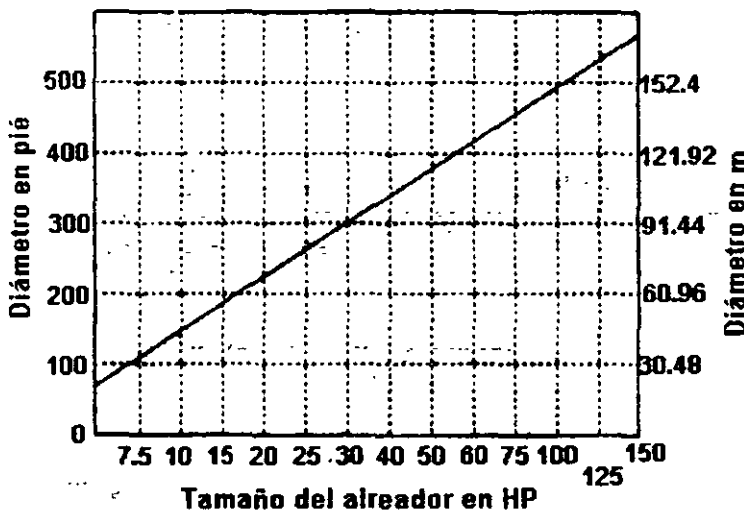


Figura 14.17. Zona de dispersión de oxígeno (AIRE-O₂TURBO, AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL, INC.)

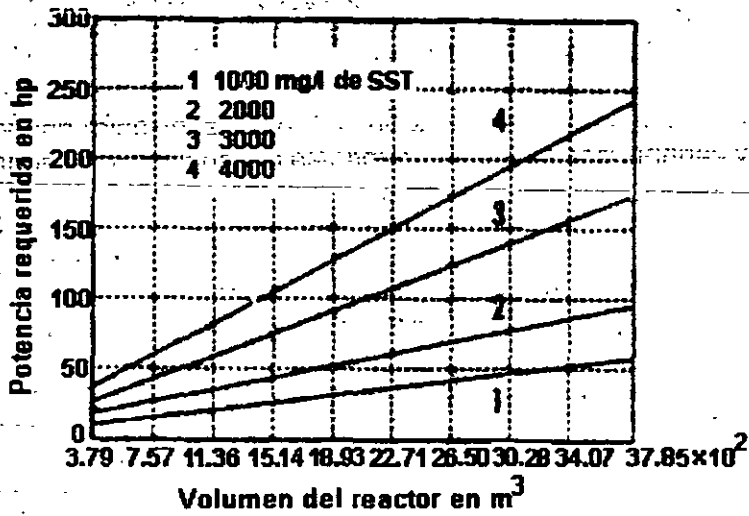


Figura 14.18. Equipos requeridos para mezcla completa (AIRE-O₂TURBO, AEREATION INDUSTRIESINTERNATIONAL, INC.).

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 Arquimedes. 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.

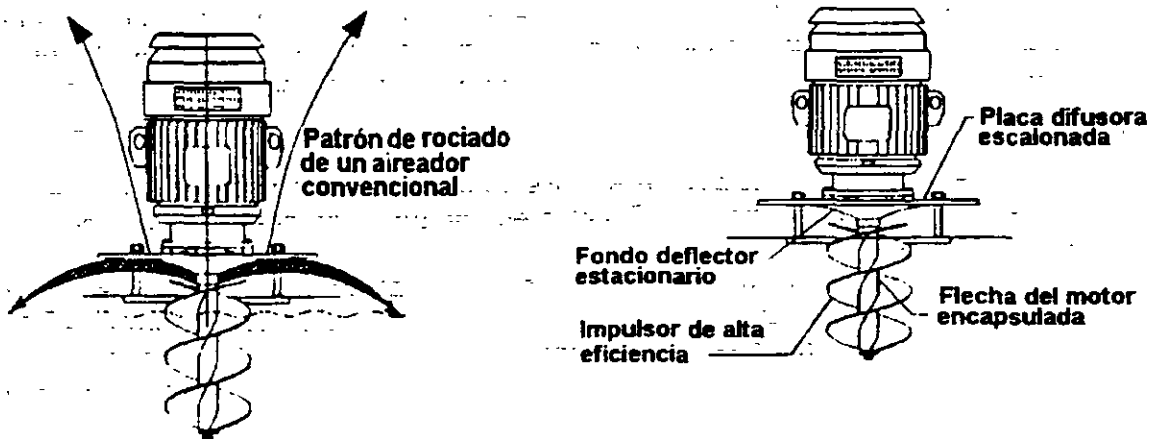


Figura 14.19. Izquierda: patrón de rociado convencional y mejorado (flechas inferiores) de un aireador mecánico. Derecha: elementos principales de un aireador mecánico (AIRE-O₂TURBO, AEREATION INDUSTRIESINTERNATIONAL, INC.).

Cuadro 14.2
Dimensiones aproximadas (AIRE-O₂TURBO, AERATION 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.

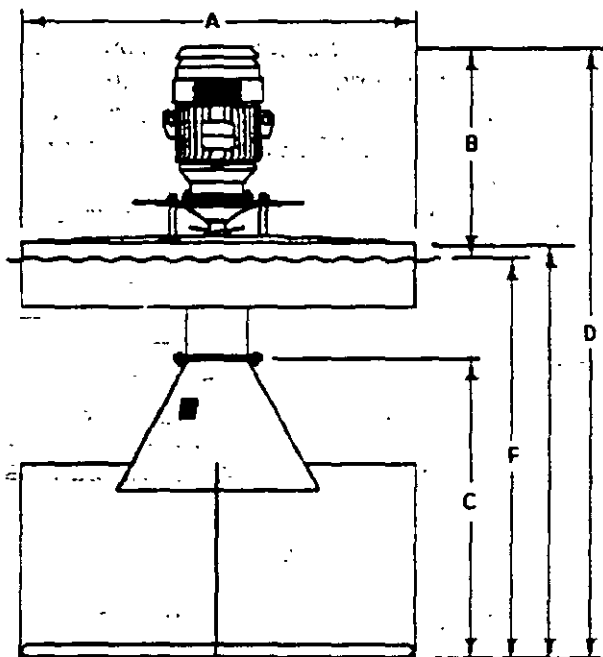


Figura 14.20. Dimensiones referidas en el Cuadro 14.2 (AIRE-O₂TURBO, AERATION INDUSTRIESINTERNATIONAL, INC.).

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 diarios 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.

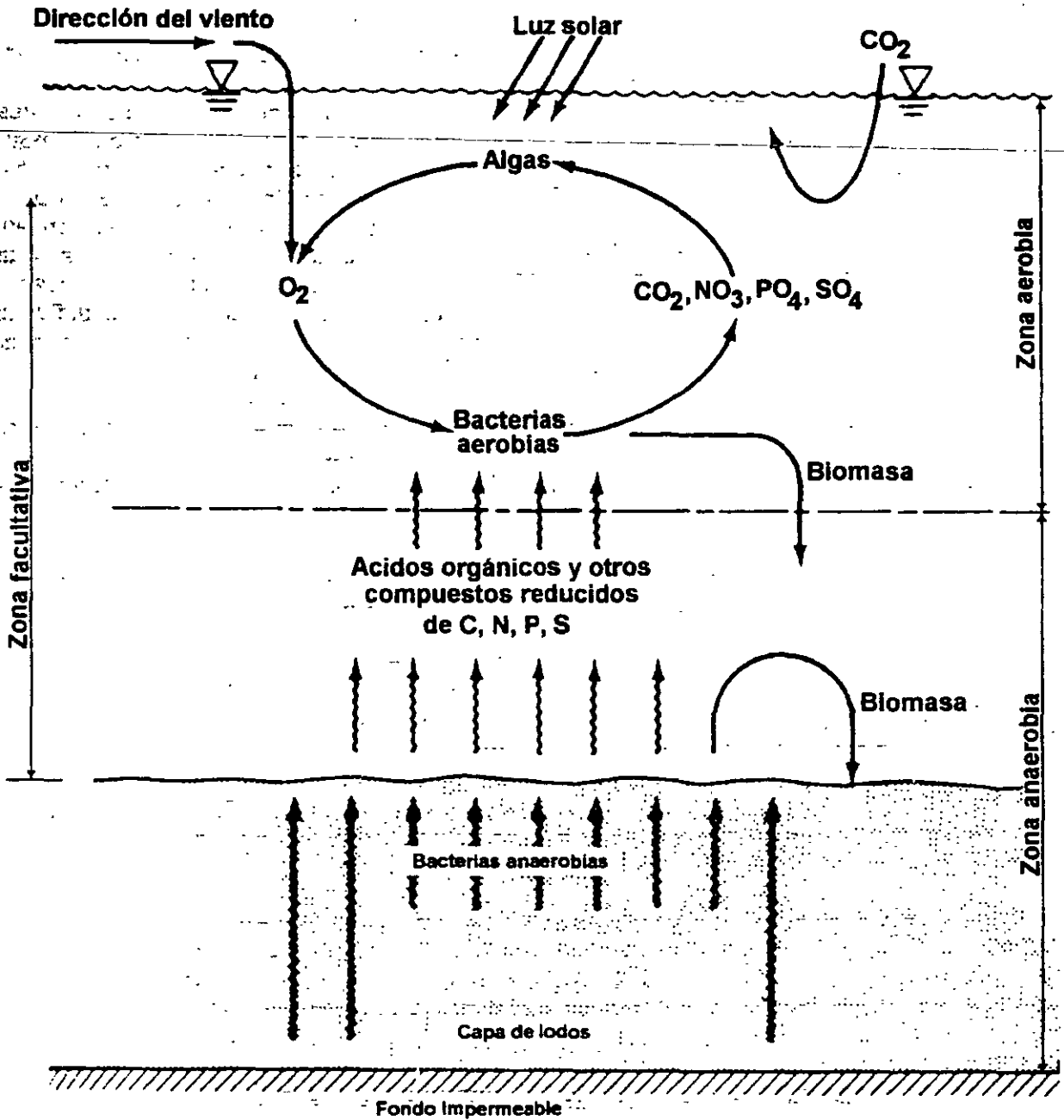


Figura 14.21. Esquema generalizado del proceso biológico en un estanque facultativo.

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:

$$DBO_{\text{entrante}} = DBO_{\text{saliente}} + DBO_{\text{consumida}}$$

$$QS_0 = QS + V(kS) \dots \dots (14.25)$$

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*.

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.

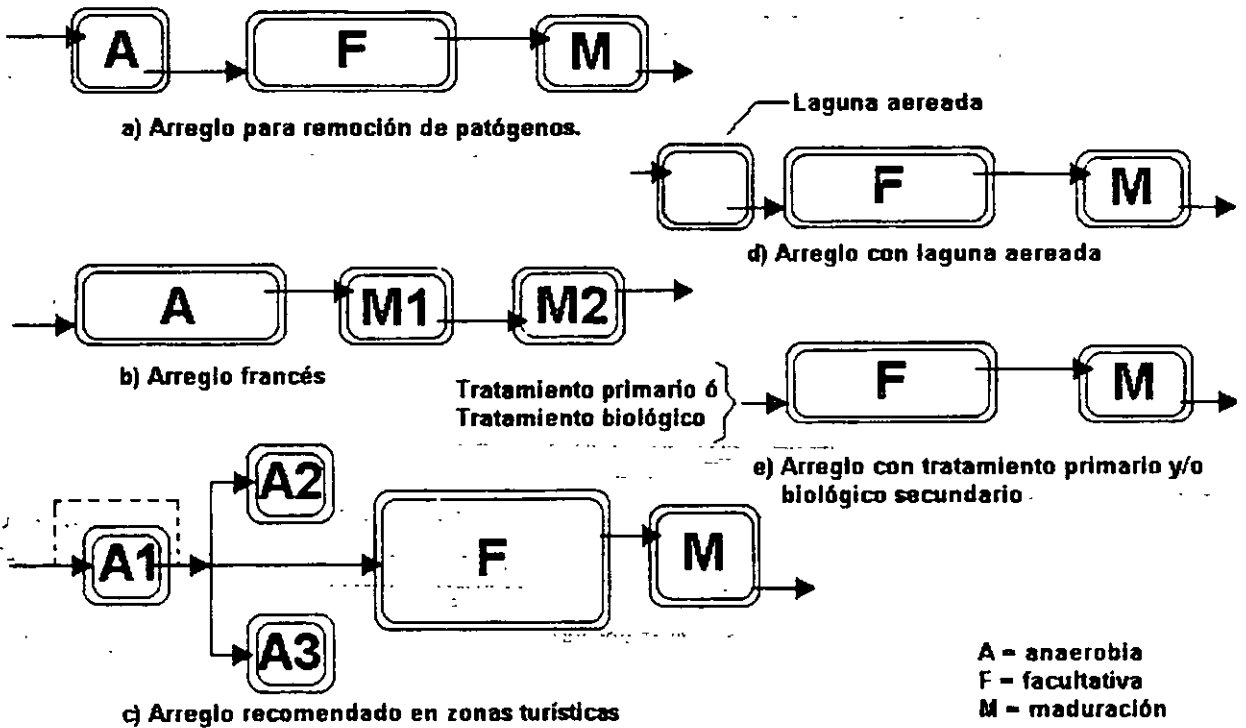


Figura 14.22. Arreglos comunes de sistemas lagunares

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

$$\frac{k_1}{k_{20}} = \phi^{T-20}$$

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.

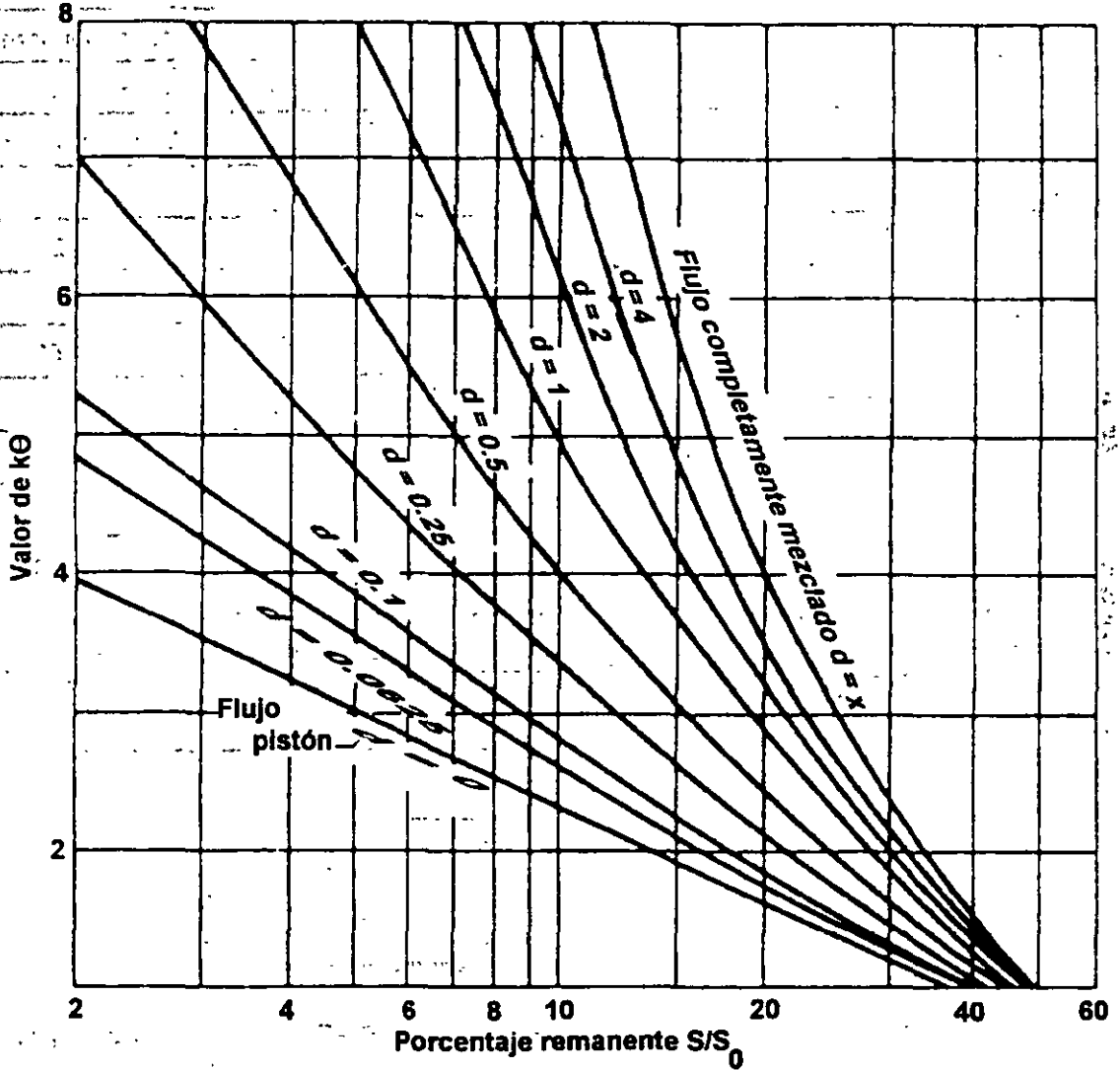


Figura 14.23. Relación entre S/S_0 y $k\theta$ en la ecuación 14.26.

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

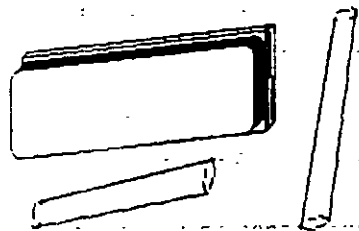
residual cruda. La tasa de transferencia de oxígeno es función de la temperatura del agua, déficit de oxígeno y características del aereador. En las condiciones que se presentan normalmente en las lagunas de aguas residuales, la tasa de transferencia de oxígeno está bien correlacionada con la energía disipada por el aereador, 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.

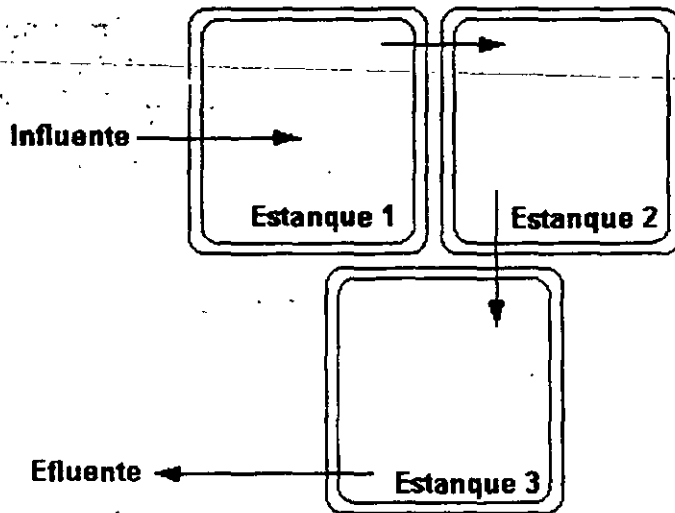


Figura 14.24. Esquema del arreglo de los estanques facultativos del problema ejemplo

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 $1 \text{ kg O}_2/\text{kW} \cdot \text{h}$

$$1640 \text{ kg O}_2/\text{d} \times \frac{1 \text{ d}}{24 \text{ h}} \times \frac{\text{kW h}}{1 \text{ kg O}_2} = 68.3 \text{ kW}$$

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 $115,000 \text{ m}^2$, profundidad mínima de operación de 0.6 m , y profundidad máxima de operación de 1.5 m , recibe $1900 \text{ m}^3/\text{d}$ de aguas residuales con 122 mg/l de DBO_5 promedio. ¿Cuál es la carga de DBO_5 y el tiempo de retención?

Solución

Para calcular la carga de DBO se requiere calcular primero la masa de DBO_5 que entra cada día.

$$\text{Masa de } \text{DBO}_5 = (122 \text{ mg/l}) (1900 \text{ m}^3) (1000 \text{ l/m}^3) (1 \times 10^{-6} \text{ mg/kg}) = 231.8 \text{ kg/d}$$

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:

$$\text{Carga de } \text{DBO}_5 = \frac{231.8 \text{ kg/d}}{11.5 \text{ ha}} = 20.2 \frac{\text{kg}}{\text{ha d}}$$

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.

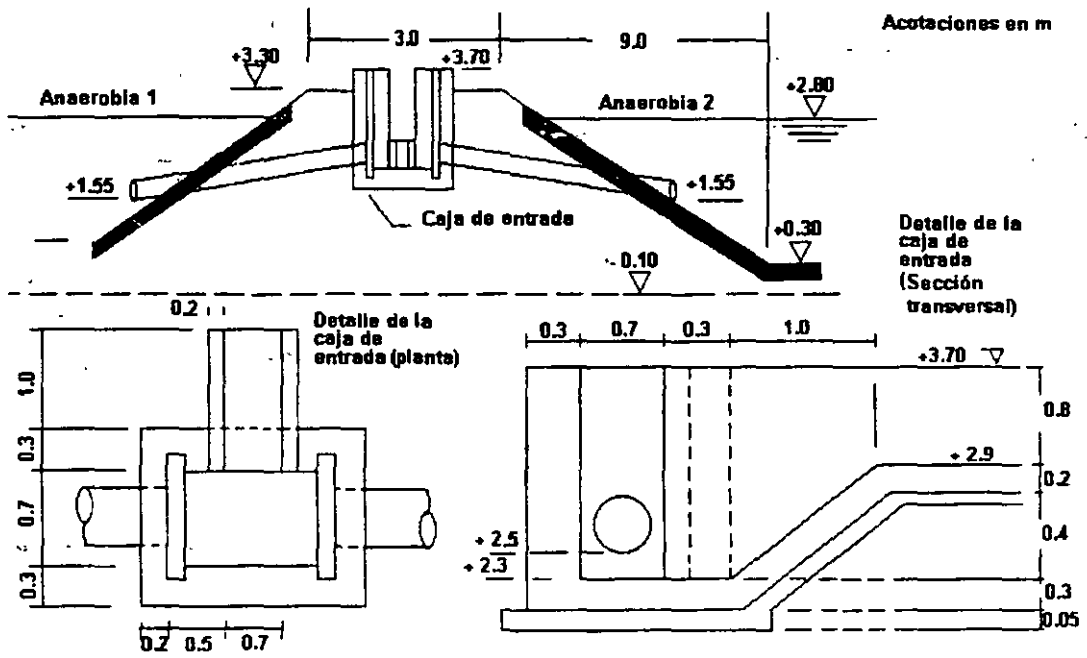


Figura 14.25. Estructura de entrada a laguna anaerobia.

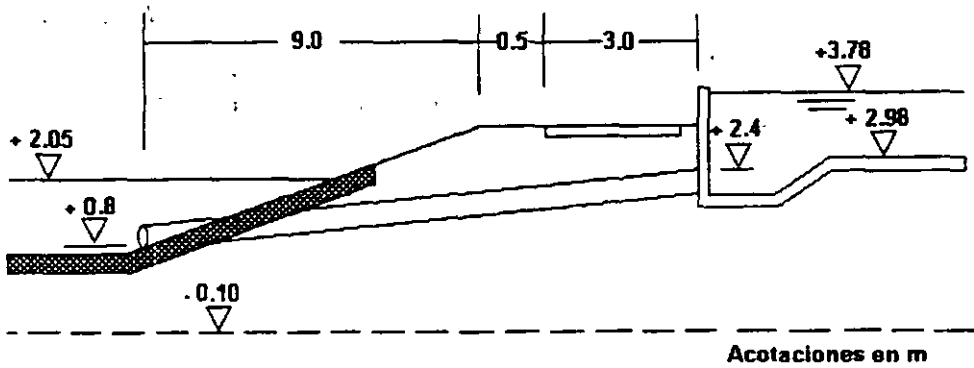


Figura 14.26. Estructura de entrada a laguna facultativa

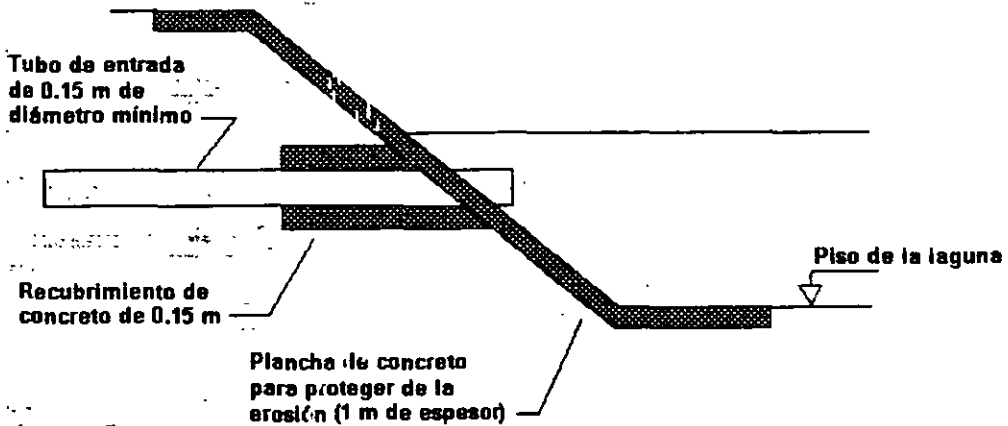


Figura 14.27. Estructura de entrada para lagunas secundarias facultativas y de maduración.

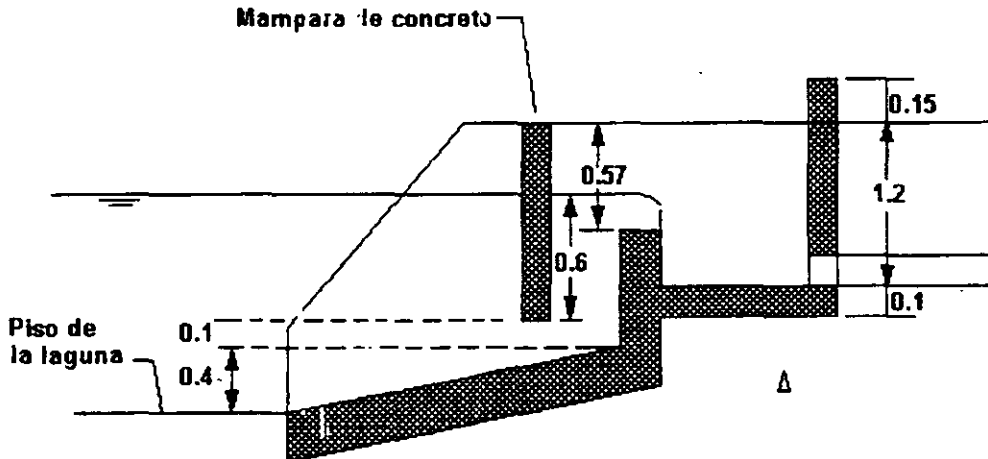


Figura 14.28. Estructura de salida.

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.

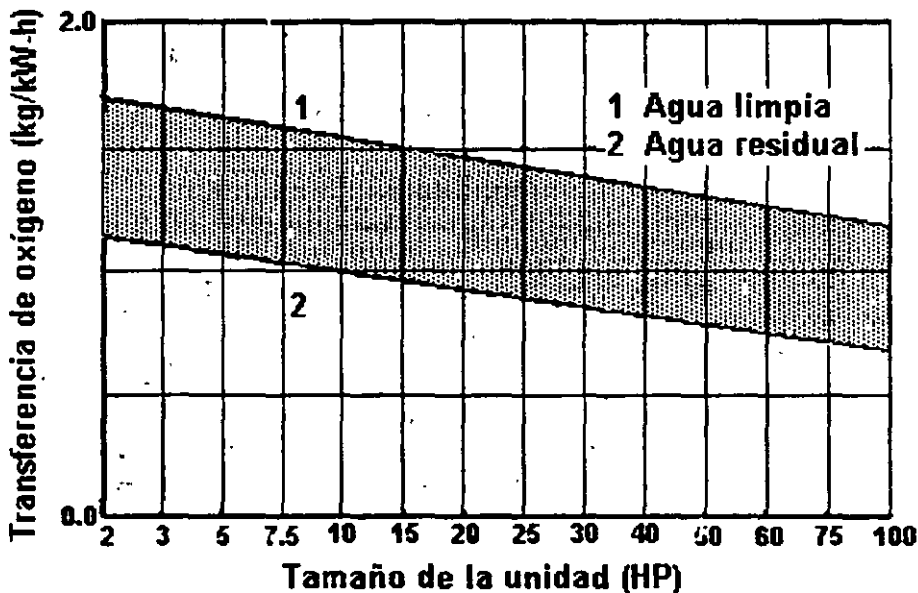


Figura 14.29. Rendimiento de la transferencia de oxígeno
(AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL. AIRE O₂)

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.

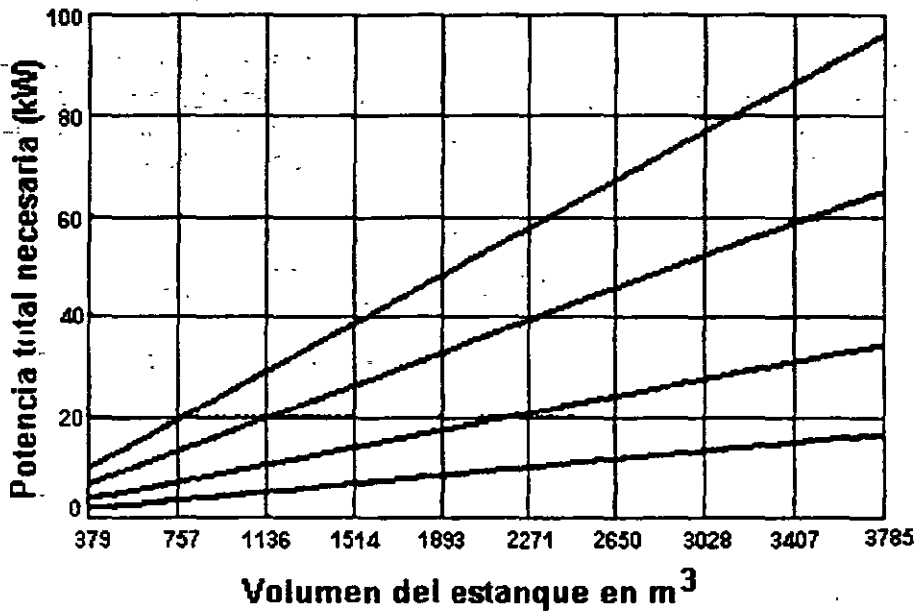


Figura 14.30. Potencia de mezcla completa
(AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

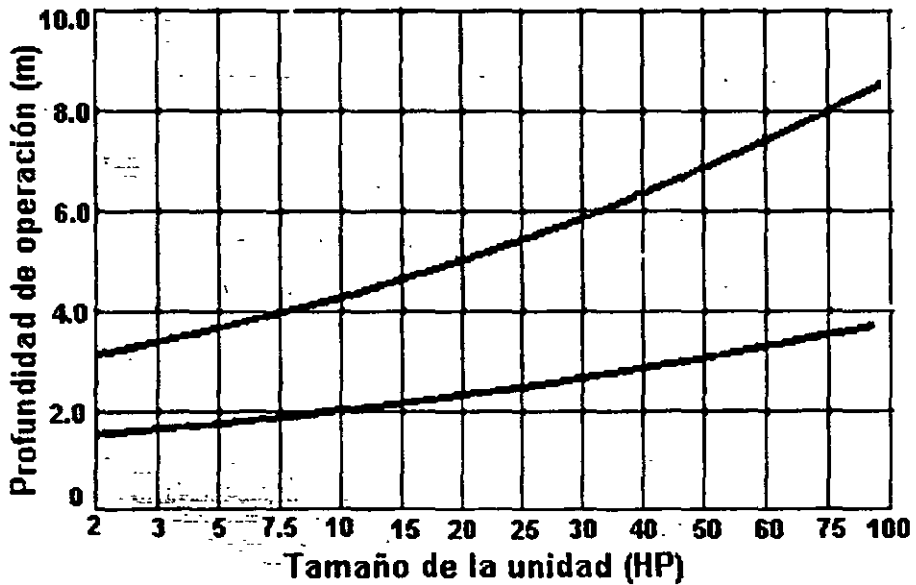


Figura 14.31. Profundidad de operación mínima y máxima
(AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

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.

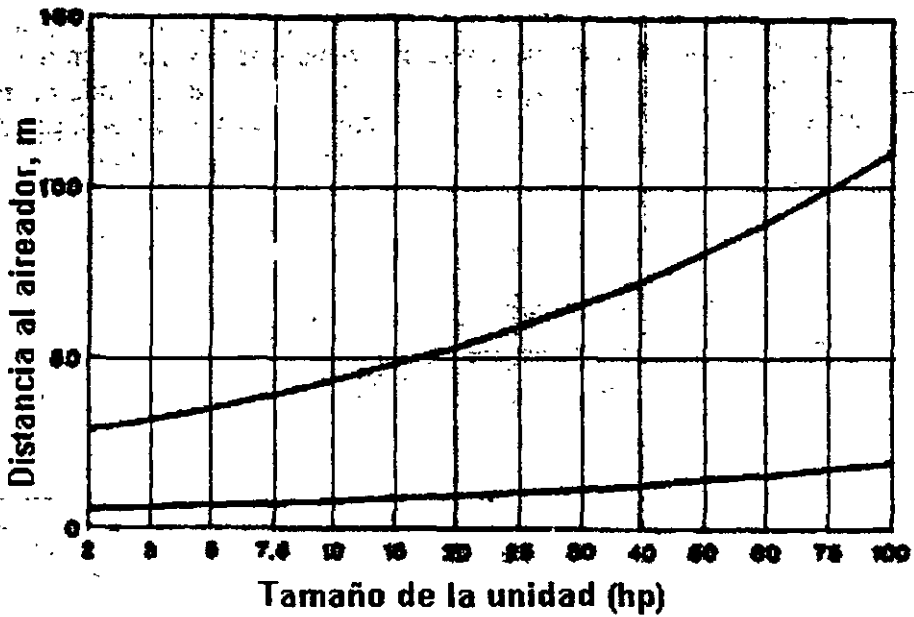


Figura 14.32. Separación para enlace de flujos
(AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

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.

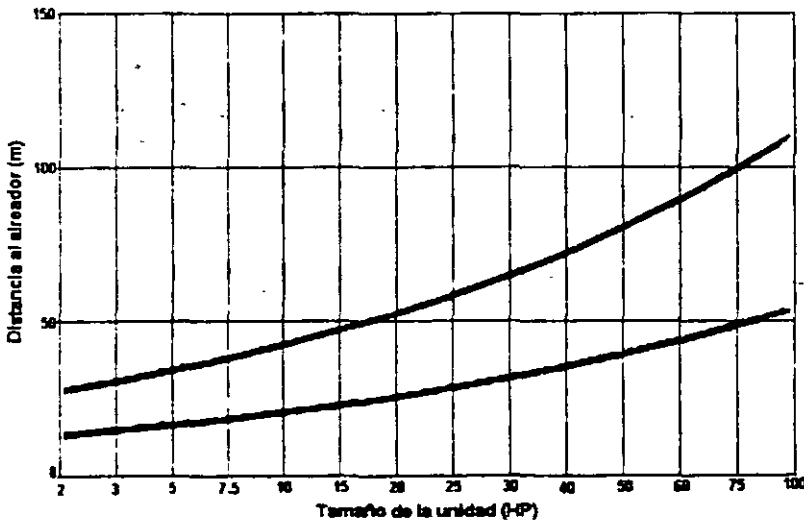


Figura 14.33. Zona de dispersión del oxígeno
(AEREATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

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.

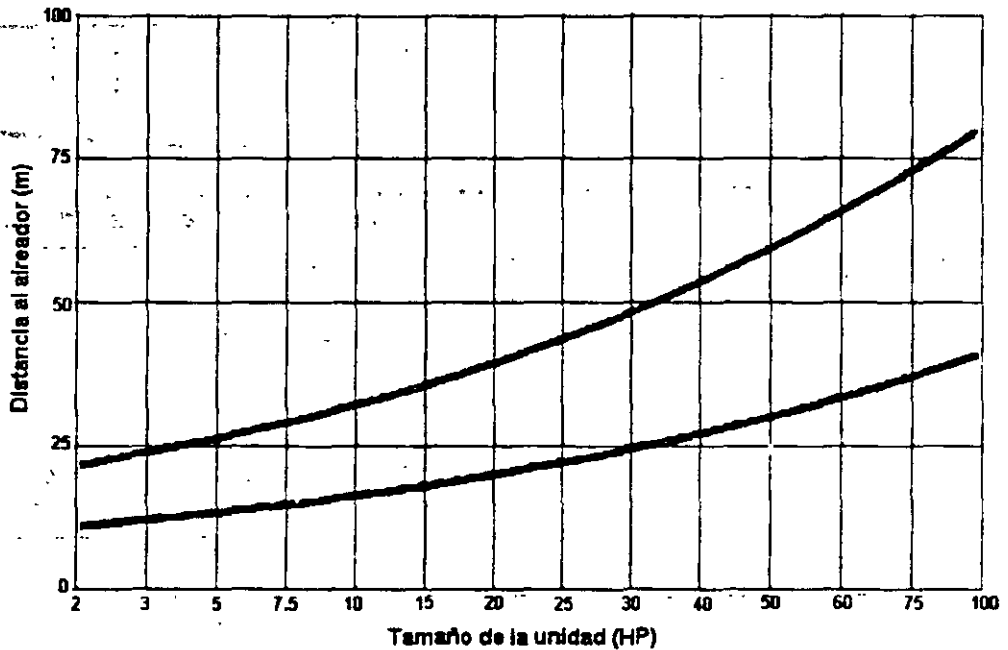
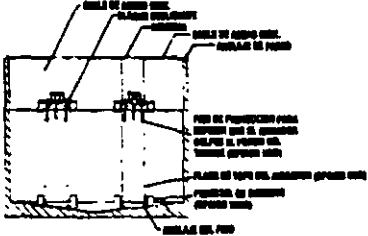
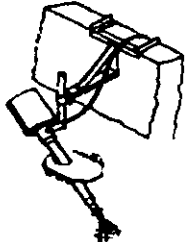
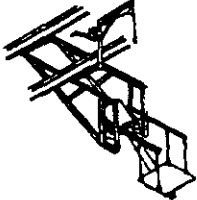

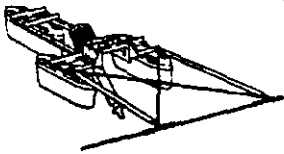
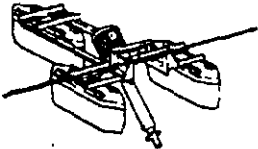


Figura 14.34. Zona de mezcla completa
(AERATION INDUSTRIES INTERNATIONAL INC. AIREADOR HORIZONTAL AIRE O₂)

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

(AERATION 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>Esté 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 sujetándolos 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:

- El volumen del reactor
- La masa y volumen de lodos desechados cada día
- 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.

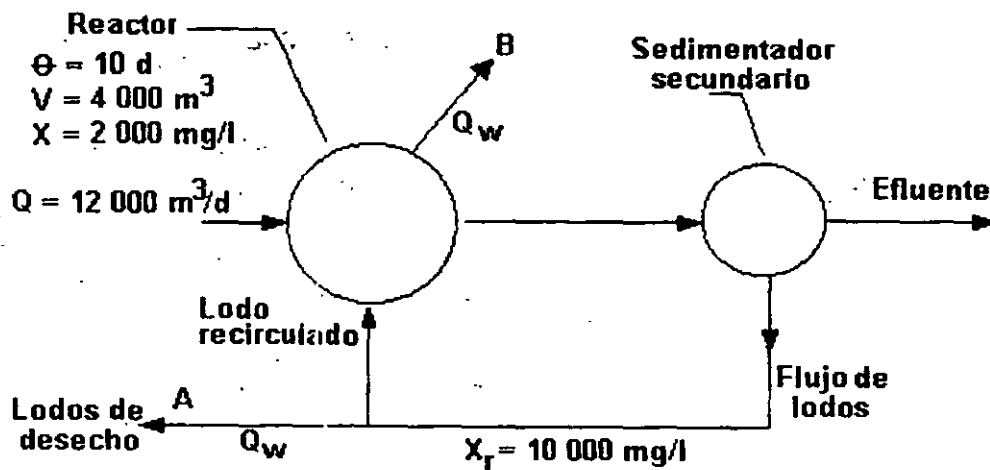


Figura del problema 10

- 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.
- 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 .
- 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).
- Resuelva el problema 13 suponiendo que se dividirá el área superficial de 20 ha en tres estanques iguales.
- 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 95% de remoción de la DBO soluble suponiendo una profundidad de 2 m y considerando:
 - Un sólo estanque
 - 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.

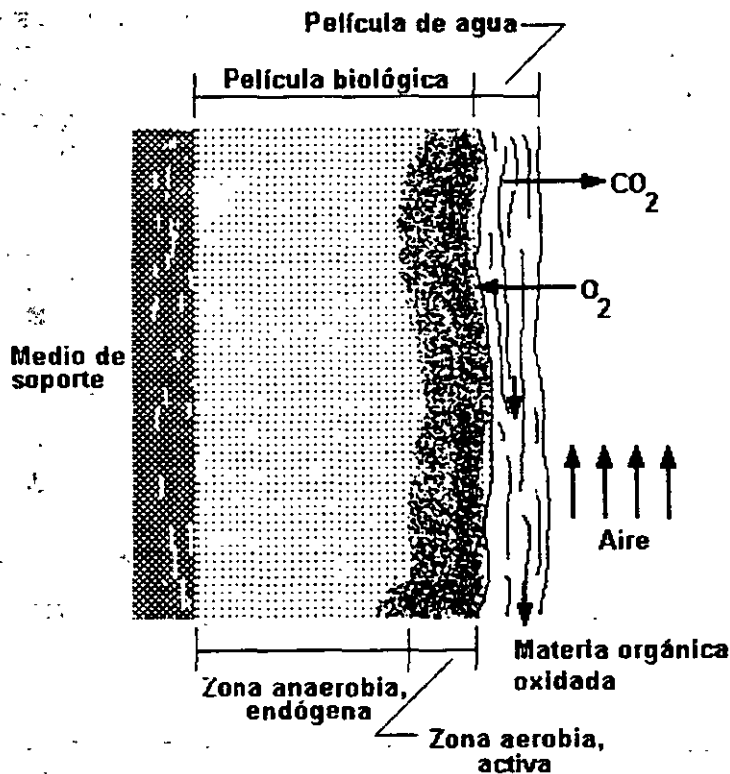


Figura 15.1. Biología del sistema de cultivo adherido

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.

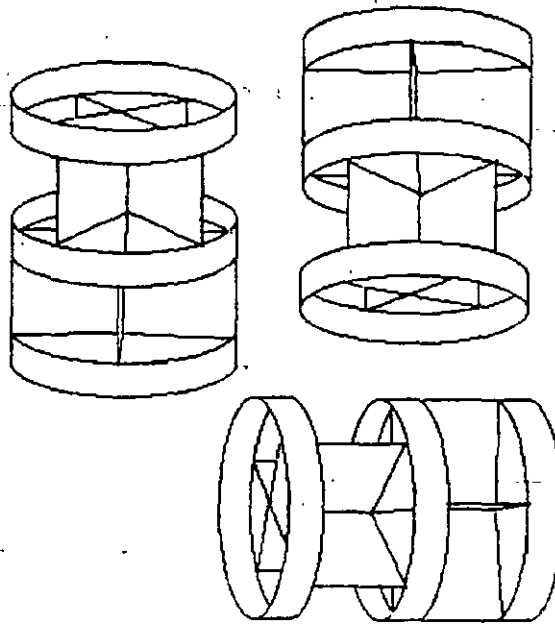


Figura 15.2. Medio de soporte de plástico tipo random

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.

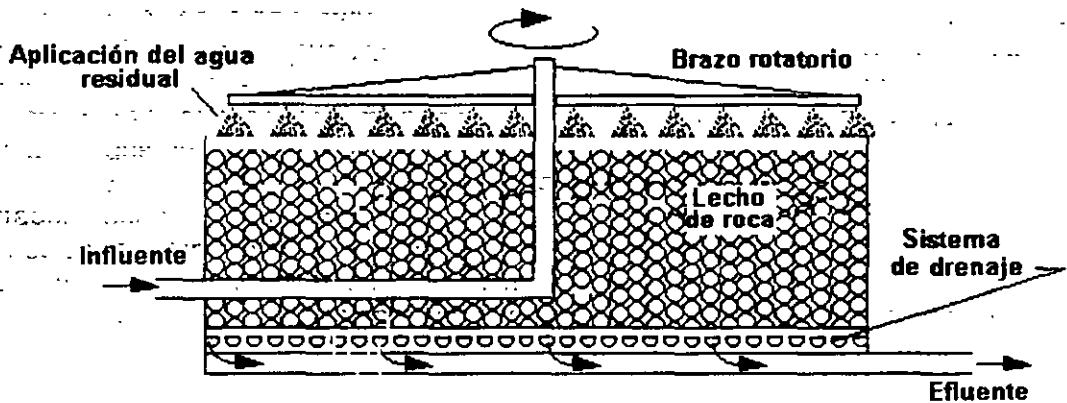


Figura 15.3. Esquema de la sección transversal de un filtro percolador

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.

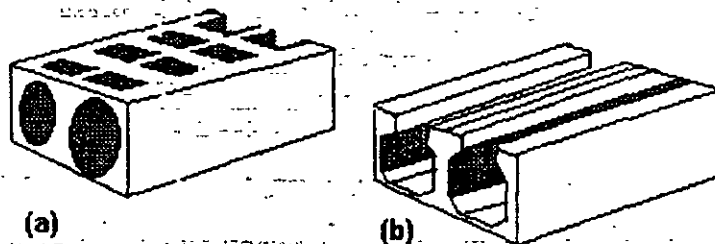


Figura 15.4. Dos de los muchos tipos de bloques que es posible emplear en el sistema de drenaje de filtros percoladores: a) bloque Armcre; b) bloque Metro

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:

$$\text{Carga hidráulica} = \frac{Q + Q_R}{A_s} \quad (15.1)$$

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 $m^3/m^2 \cdot d$; un valor típico para un filtro percolador convencional es $20 m^3/m^2 \cdot d$.

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.

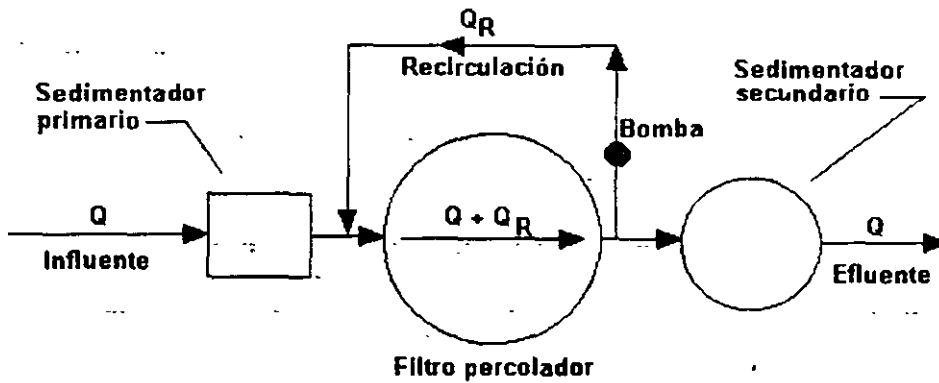


Figura 15.5. Diagrama que muestra el gasto de recirculación a través del filtro percolador. La tasa de aplicación del gasto es la suma del gasto influente y el gasto de recirculación.

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 $kg/m^3 \cdot d$. Un valor típico de carga orgánica en un filtro percolador es $0.5 kg/m^3 \cdot d$. La expresión de la carga orgánica es

$$\text{Carga orgánica} = \frac{Q \cdot DBO}{V} \quad (15.2)$$

donde:

- Q = gasto de agua residual cruda, m³ / d
- DBO = DBO₅ del efluente del tratamiento primario, mg/l
- V = volumen del lecho de roca del filtro percolador, m³

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:

$$\frac{S_e}{S_0} = e^{-kvtq^n} \dots \dots \dots (15.3)$$

donde:

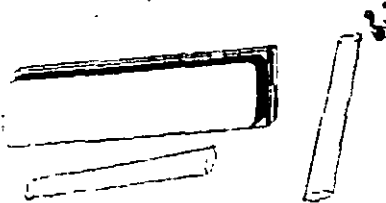
- S_e = concentración de sustrato en el efluente, DBO₅,mg/l
- S₀ = concentración de sustrato en el influente, DBO₅,mg/l
- h = profundidad del medio, m
- q = tasa de carga hidráulica, m³/m²·min
- k = constante de tratabilidad del agua residual con relación al medio, min⁻¹
- n = coeficiente relativo a 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:

$$k_T = k_{20^\circ\text{C}}(1.035)^{T-20} \dots \dots \dots (15.4)$$

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

$$\text{eficiencia} = \frac{C_{\text{entrada}} - C_{\text{salida}}}{C_{\text{entrada}}} \times 100$$

$$30 = \frac{210 - C_{\text{salida}}}{210} \times 100$$

$$C_{salida} = \frac{210 - (210 \times 30)}{100} = 147 \text{ mg/l}$$

20.07. 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

$$\text{Carga hidráulica } q = \frac{1900 \text{ m}^3/\text{d}}{962.11} = 1.97 \text{ m}^3/\text{d m}^2$$

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.

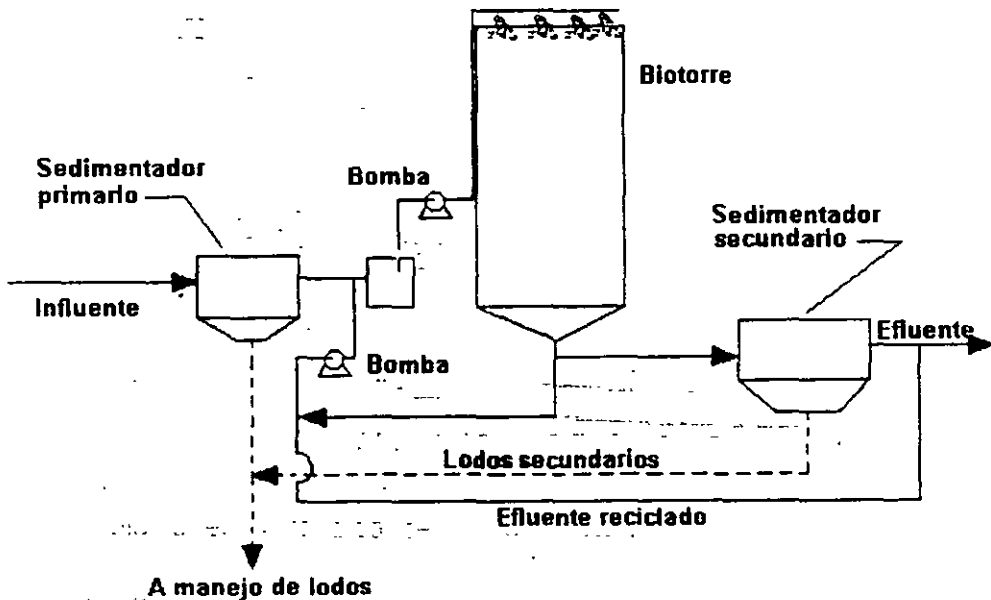


Figura 15.6. Sistema de bitorre

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

biorres emplean recirculación, por lo que la ecuación (15.3) debe modificarse:

$$\frac{S_e}{S_a} = \frac{e^{-kht/q^n}}{(1 + R) - Re^{-kht/q^n}} \dots \dots \dots (15.5)$$

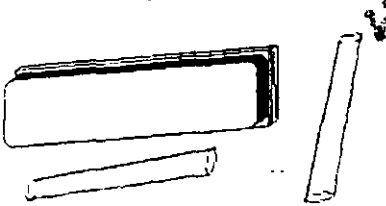
donde:

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 biorres 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. Determinense 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:

$$\frac{10}{56.7} = \frac{e^{-0.065(6.5)/q^{0.5}}}{(1 + R) - R e^{-0.065(6.5)/q^{0.5}}}$$

$$\frac{10}{56.7} (1 + 2) = e^{-0.42/q^{0.5}} + \frac{10}{56.7} (2) e^{-0.42/q^{0.5}}$$

$$0.53 = 1.35 e^{-0.42/q^{0.5}}$$

$$0.39 = e^{-0.42/q^{0.5}}$$

$$0.94 = 0.42/q^{0.5}$$

$$q^{0.5} = 0.45$$

$$q = 0.20 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ min}}$$

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.

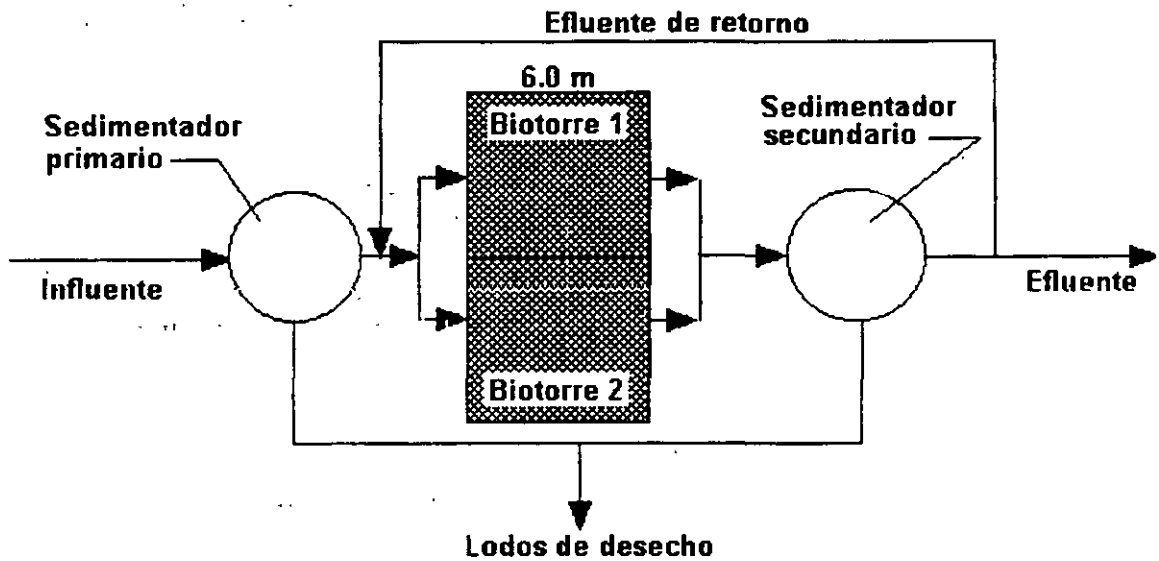


Figura 15.7. Esquema del problema ejemplo 15.3.

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.

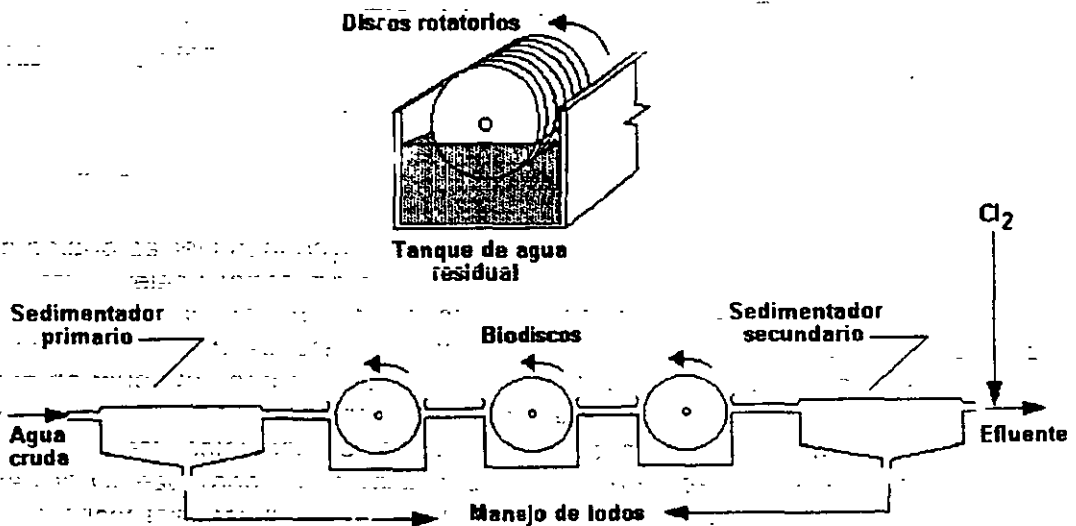


Figura 15.8. Sección transversal y sistema de tratamiento con discos biológicos

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.

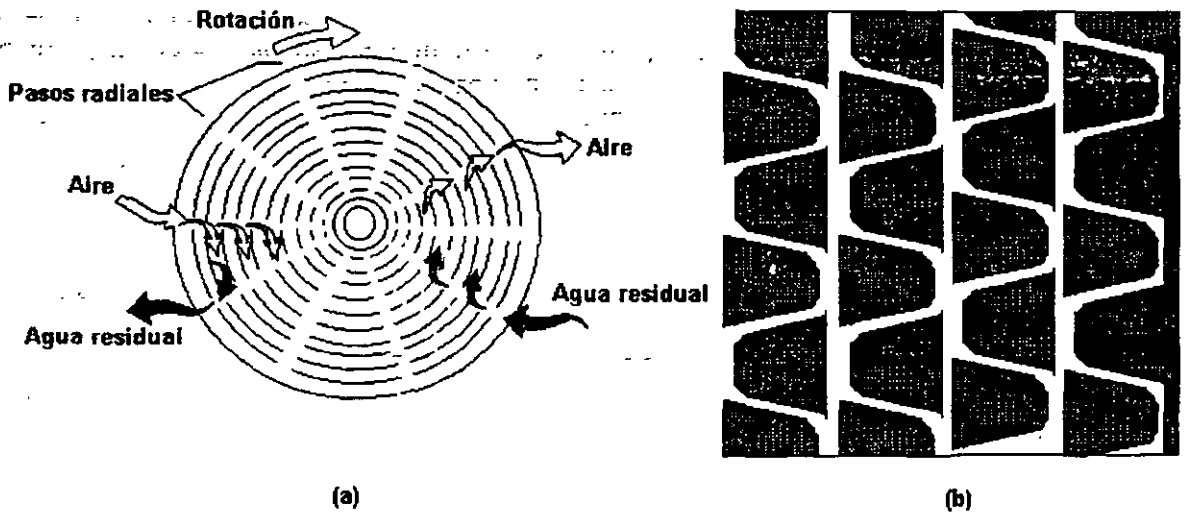


Figura 15.9. a) Intercambio de aire y agua residual en un biodisco; b) sección transversal.

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.

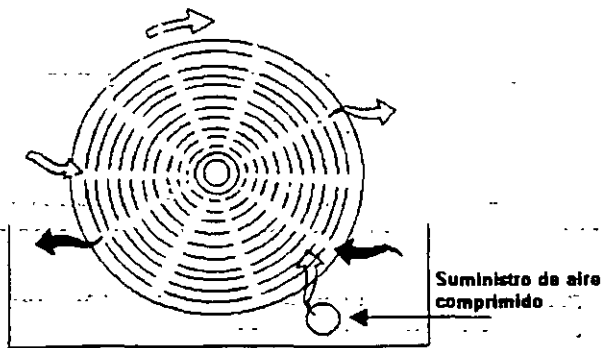


Figura 15.10. Adición de aire comprimido en el sistema.

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

biorre, 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.

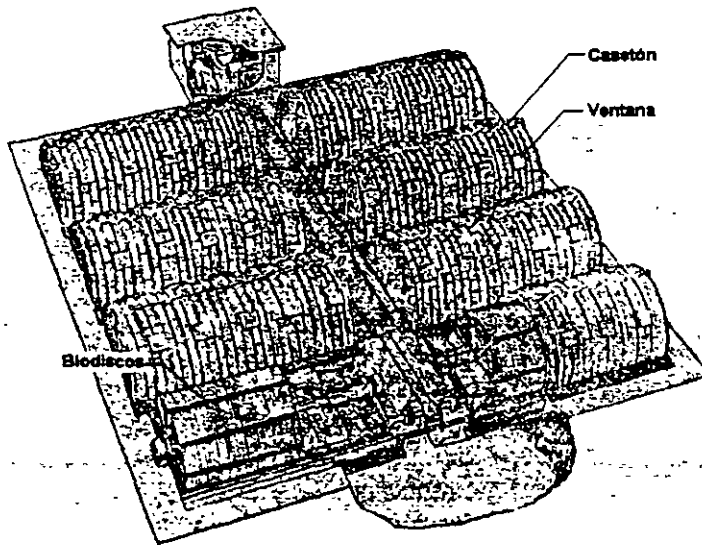


Figura 15.11. Configuración típica de una planta con biodiscos.

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.

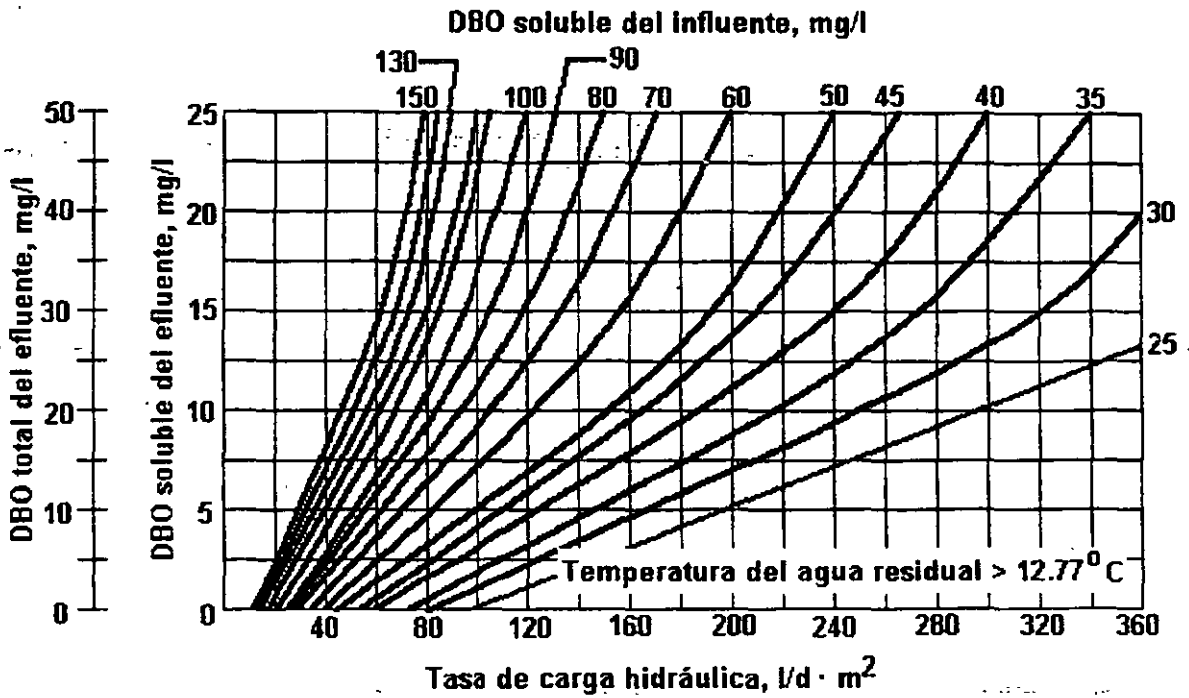


Figura 15.12. Relaciones de eficiencia y tasa de carga para biodiscos usados en tratamiento de aguas residuales municipales.

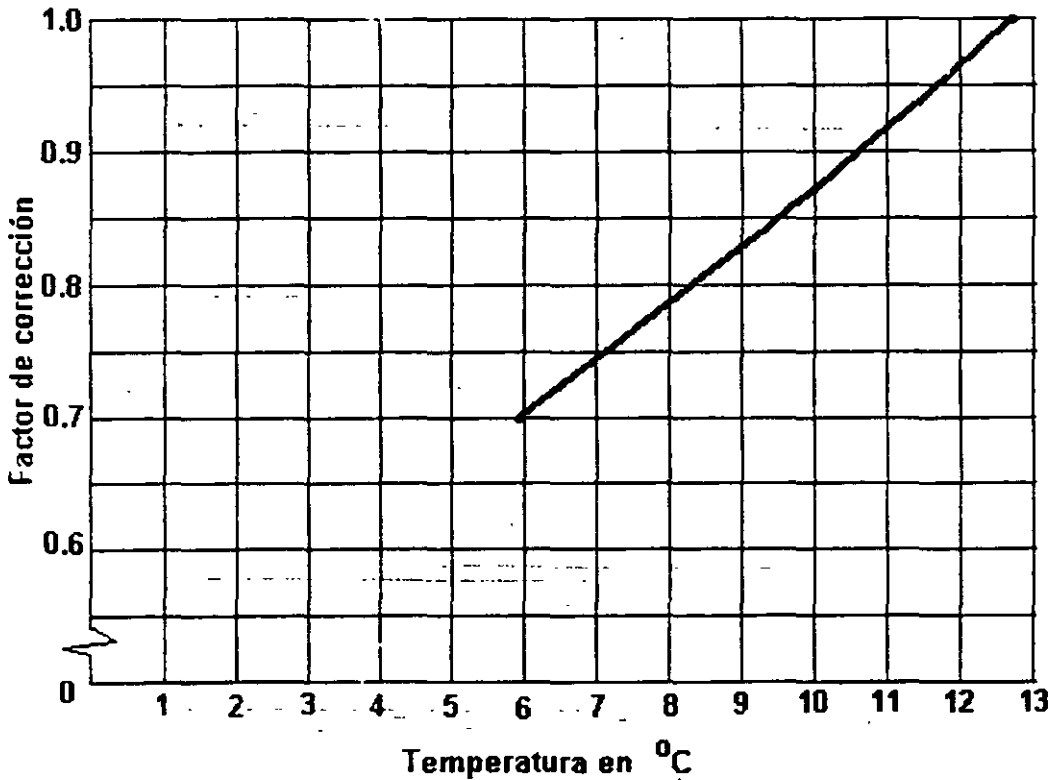
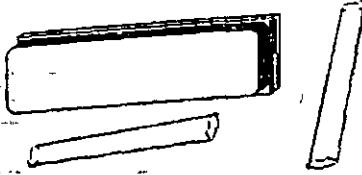


Figura 15.13. Corrección por temperatura de las curvas de carga de la Figura 15.12. Multiplíquese la tasa de carga por el factor correspondiente.

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 $20000 \text{ m}^3/\text{d}$ con una DBO de 150 mg/l . Determinense el área superficial requerida para producir un efluente con una DBO_5 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 $0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

2. El área de disco es

$$A_d = \frac{20.000 \text{ m}^3/\text{d}}{0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}} = 4 \times 10^5 \text{ m}^2$$

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 $1 \times 10^4 \text{ m}^2$, 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 biorres 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 m³/d y la recirculación es de 4000 m³/d. La profundidad del filtro es de 1.5 m.
8. Se usará un filtro percolador para tratar un gasto de 7570 m³/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 m³/d. La DBO influente al sedimentador primario es de 200 mg/l, y la eficiencia de remoción en ese tanque es 35 por ciento. Calcula 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 m³/d y DBO_5 de 150 mg/l se tratará en una biorres 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 1.2×10^4 m² 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_0 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.

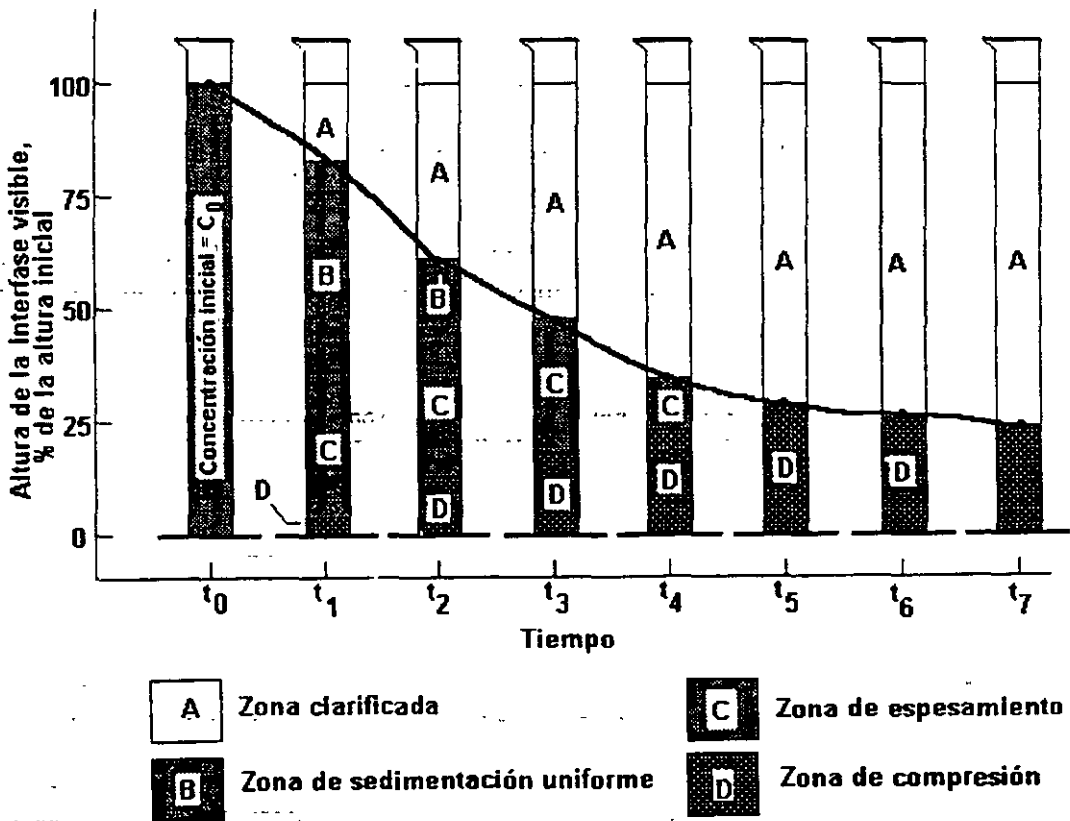


Figura 16.1: Zonas de sedimentación.

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.

Ai 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.

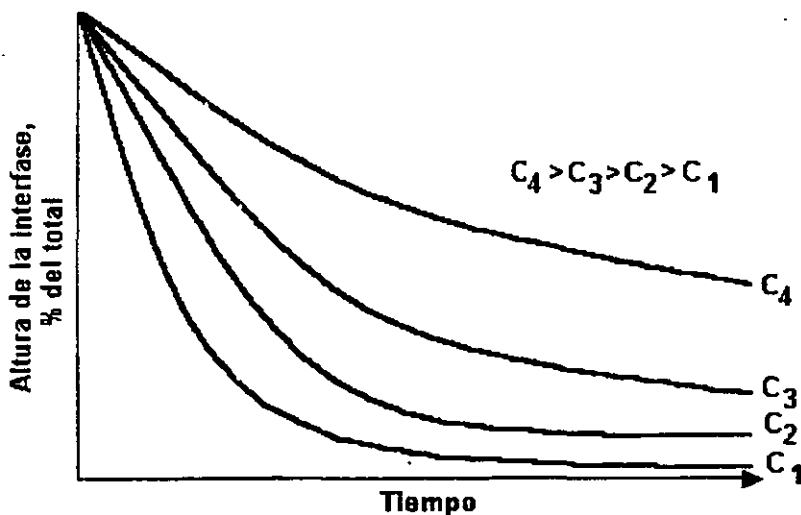


Figura 16.2. Relaciones entre la concentración inicial y sus curvas de sedimentación.

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 Ewring; 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 ($\text{kg/m}^2 \text{ hr}$).

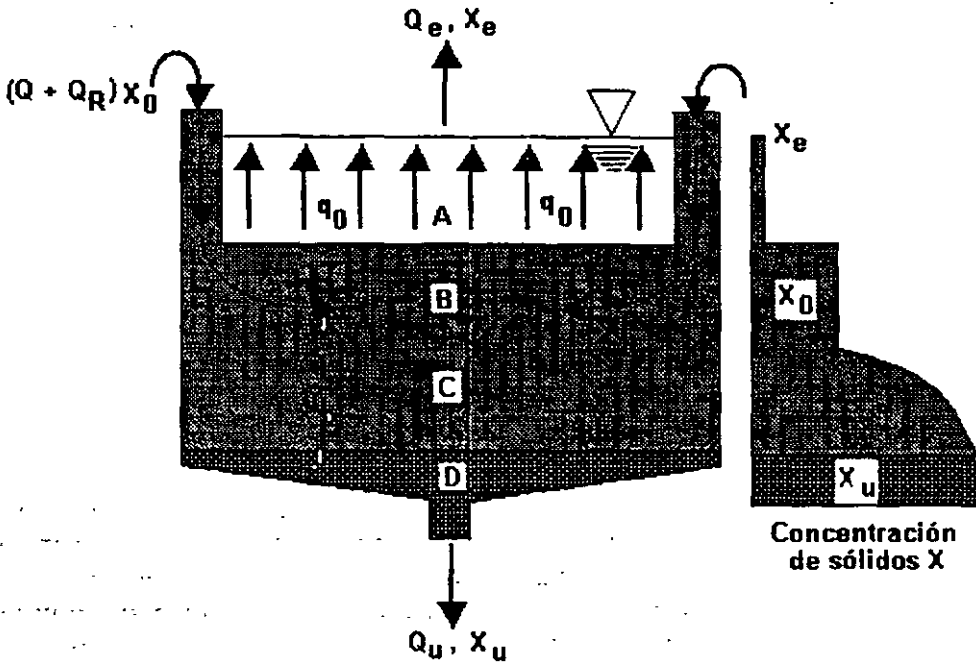


Figura 16.3. Zonas en un sedimentador secundario.

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:

$$G_g = v_g X_i \dots \dots \dots (16.3)$$

donde v_g 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

$$G_t = G_u + G_g \dots \dots \dots (16.4)$$

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.

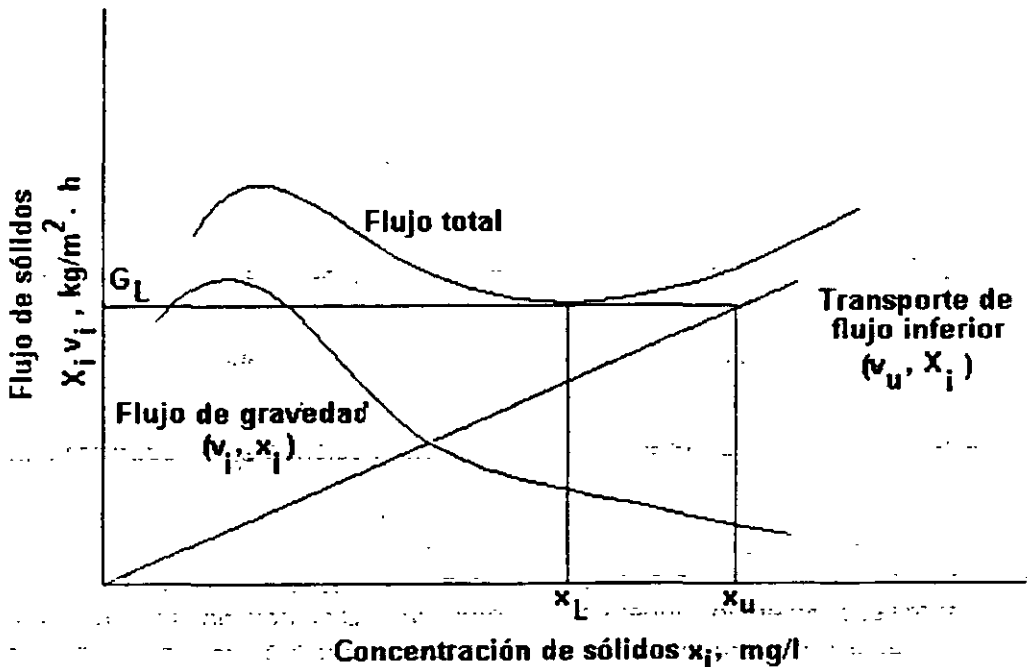


Figura 16.4. Flujo de sólidos como una función de la concentración de sólidos y velocidad del flujo inferior.

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.

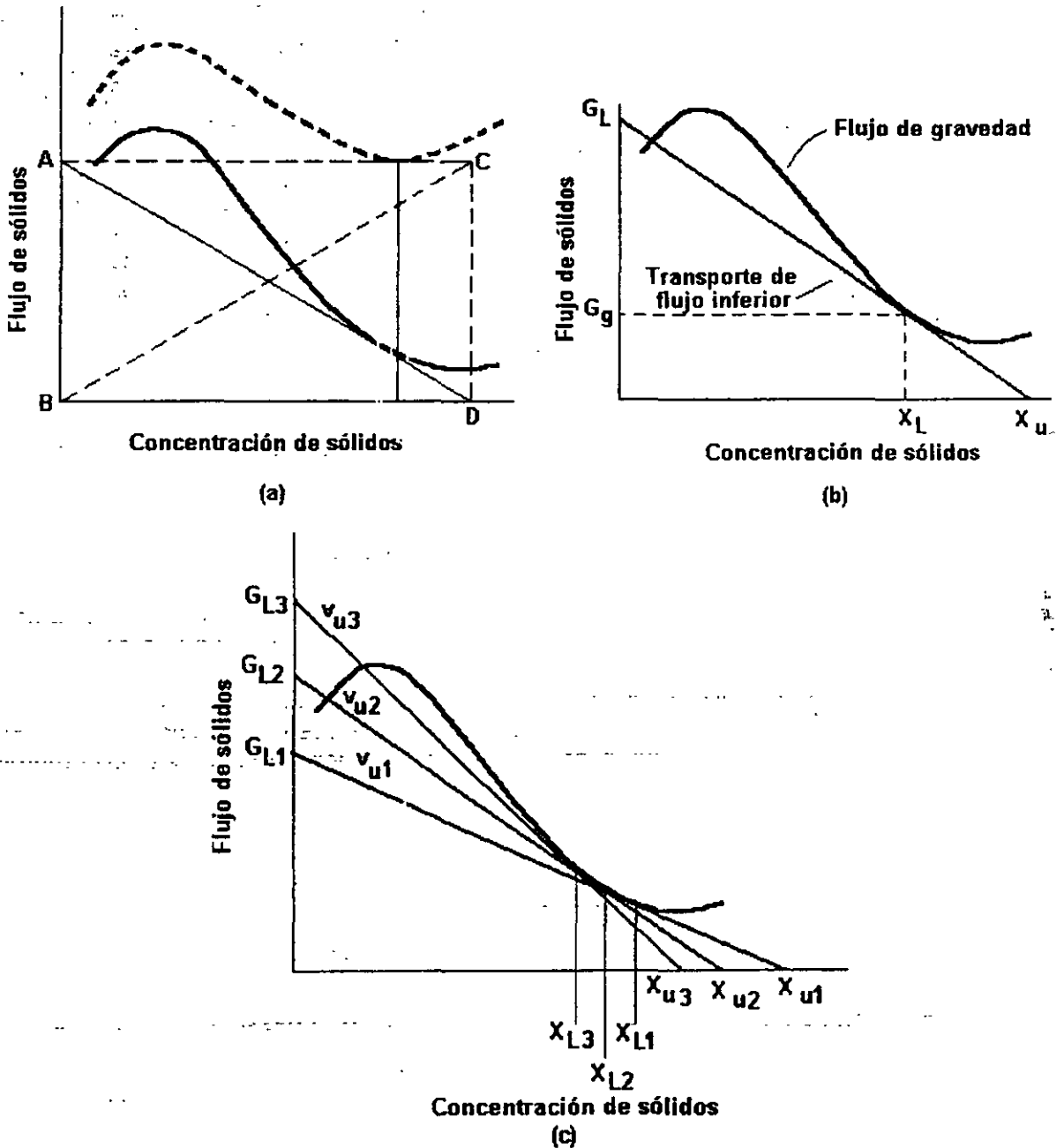


Figura 16.5. Método gráfico de Yoshioka para determinar el flujo de sólidos. (a) Modificación de Yoshioka; (b) verificación de la modificación de Yoshioka. Note la semejanza de los triángulos ABD y ACD; (c) efectos de la velocidad del flujo inferior en la concentración de sólidos.

16.1.3 Consideraciones de diseño de sedimentadores secundarios

29/10/2016

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.

29/10/2016

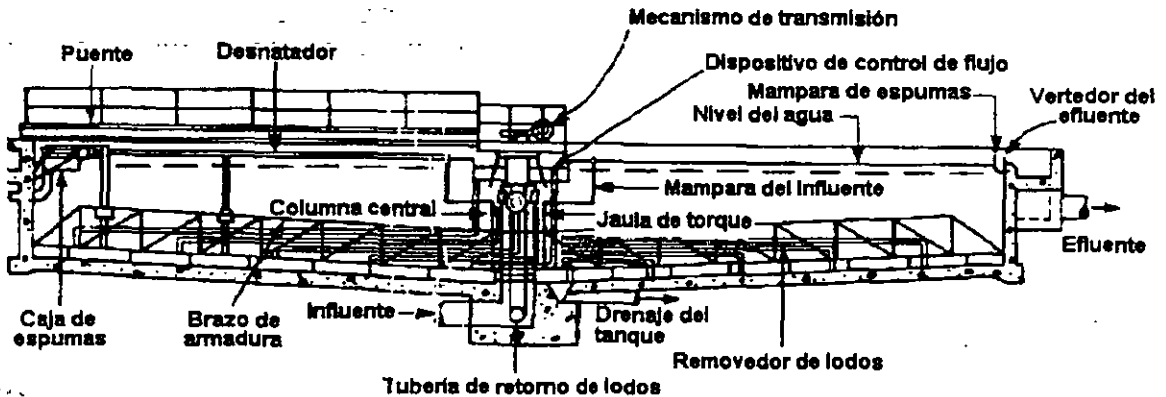


Figura 16.6. Sección transversal de un tanque sedimentador secundario

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

Amencana 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

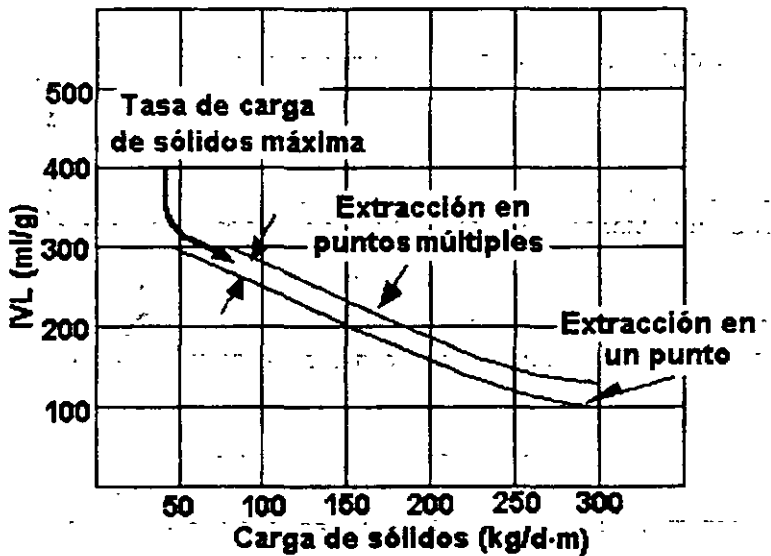


Figura 16.7. Carga de sólidos de diseño *versus* IVL. (Nota: El diseño de una remoción de sólidos rápida asume que no habrá inventario en el tanque de sedimentación).

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).

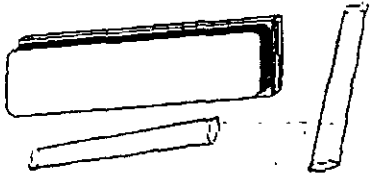
Una de las dificultades recurrentes en el diseño de tanques de sedimentación secundaria es la predicción de las concentraciones de sólidos suspendidos en el efluente como una función del diseño común y parámetros de operación.

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

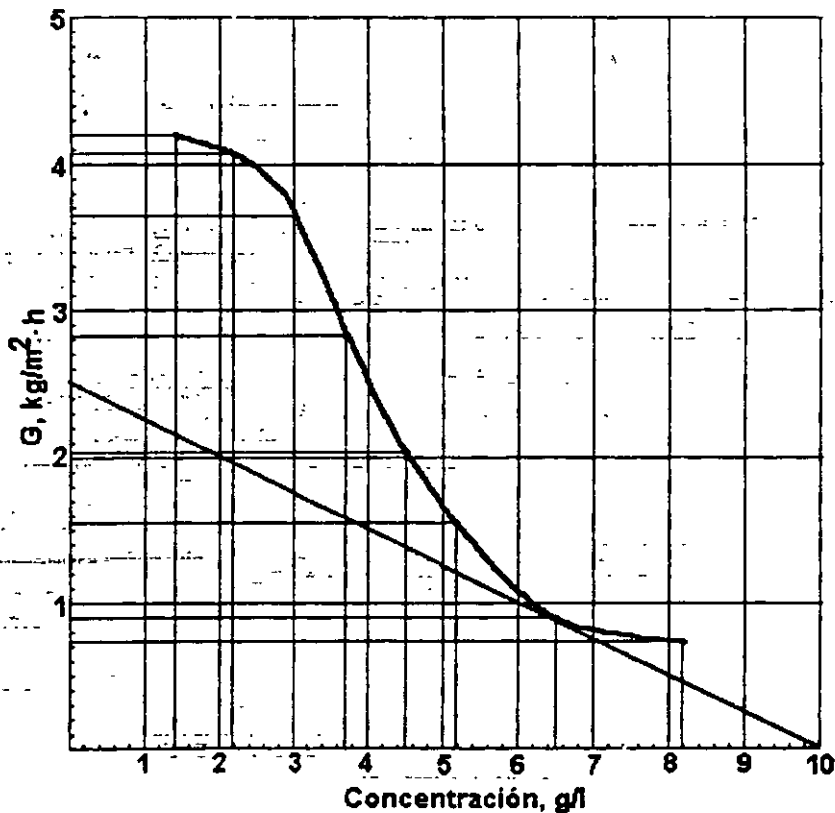
1. Se calcula el flujo de sólidos con la expresión:

$$G = \text{SSLM (kg/m}^3) \times \text{velocidad (m/h)}$$

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

$$8000 \text{ m}^3/\text{d} \times \frac{\text{d}}{24 \text{ h}} \times \frac{3 \text{ kg}}{\text{m}^3} = 1000 \text{ kg/h}$$

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

$$8000 \text{ m}^3/\text{d} \times \frac{\text{d}}{24 \text{ h}} = 333.33 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

$$\text{Carga sobre el vertedor} = \frac{0.150 \times 86,400 \text{ s/d}}{\pi(22)} = 187.51 \text{ m}^3/\text{d m}$$

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 floculo 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 abuitamiento 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 biorreses 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 $2.5 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}$.
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 $6 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}$.
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.

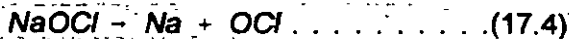
Los factores que impiden la desinfección efectiva son la turbiedad y los microorganismos resistentes. Los coloides productores de la turbiedad protegen a los microorganismos de la acción completa del desinfectante. La materia particulada puede adsorber el desinfectante.

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.

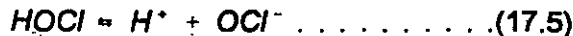
Los desinfectantes incluyen agentes químicos como el grupo de los halógenos, ozono o plata; radiación con ondas gama o luz ultravioleta y electrocución, calentamiento u otros medios físicos. En este texto sólo se trata la desinfección con cloro.

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 extrema precaución en su manufactura, transporte y uso.

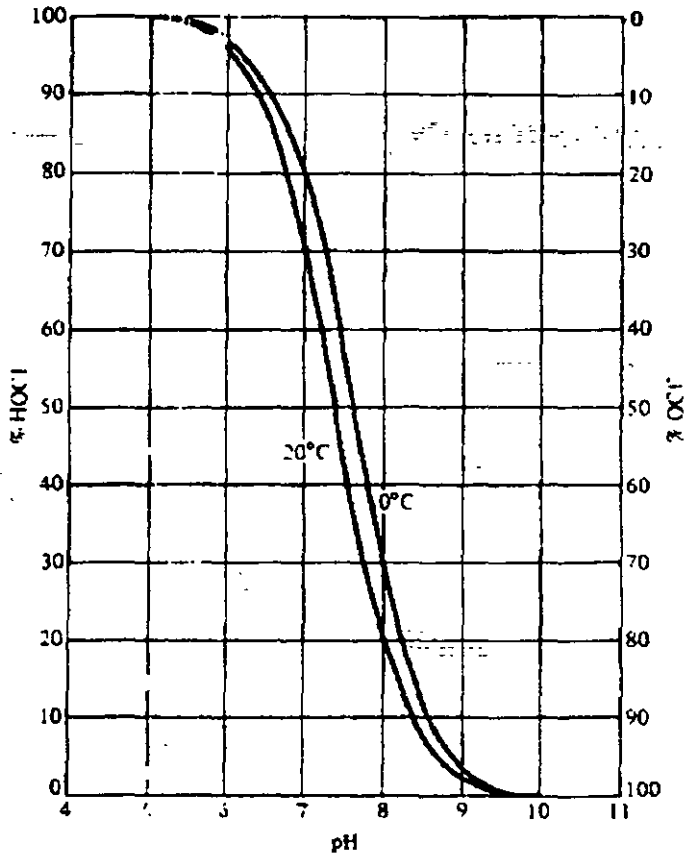


Figura 17.1. Distribución de HOCl y OCl⁻ en función del pH

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.

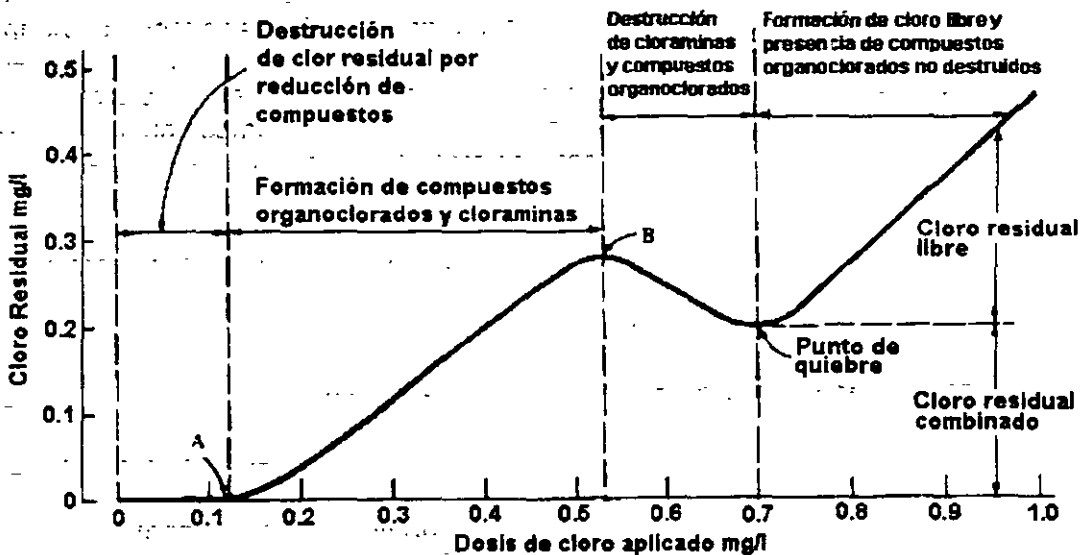


Figura 17.2. Curva general obtenida durante una prueba de cloración a punto de quiebre.

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.

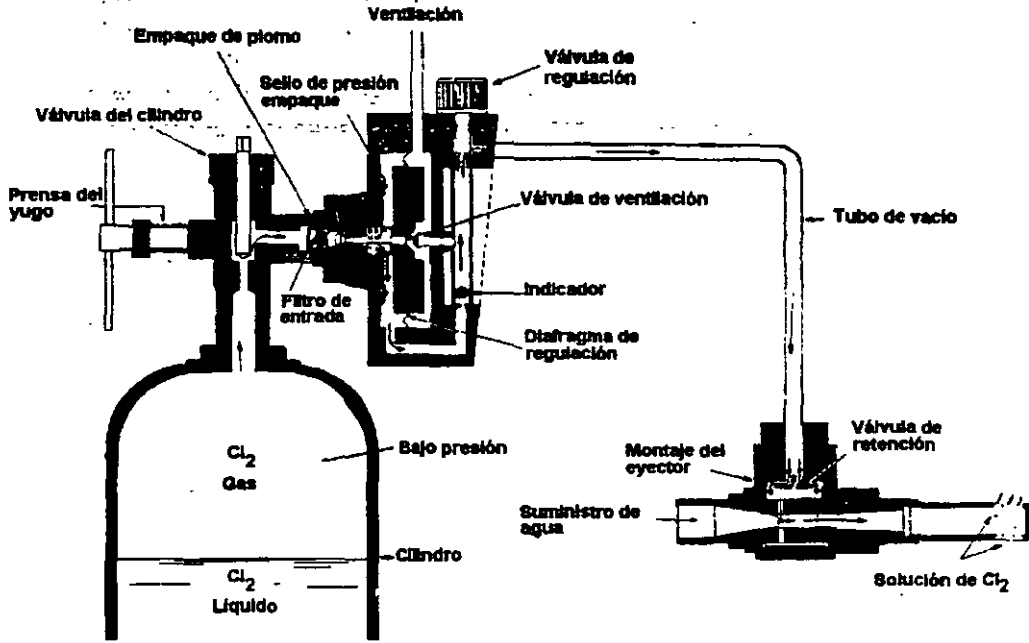


Figura 17.3. Clorador de gas al vacío montado sobre un cilindro de 68 kg
REGAL, CLORINATORS INCORPORATED

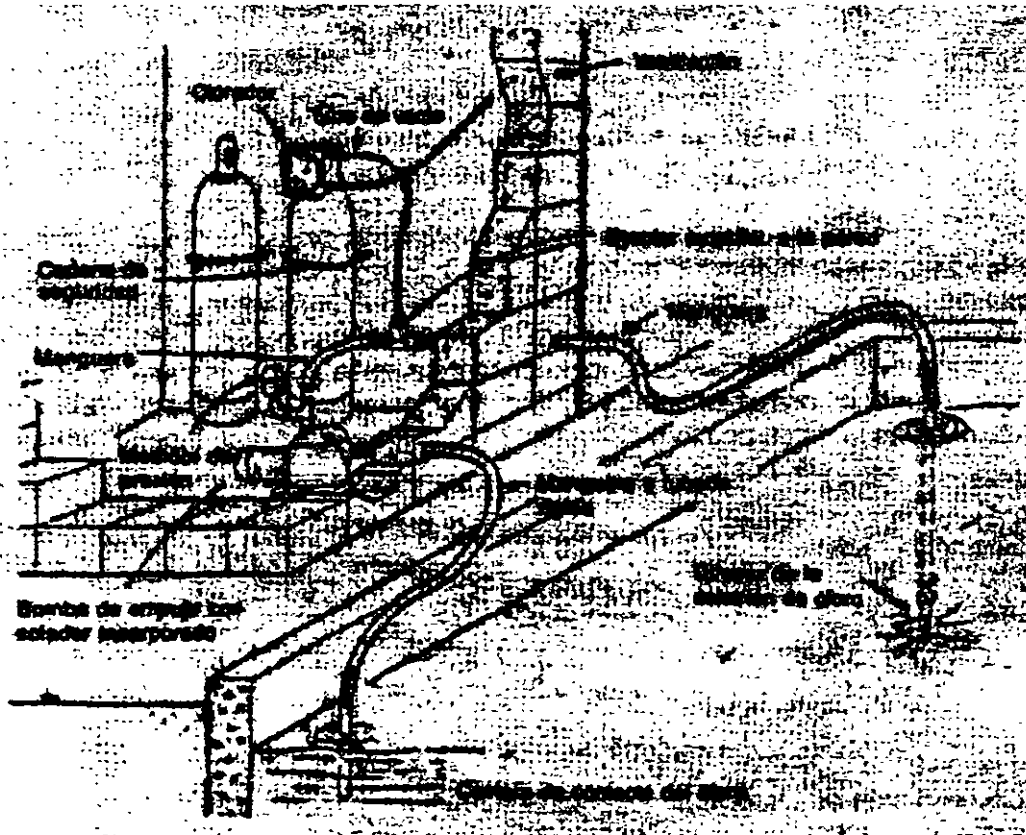


Figura 17.4. Instalación típica del sistema de desinfección en una planta de tratamiento
REGAL, CLORINATORS INCORPORATED

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.

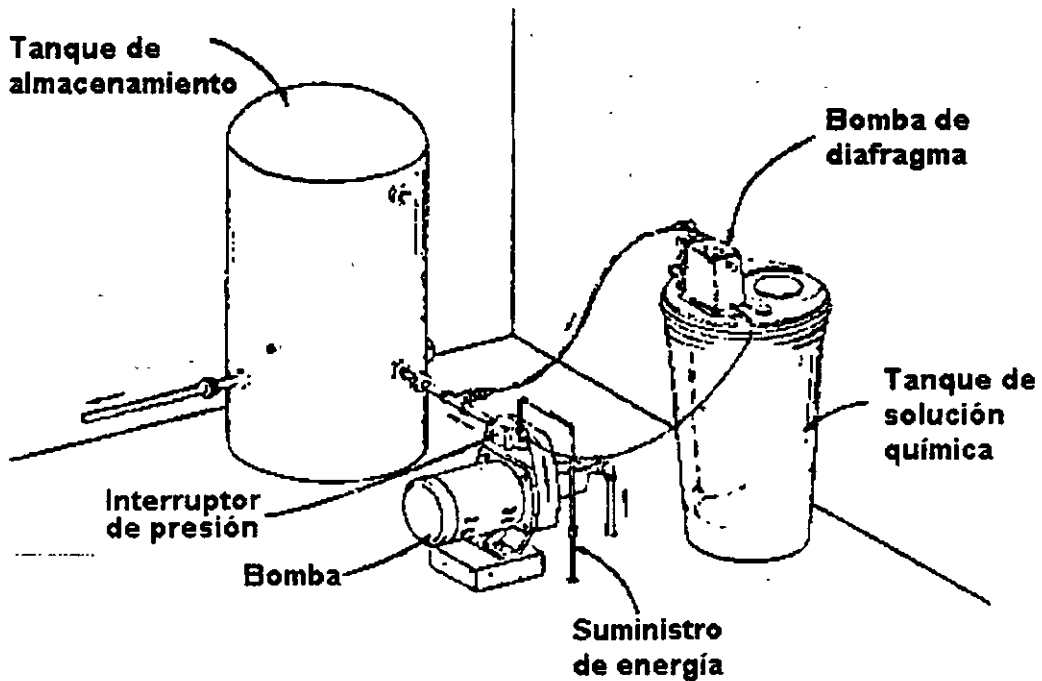


Figura 17.5. Instalación típica de hipocloración

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.

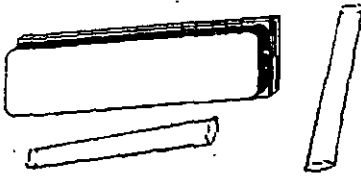
Una de las actividades importantes durante la operación de la planta es calcular el peso total o masa de cloro requerido para solicitar los cilindros en el momento apropiado. También podría ser necesario determinar la dosis de cloro por aplicar si se conoce la masa o peso consumido. La siguiente relación es útil para estos propósitos:

$$kg/d = Q \times C \quad (17.12)$$

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:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (18.1)$$

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.

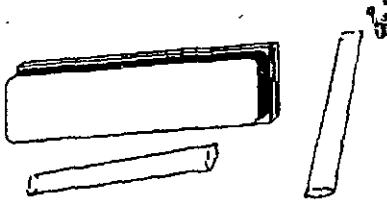
Por lo general, las pérdidas debidas a la fricción y velocidad en la entrada a una planta de tratamiento no son grandes; su valor depende de la clase y diseño de las compuertas de maniobra y de los cambios de dirección necesarios.

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

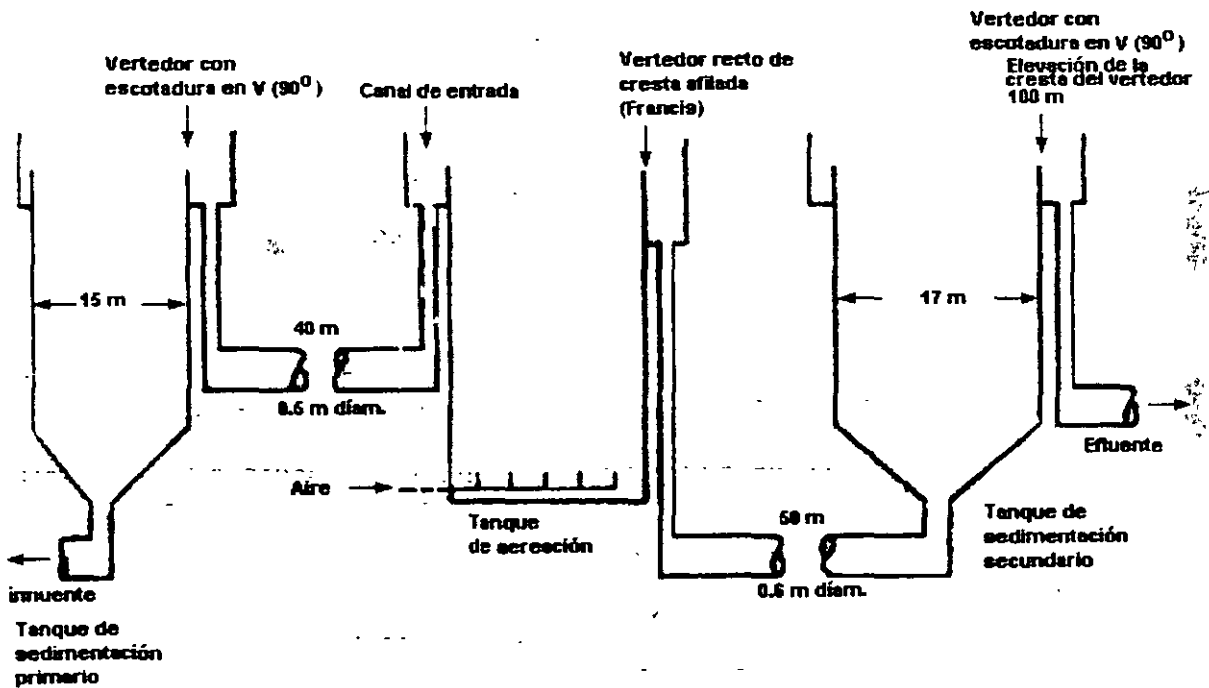


Figura 18.1. Planteamiento del problema ejemplo 18.1

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

$$q/\text{vertedor} = 1.15(16000 \text{ m}^3/\text{d}) / 157$$

$$q/\text{vertedor} = 117.2 \text{ m}^3/\text{d-vertedor}$$

$$q/\text{vertedor} = 0.00136 \text{ m}^3/\text{s-vertedor}$$

- 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.

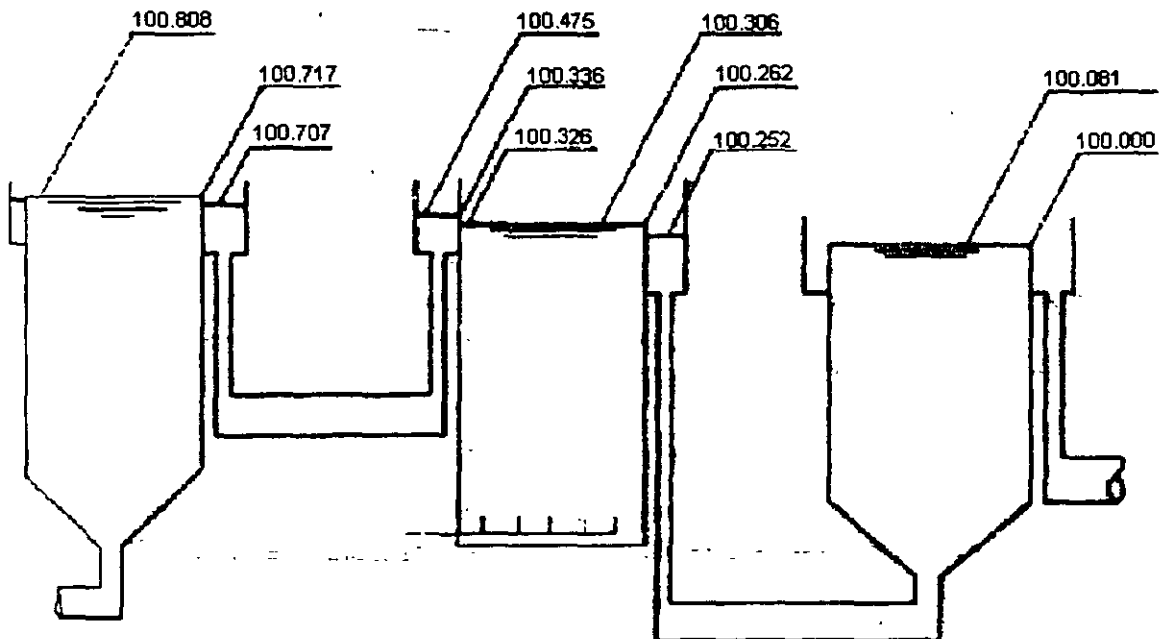


Figura 18.2. Perfil hidráulico del problema ejemplo 18.1

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 = $8,000 \text{ m}^3/\text{d}$

Gasto máximo extraordinario = $16,000 \text{ m}^3/\text{d}$

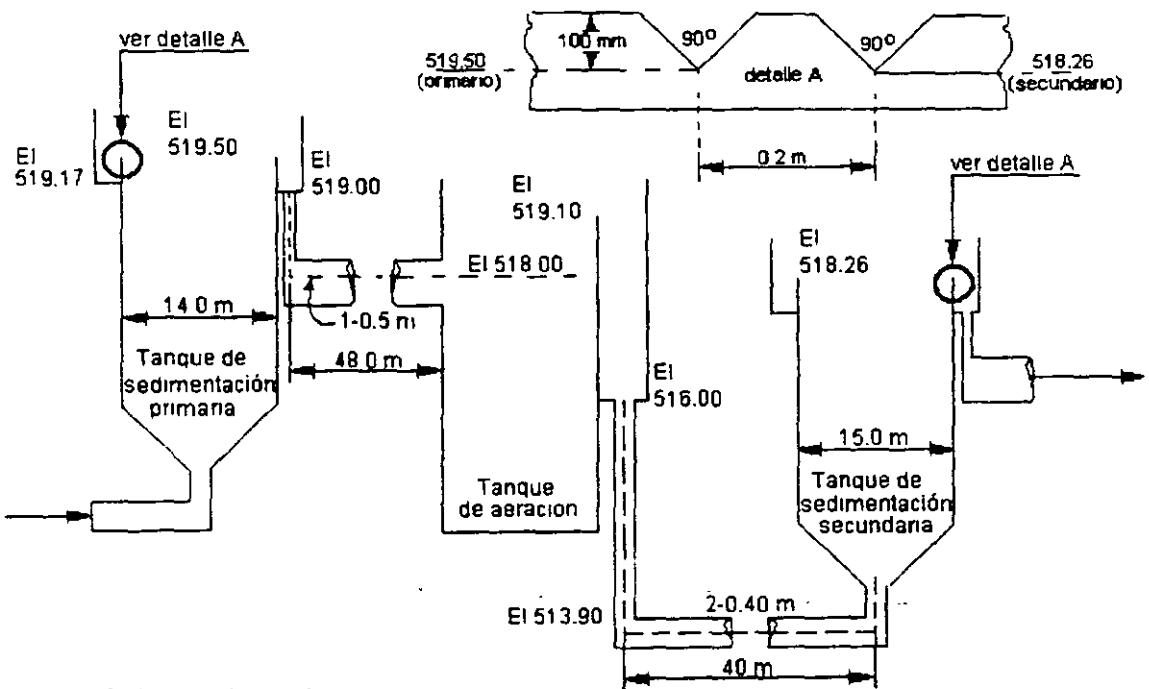
Diámetro del tanque de sedimentación primaria = 13.75 m

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



DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES.

MÓDULO III

CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA 4: TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS

EXPOSITOR: M. I. ENRIQUE CÉSAR VALDEZ.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004

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 pulimento, 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.

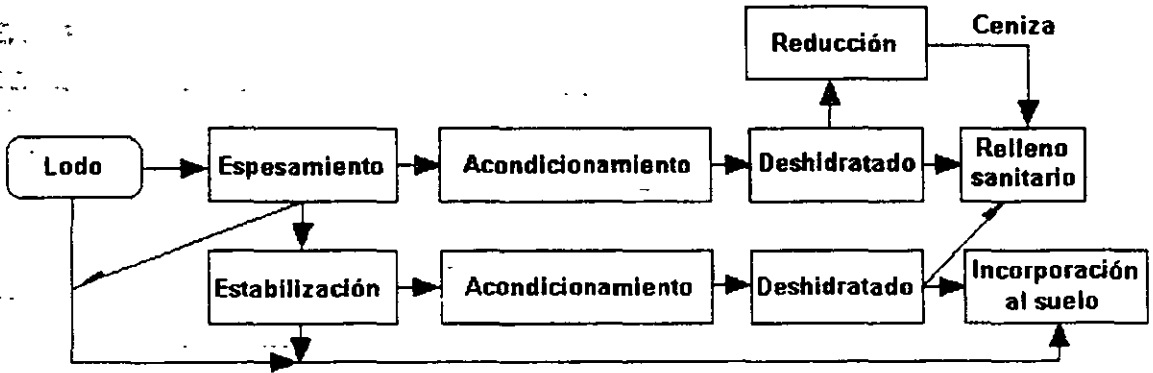
Las cantidades de lodo consideradas son significativas. En el tratamiento primario pueden ser 0.25 a 0.35 por ciento del volumen de las aguas residuales tratadas; 1.5 a 2.0 por ciento si se utiliza el proceso de lodos activados y 1.0 por ciento adicional si se aplican sustancias químicas para la remoción 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:

$$S_{el} = \frac{S_e}{P_s + (S_e)(P_a)} \dots \dots \dots (19.2)$$

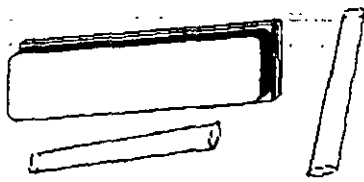
donde:

- 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:

$$V_l = \frac{M_s}{(\rho)(S_{el})(P_a)} \dots \dots \dots (19.3)$$

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_s ; 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

$$S_s = \left(\frac{1}{1000} \right) \frac{(2.65)(1000)(0.990)(1000)}{(0.990)(0.400)(1000) + (2.65)(0.600)(1000)}$$

$$S_s = 1.321 = 1.32$$

La gravedad específica de los lodos se calcula con la ecuación (19.2) :

$$S_{sl} = \frac{1.321}{0.05 + (1.321 \times 0.950)} = 1.012 = 1.01$$

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

$$\text{Tasa de acumulación} = \text{tasa de entrada} - \text{tasa de salida}$$

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,

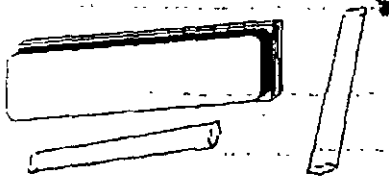
$$\eta_p = \frac{P}{K + H}$$

$$\eta_j = \frac{J}{E}$$

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.

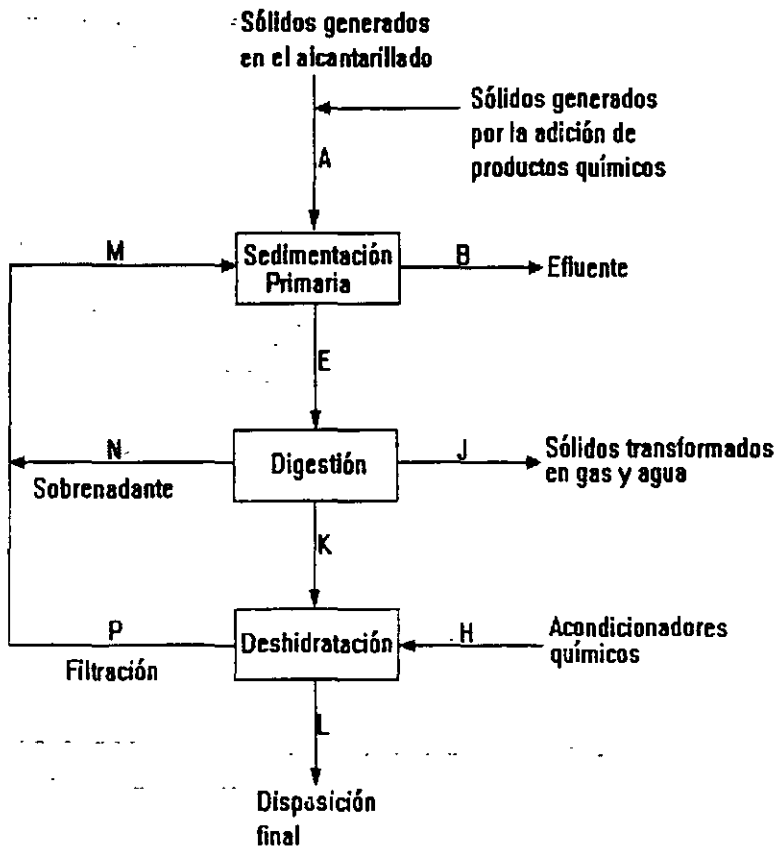


Figura 19.1. Diagrama de flujo de una planta de tratamiento

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:

$$M = N + P \quad (iii)$$

$$N = \eta_N E \quad (iv)$$

$$P = \eta_p(H + K) \quad (v)$$

$$H = \eta_H K \quad (vi)$$

De ahí que

$$P = \eta_p (1 + \eta_H)K \quad (vii)$$

$$K + J + N = E \quad (viii)$$

Luego

$$K = E - J - N = E - \eta_j E - \eta_N E = E (1 - \eta_j - \eta_N) \quad (ix)$$

y

$$P = \eta_p E (1 - \eta_j - \eta_N)(1 + \eta_H) \quad (x)$$

Entonces

$$M = E [\eta_N + \eta_p (1 - \eta_j - \eta_N)(1 + \eta_H)] \quad (xi)$$

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

$$E = \frac{A}{\frac{1}{\eta_E} - \eta_N - \eta_p(1 - \eta_j - \eta_H)(1 + \eta_H)}$$

$$M = \frac{E}{\eta_E} - A$$

$$B = (1 - \eta_E)(A + M)$$

$$J = \eta_j E$$

$$N = \eta_N E$$

$$K = E(1 - \eta_j - \eta_N)$$

$$H = \eta_H K$$

$$P = \eta_p (1 + \eta_H) K$$

$$L = K (1 + \eta_H) (1 - \eta_p)$$

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

- 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

Capítulo 20

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.

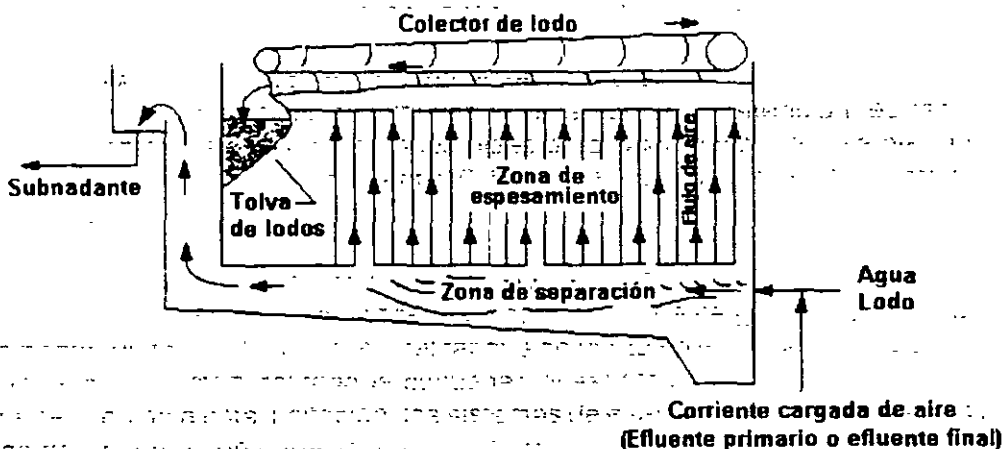


Figura 20.1. El proceso de flotación del lodo con aire disuelto se usa para espesar el lodo de desecho.

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.

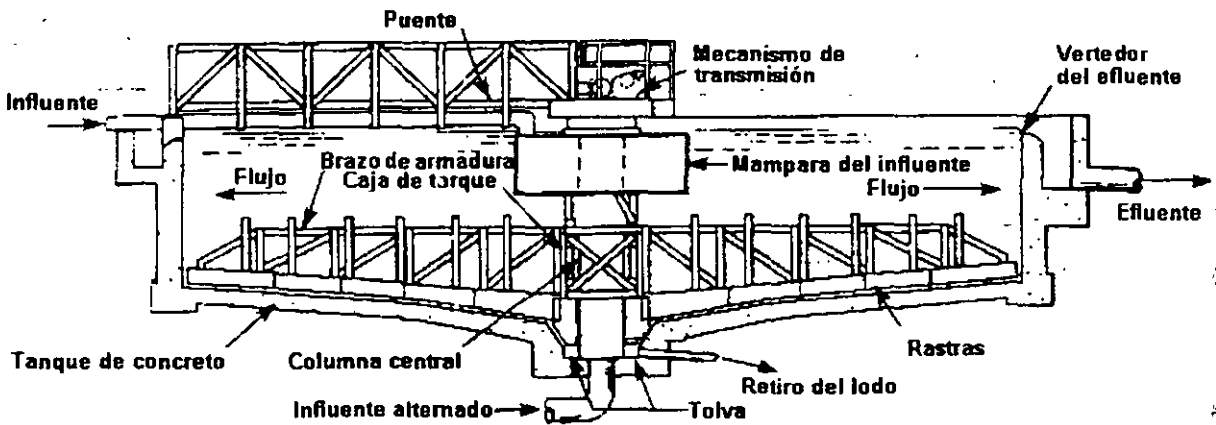


Figura 20.2. Espesador a gravedad típico.

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 ($\text{kg/m}^2 \cdot \text{d}$). Esto puede expresarse matemáticamente con la siguiente ecuación:

$$F_s = (C_v) (v) \dots \dots \dots (20.1)$$

donde:

F_s = flux de sólidos, $\text{kg/m}^2 \cdot \text{d}$.

C_u = concentración de sólidos en el flujo inferior, esto es, el lodo que se retira de la tolva, kg/m^3

v_i = velocidad del flujo inferior, m/d

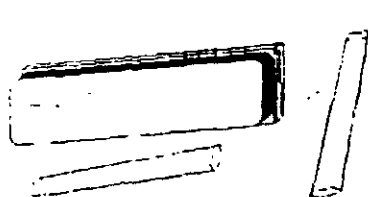
El procedimiento de diseño inicia trazando una curva de sedimentación batch con los datos del análisis en planta piloto, como se muestra en la Figura 20.3. Los datos de esta curva se usan para construir otra: la curva de flux (Figura 20.4). Se propone la concentración de flujo inferior y a partir de 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 $kg/m^2 h$
	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.

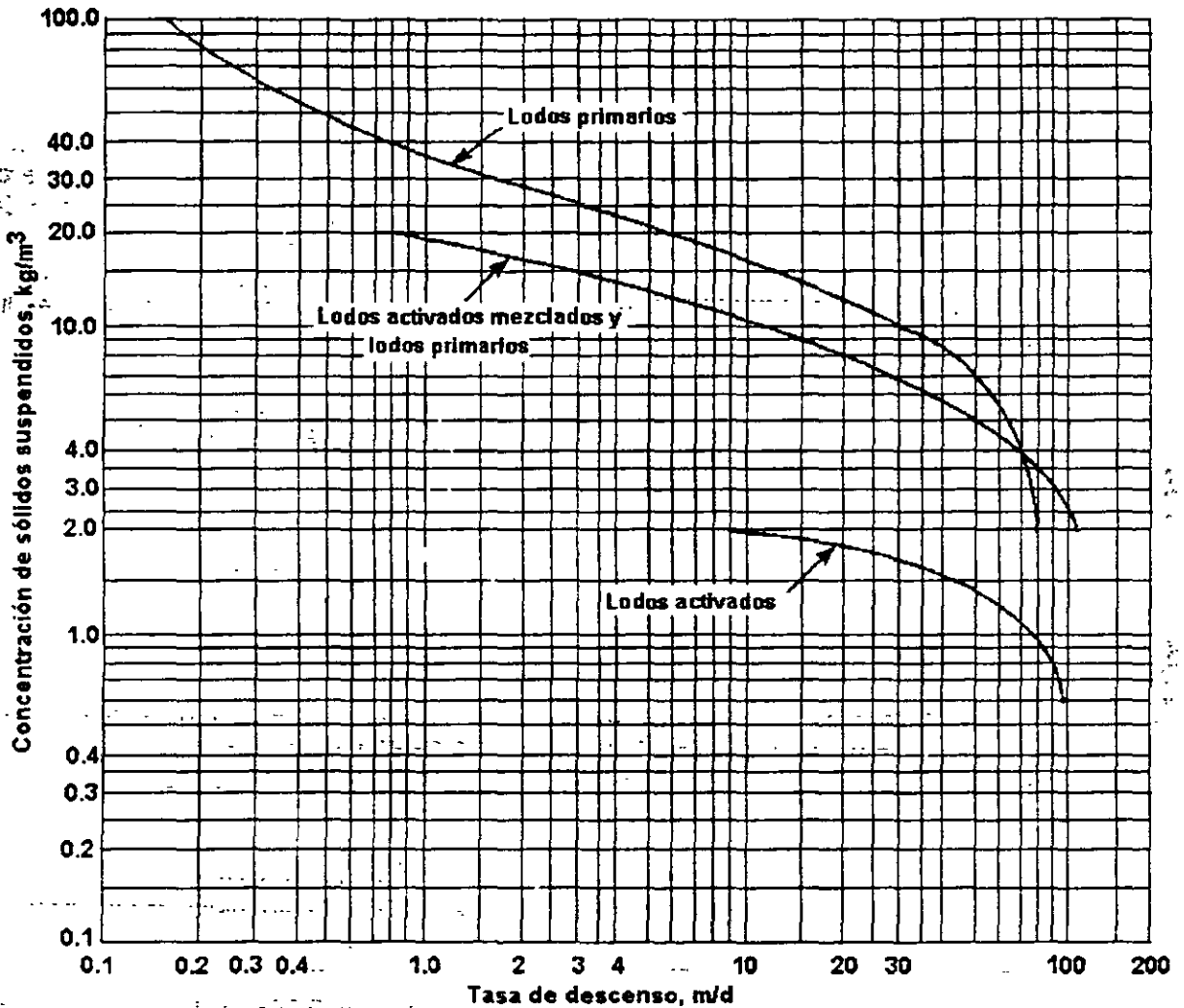


Figura 20.3. Curvas de sedimentación batch.

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.

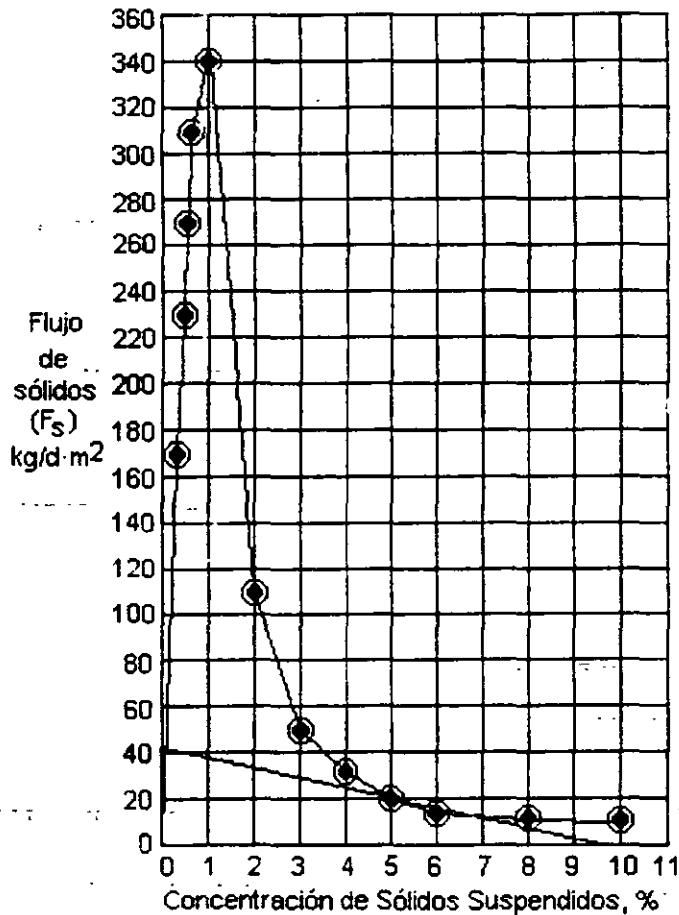


Figura 20.4. Curva flux batch.

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.

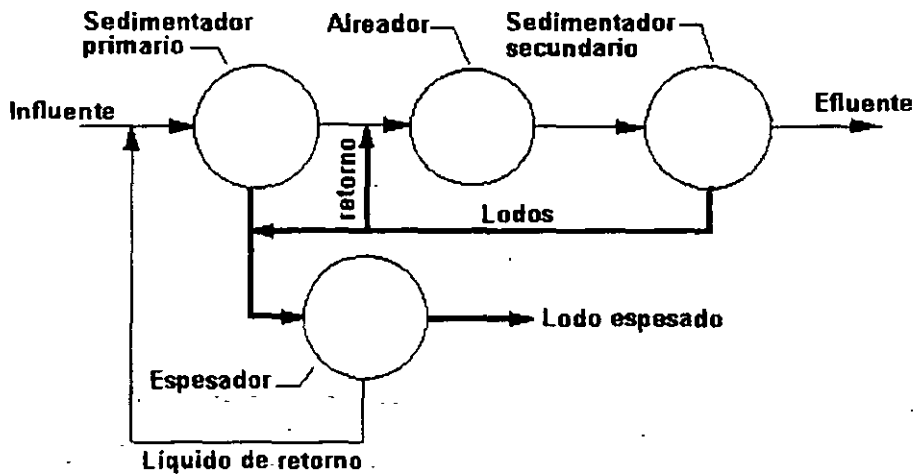


Figura 20.5. Diagrama de flujo de un sistema de tratamiento.

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

$$\frac{19,000 \text{ m}^3/\text{d}}{491 \text{ m}^2} = 38.7 \text{ m/d}$$

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

$$M_p = 0.58 \times 0.200 \text{ kg/m}^3 \times 19,000 \text{ m}^3/\text{d} = 2204 \text{ kg/d}$$

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

$$V_p = \frac{2204 \text{ kg/d}}{1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.05} = 44.1 \text{ m}^3/\text{d}$$

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

$$DBO_{\text{entrada}} = (1.0 - 0.32) \cdot 225 \text{ mg/l} = 153 \text{ mg/l}$$

$$DBO_{salida} = DBO_{del\ effluente} = 20\ mg/l$$

$$DBO_{consumida\ en\ el\ aireador} = 153 - 20 = 133\ mg/l$$

$$0.133\ kg/m^3 \times 19,000\ m^3/d = 2527\ kg/d$$

La biomasa en el reactor es $3.5\ kg/m^3 \times 2900\ m^3 = 10\ 150\ kg$.

La relación sustrato-biomasa es

$$FIM = \frac{2527\ kg/d}{10,150\ kg} = 0.25\ d^{-1}$$

El factor de conversión de biomasa Y' se puede obtener de la Figura 20.6

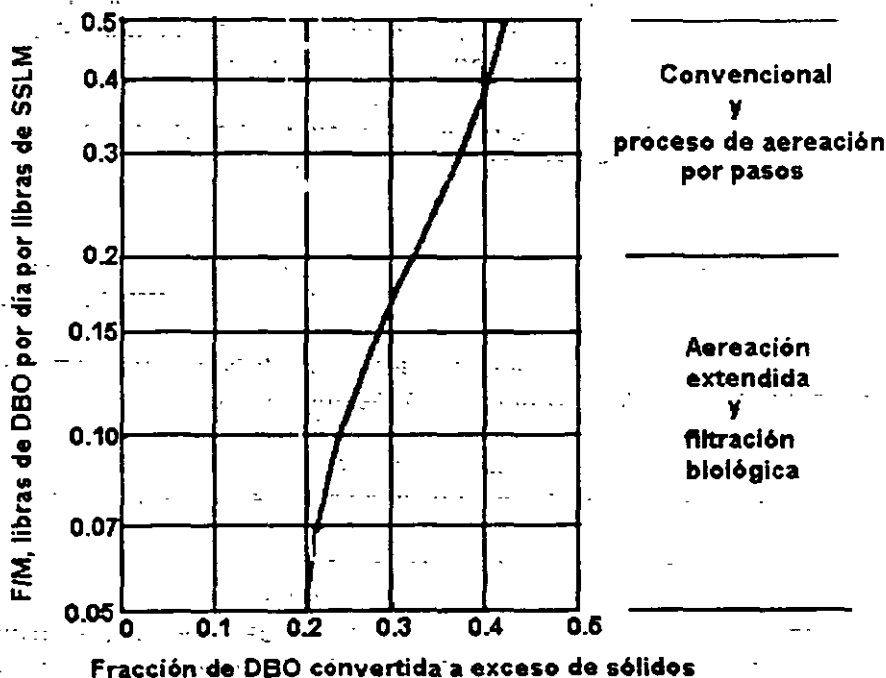


Figura 20.6. Diagrama generalizado de la producción en exceso de lodos (Y'), como una función de la relación sustrato-biomasa.

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/m^3

Q = gasto, m^3/d

Sustituyendo

$$M_s = 0.35 \times 0.133 \text{ kg/m}^3 \times 19,000 \text{ m}^3/d = 884 \text{ kg/d}$$

El volumen de lodos secundarios es

$$V_s = \frac{884 \text{ kg/d}}{1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.0075} = 118 \text{ m}^3/d$$

3. Cálculo de la masa total de sólidos y del volumen total de lodo enviado al espesador.

$$M_T = M_p + M_s = 2204 + 884 = 3088 \text{ kg/d}$$

$$V_T = V_p + V_s = 44.1 + 118 = 162.1 \text{ m}^3/d$$

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

$$V_{\text{espesado}} = \frac{3088 \text{ kg/d}}{1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.04} = 77.2 \text{ m}^3/d$$

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 mezclado son igualmente aplicables al proceso anaerobio.

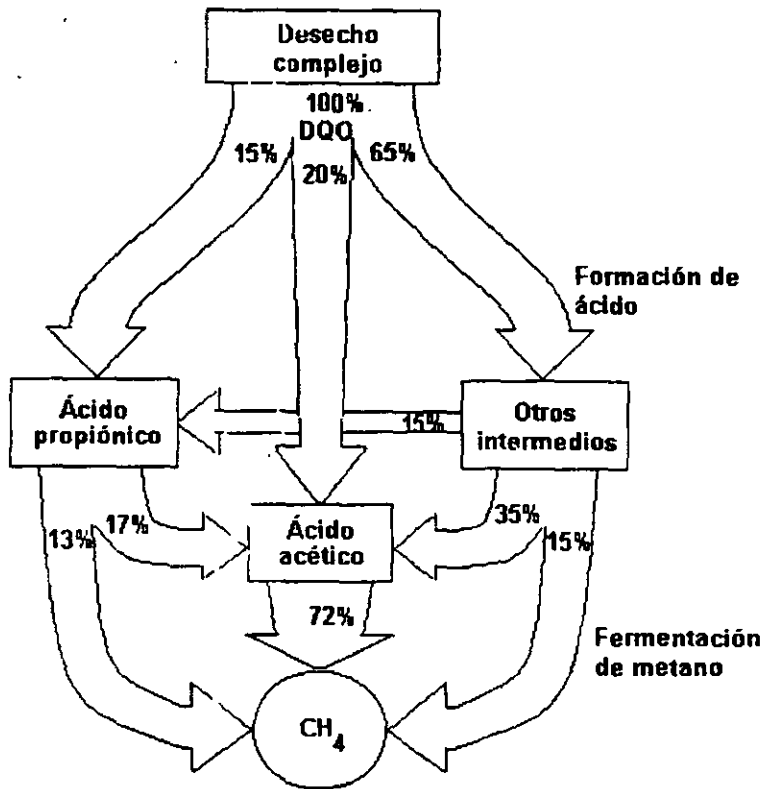


Figura 21.1. Trayectoria y productos de la digestión anaerobia de lodos de agua residual.

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 m^3 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 $0.04 m^3/s$ o menor.

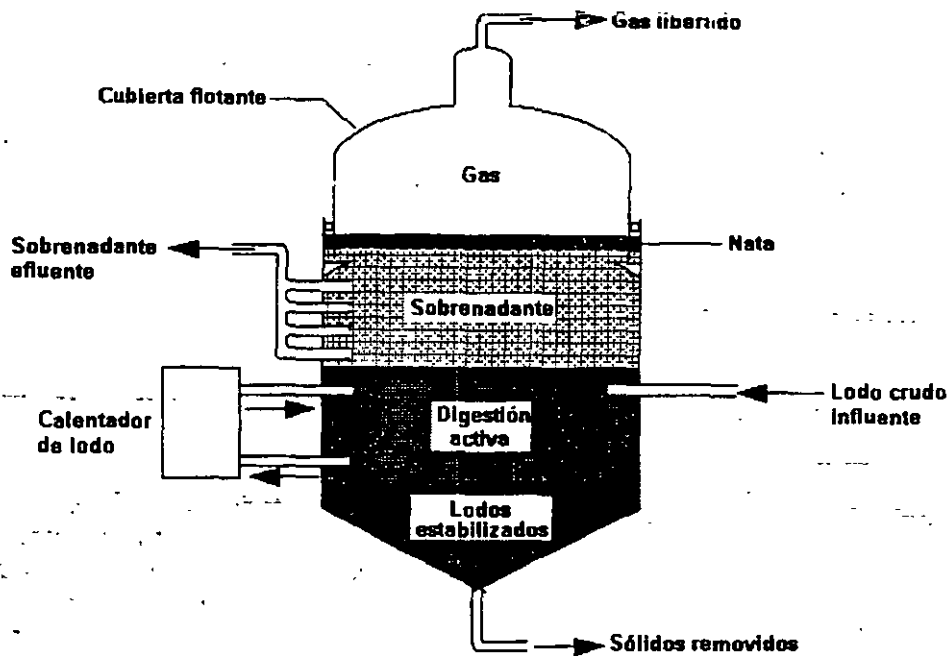


Figura 21.2. Esquema de un digestor anaerobio de tasa estándar.

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:

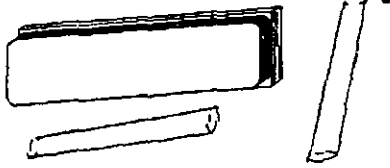
- V = volumen del digestor; m³
- V₁ = tasa de carga de lodo crudo, m³/d
- V₂ = tasa de acumulación de lodo digerido, m³/d
- t₁ = periodo de digestión, d
- t₂ = periodo de digestión del lodo digerido, d

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 digestor 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 digestor 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 x 0.7 = 2162 kg/d

Fracción orgánica remanente = 2162 x 0.4 = 864.8 kg/d

Fracción inorgánica remanente = 3088 x 0.3 = 926.4 kg/d

Masa total remanente = 864.8 + 926.4 = 1791.2 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 digestor 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 m³ de digestor por día.

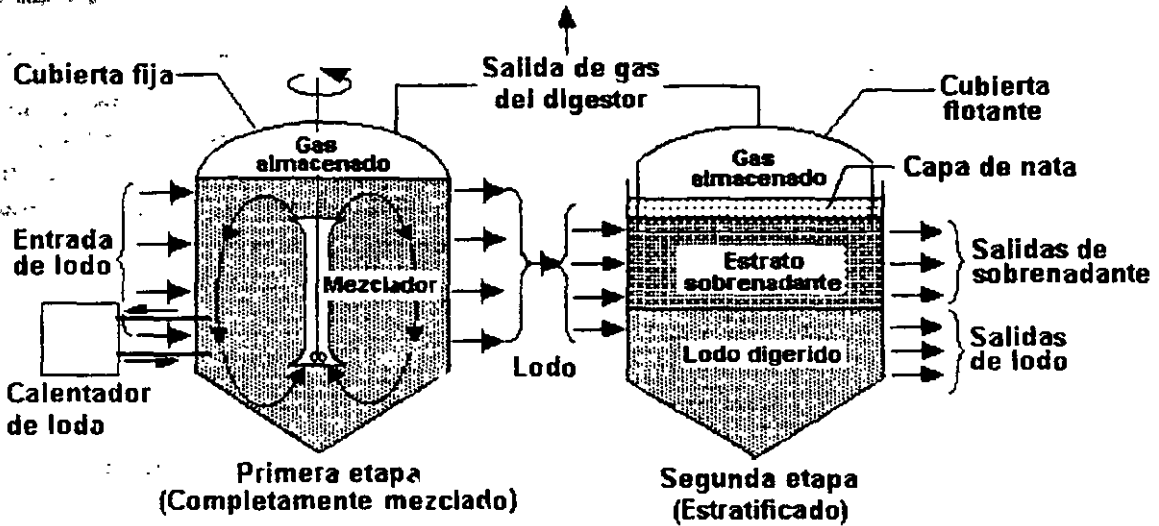


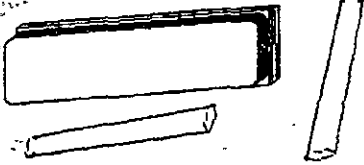
Figura 21.3. Esquema de un digestor anaerobio de alta tasa.

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 coleccionar el agua que drena del lodo. El agua colectada se bombea hacia el inicio del sistema.

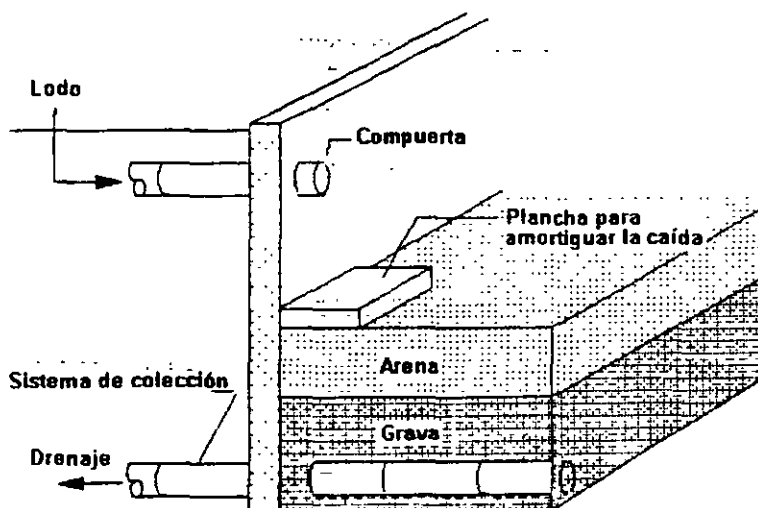


Figura 22.1. Sección transversal de un lecho de secado de lodo.

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.

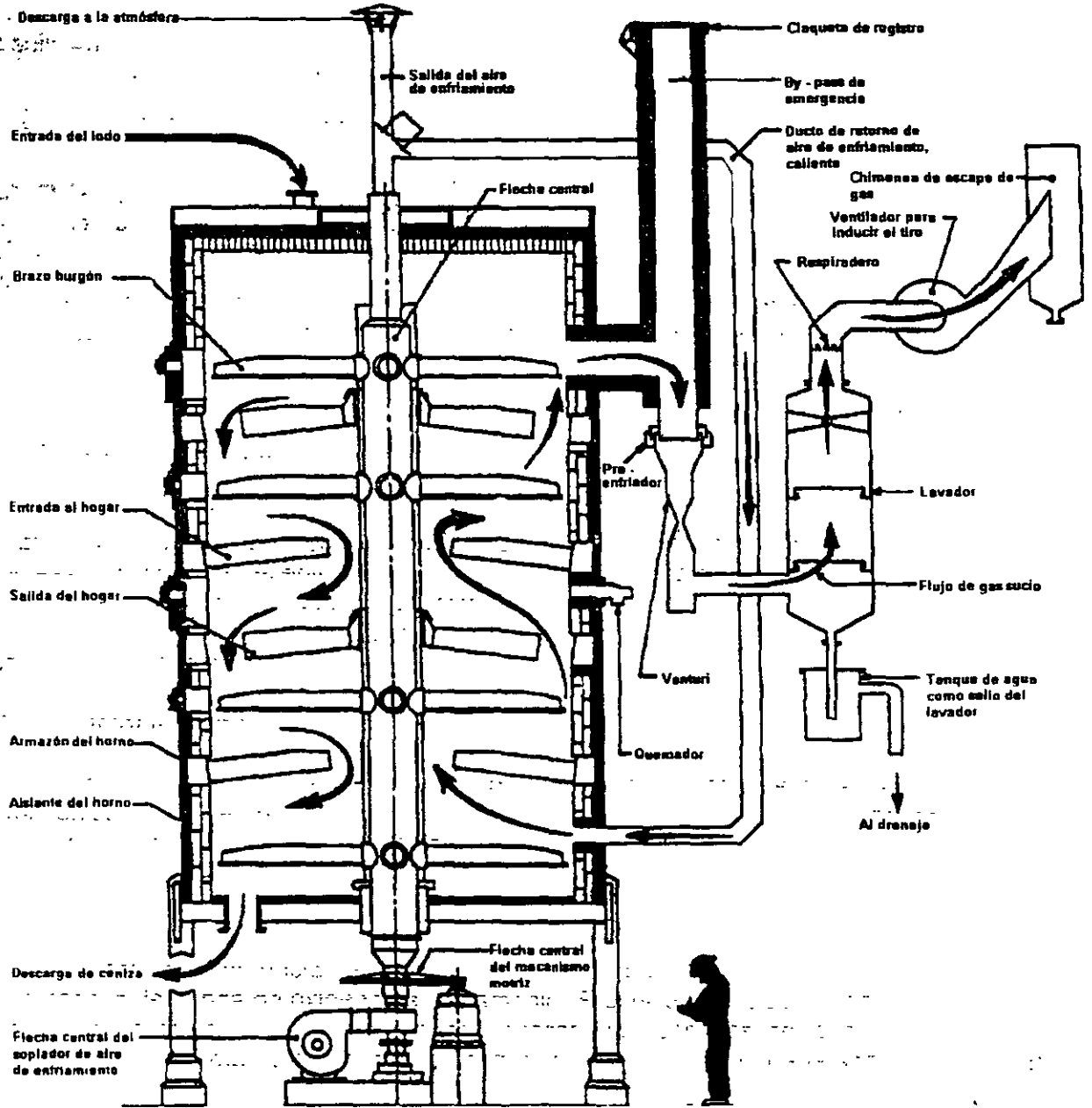


Figura 22.2. Esquema de un incinerador de lodos de hogar múltiple (ZIMPRO ENVIRONMENTAL, INC.)

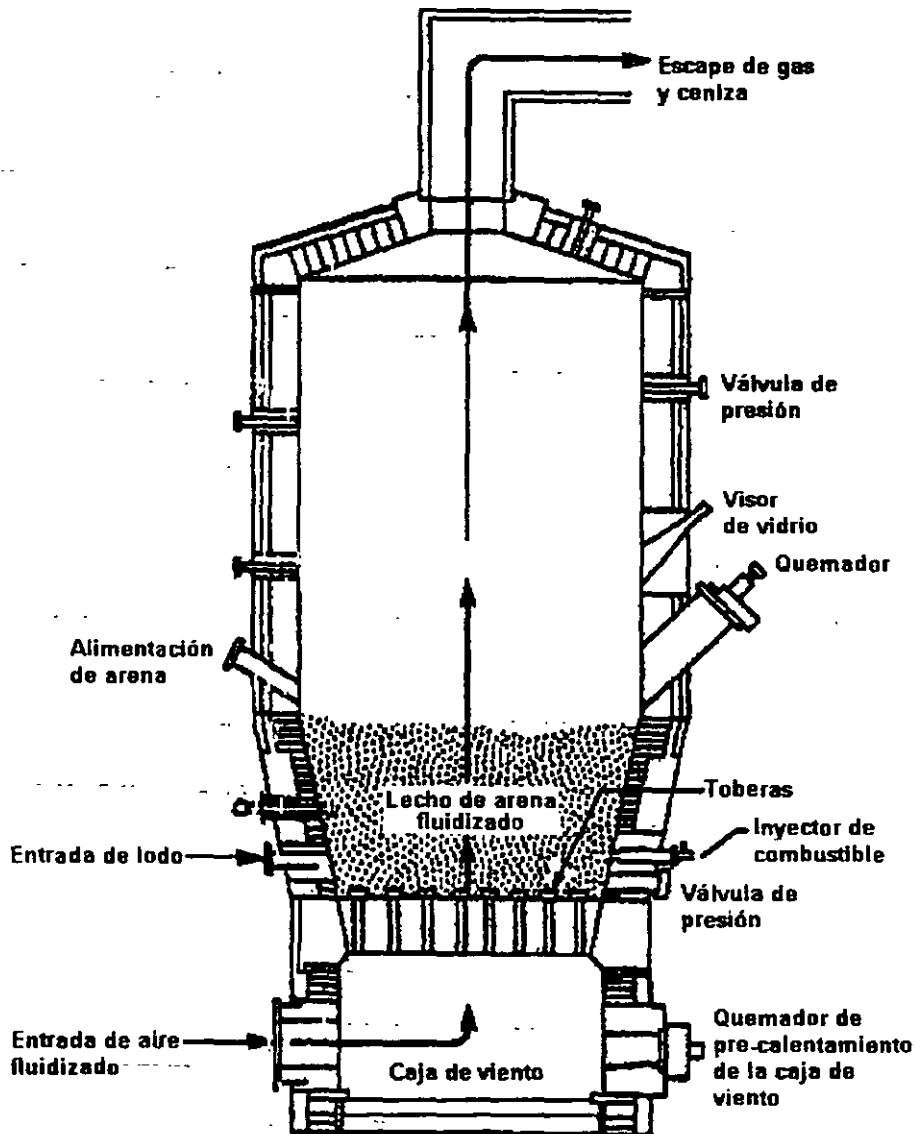


Figura 22.3. Sección transversal de un incinerador de lecho fluidizado (ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY)

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.



DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES.

MÓDULO III

CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA 5: A MANERA DE EPÍLOGO

EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004

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

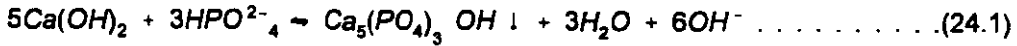
Las cantidades de nutrientes aportadas por las aguas residuales al fenómeno de eutroficación son menores que las aportadas por las actividades agrícolas y otras fuentes; sin embargo, la naturaleza puntual de las descargas de aguas residuales las hace favorables para la aplicación de técnicas de control. 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

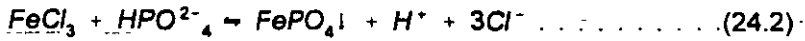
Todos los polifosfatos (fosfatos deshidratados molecularmente) gradualmente se hidrolizan en solución acuosa y regresan a la forma orto (PO_4^{3-}) de la que fueron derivados. En el agua residual es común encontrar al fósforo como fosfato mono-hidrógeno (HPO_4^{2-}).

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.

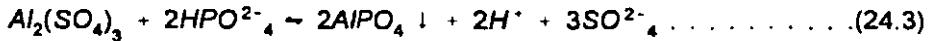
Empleando cal



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).

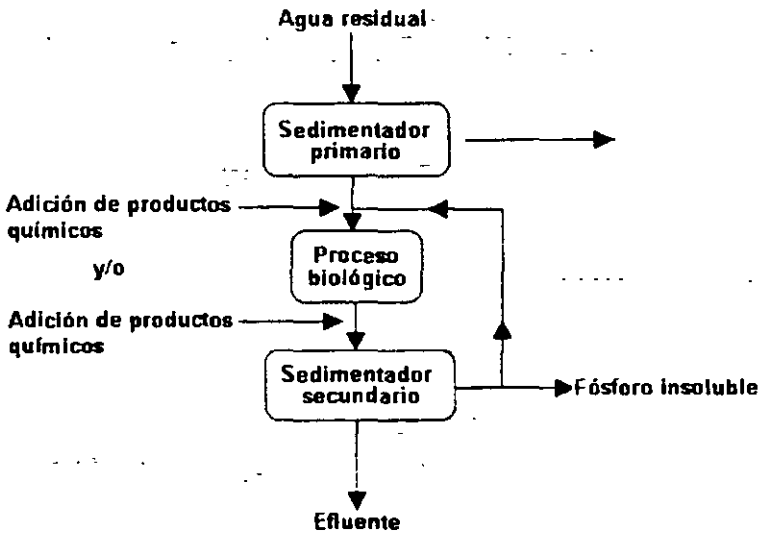


Figura 24.1. Adición de productos químicos para la remoción del fósforo antes y/o después del proceso biológico, según bibliografía.

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.

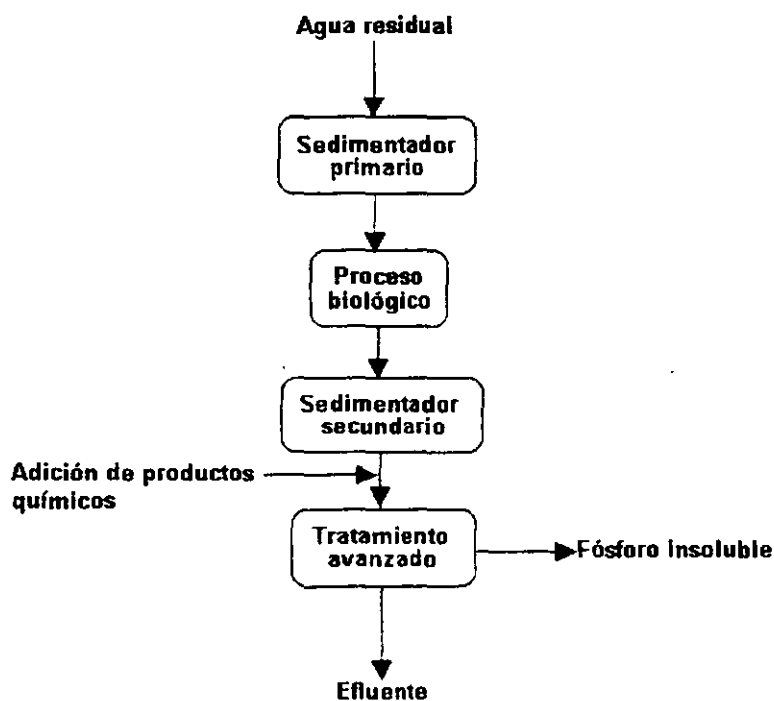


Figura 24.2. Adición de productos químicos para la remoción del fósforo después de la sedimentación secundaria, según bibliografía.

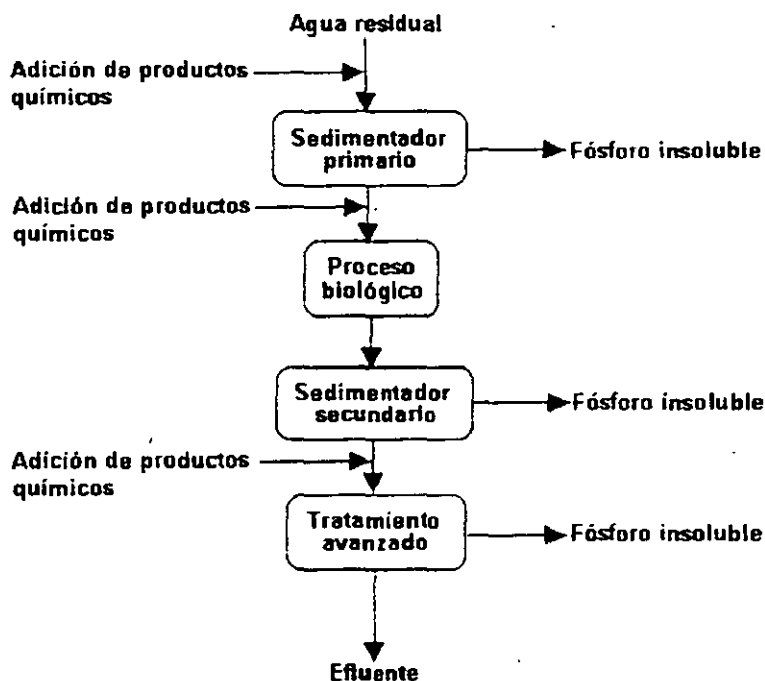


Figura 24.3. Adición de productos químicos para la remoción del fósforo en varios puntos del proceso, según bibliografía.

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.

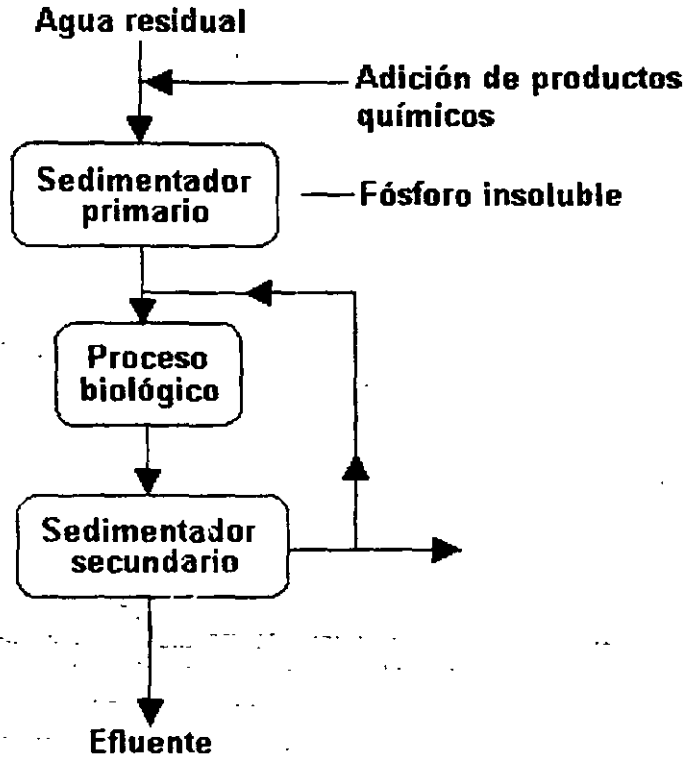
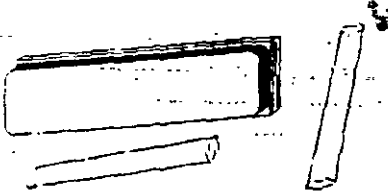


Figura 24.4. Adición de productos químicos para la eliminación del fósforo antes de la sedimentación primaria, según bibliografía.

Actividades para realizar en clase



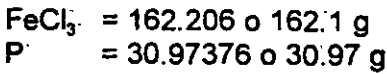
Problemas y ejemplos de diseño

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 $\text{PO}_4^{3-} \text{P}$, la cantidad teórica de cloruro férrico sería:

$$4.00 \times \frac{162.21}{30.97} = 20.95 \text{ o } 21.0 \text{ mg/l}$$

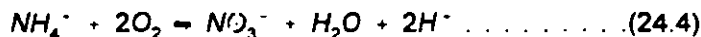
La cantidad real del reactivo químico debe determinarse a través de pruebas en jarras debido a: existencia de reacciones laterales, limitación en la solubilidad del producto y variaciones diarias. Es posible esperar que la cantidad real de la dosis de cloruro férrico sea 1.5 a 3 veces la cantidad teórica.

24.1.2 Remoción de nitrógeno

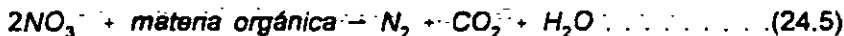
El nitrógeno en cualquier forma soluble (NH_3 , NH_4^+ , NO_2^- , y NO_3^- , pero no N_2 gas), es un nutriente y puede ser necesaria su remoción del agua residual para contribuir al control del crecimiento de algas en los cuerpos receptores. Por otra parte, el nitrógeno en la forma de amoníaco ejerce una demanda de oxígeno y puede ser tóxico para los peces. La remoción del nitrógeno puede lograrse por un proceso biológico denominado *nitrificación/denitrificación* o por un proceso químico, llamado *arrastré con aire*.

Nitrificación/denitrificación

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 denitrificación anóxica por bacterias:

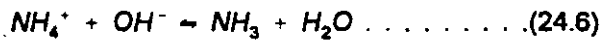


Como lo expresa la reacción química se requiere materia orgánica para la denitrificación, ya que sirve como fuente de energía para las bacterias. Las sustancias orgánicas pueden obtenerse del interior o exterior de las células. En los sistemas de remoción de nitrógeno multietapas es necesaria una fuente suplementaria de carbono orgánico para lograr una rápida denitrificación, 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.

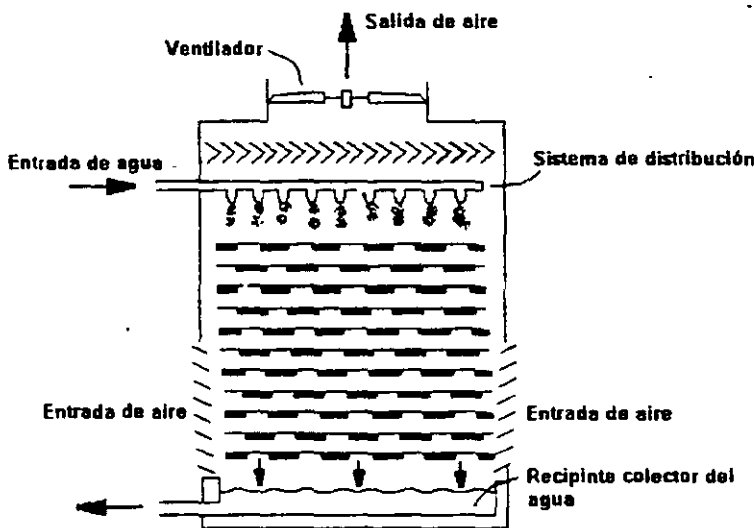


Figura 24.5. Diagrama de una columna a contracorriente para el arrastre de amoníaco.

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 flóculos 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 flóculo 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 carbono 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 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.

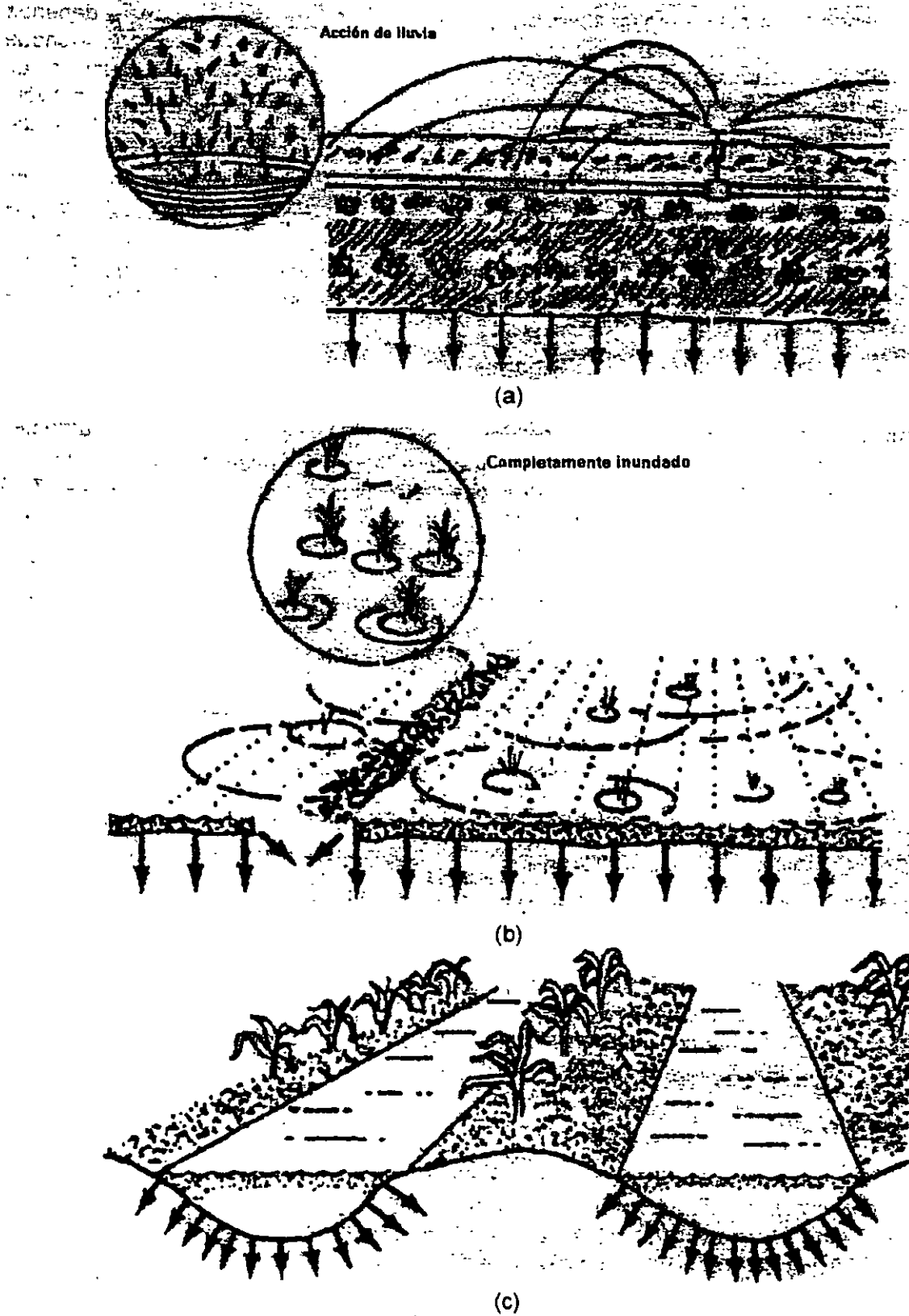


Figura 25.1. Técnicas de irrigación usando agua residual municipal: (a) aspersión, (b) inundación, c) surco.

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 a 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.

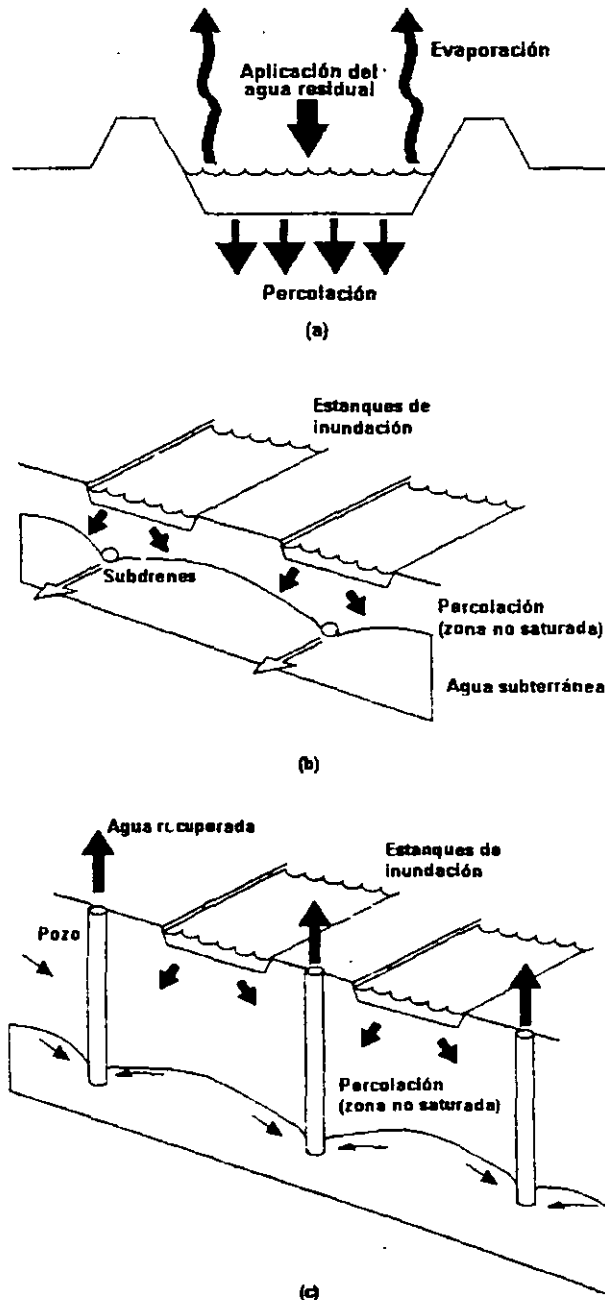
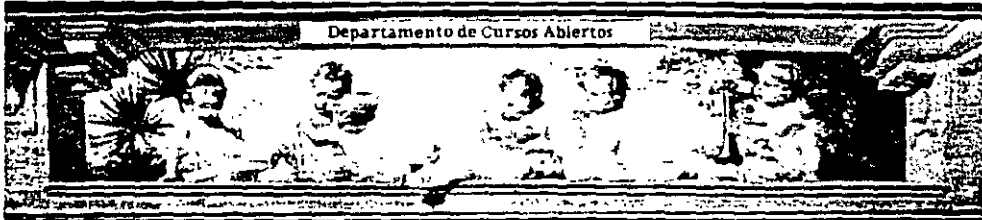


Figura 25.2. Infiltración rápida del agua residual: (a) percolación hacia el agua subterránea, (b) recuperación mediante subdrenes, (c) recuperación mediante pozos.



DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES.

MÓDULO III CA119 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

TEMA: APÉNDICE

EXPOSITOR: M. I. ENRIQUE CÉSAR VALDEZ.

PALACIO DE MINERÍA: JUNIO-JULIO 2004

Programa 2004

**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:

$$\text{Tamaño de la muestra (\%)} = \frac{\text{volumen de la muestra no diluida}}{\text{volumen de la muestra diluida}} \times 100 \dots\dots\dots (\text{A.1})$$

$$\text{Factor de dilución} = \frac{\text{volumen de la muestra diluida}}{\text{volumen de la muestra no diluida}} = \frac{100}{\text{tamaño de la muestra (\%)}} \dots (A.2)$$

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. Berlin, 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.

Babbitt-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.